

SPANNBETONFERTIGTEILE MIT TEILWEISER VORSPANNUNG AUS HOCHFESTEM BETON

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

vorgelegt von

Dipl.-Ing.
Andreas Nitsch
aus Essen

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. J. Hegger
Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. G. König (Universität Leipzig)

Tag der mündlichen Prüfung: 19.07.2001

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen	IV – VI
1 Einführung	1
1.1 Veranlassung.....	1
1.2 Ziel und Inhalt der Arbeit.....	3
2 Überblick zum Stand der Kenntnisse	6
2.1 Verbund.....	6
2.1.1 Grundlegende Anmerkungen	6
2.1.2 Verbundverhalten in normalfestem und hochfestem Beton.....	8
2.1.3 Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen.....	10
2.1.4 Übersicht der Verbundgesetze	12
2.2 Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich	13
2.3 Teilweise Vorspannung.....	15
2.4 Rißbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung.....	16
3 Versuche zur Ermittlung des Verbundverhaltens	19
3.1 Allgemeine Vorbemerkungen	19
3.2 Beschreibung der Pull-Out Versuche.....	20
3.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau.....	20
3.2.2 Baustoffe	22
3.2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper.....	22
3.2.4 Meßverfahren und Meßwerverfassung.....	22
3.2.5 Belastungsgeschichte	23
3.3 Abgrenzung der eigenen Pull-Out Versuche zu bisherigen Untersuchungen	24
3.4 Ergebnisse der Pull-Out Versuche	26
3.4.1 Vorbemerkungen.....	26
3.4.2 Verbundkraft-Verschiebungsverhalten	26
3.5 Auswertung zum Verbundverhalten	35
3.5.1 Vorbemerkungen.....	35
3.5.2 Ermittlung der Verbundspannungen für Spanndrahtlitzen.....	35
3.5.3 Konstanter und verschiebungsabhängiger Anteil der Verbundspannung	36
3.5.4 Spannungsabhängiger Anteil der Verbundspannung	39
3.5.5 Ermittlung der Verbundspannungen für gerippte Spanndrähte.....	41
3.6 Vergleich mit fremden Versuchen zum Verbundverhalten	43
3.6.1 Vorbemerkungen.....	43
3.6.2 Vergleich mit dem Verbundverhalten glatter Stähle.....	43
3.6.3 Vergleich mit dem Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen.....	44
3.6.4 Vergleich mit dem Verbundverhalten von gerippten Spanndrähten	48
3.7 Ableitung von Verbundgesetzen für Spannstähle mit sofortigem Verbund in hochfestem Beton.....	49
3.8 Wertung und Vergleich der Verbundgesetze mit den Versuchsergebnissen	51

4	Berechnungsmodelle zum Verbundverhalten.....	56
4.1	Vorbemerkungen	56
4.2	Eindimensionaler Spannungs- und Verschiebungszustand	56
4.2.1	Analytisches Berechnungsmodell	56
4.2.2	Numerisches Berechnungsmodell.....	58
4.2.3	FE-Berechnungsmodell.....	59
4.3	Dreidimensionaler Spannungszustand.....	61
4.3.1	Mechanisches Berechnungsmodell	61
4.3.2	Erweitertes FE-Berechnungsmodell	67
4.4	Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnungsmodelle mit den Pull-Out Versuchen	71
4.5	Wertung und Vergleich der Berechnungsmodelle	73
5	Spannkrafteinleitungsversuche	77
5.1	Allgemeine Vorbemerkungen.....	77
5.2	Beschreibung der Spannkrafteinleitungsversuche	78
5.2.1	Versuchskörper und Versuchsaufbau	78
5.2.2	Baustoffe.....	80
5.2.3	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	80
5.2.4	Meßverfahren und Meßwerterfassung	81
5.2.5	Belastungsgeschichte	82
5.3	Ergebnisse der Spannkrafteinleitungsversuche	83
5.3.1	Vorbemerkungen.....	83
5.3.2	Übertragungslänge der Vorspannkraft	86
5.3.3	Verschiebungsverhalten der Spannstähle	87
5.3.4	Rißentwicklung im Übertragungsbereich	90
5.4	Auswertung.....	95
5.4.1	Ermittlung der Übertragungslängen.....	95
5.4.2	Ermittlung der Verbundspannungen	97
5.4.3	Auswertung zum Rißverhalten	99
5.4.4	Verbundverhalten bei Verschiebungsumkehrung.....	101
5.5	Vergleich mit fremden Versuchen zur Spannkrafteinleitung	104
5.6	Nachrechnung mit dem FE-Modell	105
5.7	Bemessungskonzept zum Spannkrafteinleitungsbereich.....	110
5.8	Wertung und Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den Versuchs- ergebnissen	112
6	Versuche zum Verhalten im Gebrauchszustand	114
6.1	Allgemeine Vorbemerkungen.....	114
6.2	Beschreibung der Zugkörperversuche	115
6.2.1	Versuchskörper und Versuchsaufbau	115
6.2.2	Baustoffe.....	116
6.2.3	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	116
6.2.4	Meßverfahren und Meßwerterfassung	117

6.2.5	Belastungsgeschichte	118
6.3	Beschreibung der Balkenversuche	119
6.3.1	Versuchskörper und Versuchsaufbau.....	119
6.3.2	Versuchsaufbau	121
6.3.3	Baustoffe	122
6.3.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper.....	123
6.3.5	Meßverfahren und Meßwertaufzeichnung.....	123
6.3.6	Belastungsgeschichte	125
6.4	Abgrenzung der eigenen Versuche zu bisherigen Untersuchungen.....	126
6.5	Ergebnisse der Zugkörper- und Balkenversuche	127
6.5.1	Vorbemerkungen.....	127
6.5.2	Verformungs- und Reißverhalten.....	132
6.6	Auswertung zum Verhalten ab der Dekompression.....	137
6.6.1	Vorbemerkungen.....	137
6.6.2	Ermittlung der Laststufe der Dekompression.....	137
6.6.3	Dehnungsverhalten.....	139
6.6.4	Nachrechnung mit dem FE-Modell.....	143
6.6.5	Erstreißen.....	146
6.6.6	Reißentwicklung	148
6.6.7	Reißweiten.....	154
6.7	Bemessungskonzept zur Reißweitenbeschränkung durch Litzen.....	160
6.8	Wertung und Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den Versuchsergebnissen.....	164
7	Versuche zum Verhalten beim Erreichen der Tragfähigkeit.....	172
7.1	Vorbemerkungen.....	172
7.2	Baustoffe	172
7.3	Belastungsgeschichte	172
7.4	Ergebnisse der Balkenversuche.....	173
7.4.1	Trag- und Verformungsverhalten bei Biegebeanspruchung.....	173
7.4.2	Tragverhalten der Verankerung.....	179
7.5	Bemessungskonzept zur Endverankerung vorgespannter Bauteile.....	185
8	Zusammenfassung.....	189
9	Literaturverzeichnis	191
Anhang A:	Pull-Out Versuche	A 1 - A 11
Anhang B:	Spannkrafteinleitungsversuche.....	B 1 - B 16
Anhang C:	Zugkörperversuche	C 1 - C 9
Anhang D:	Balkenversuche	D 1 - D 23

Bezeichnungen und Einheiten

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

Einheiten

Kräfte und Lasten: kN, kN/m

Momente: kNm

Spannungen: N/mm²

Verwendete Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben:

A	Querschnittsfläche
A _c	Querschnittsfläche des Betons
A _p	Querschnittsfläche der Spannglieder (Spannstähle)
C	Konstante zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Spannstahl
E _p	Elastizitätsmodul von Spannstahl
E _{pi}	wirksamer Elastizitätsmodul von Spannstahl zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug
E _c	Elastizitätsmodul von Beton
F	Einwirkung, Kraft, Last
F _{pdx}	Grenztragfähigkeit der Spannglieder im gerissenen Verankerungsbereich
ΔF _{pr}	Beanspruchung des Spannstahls ab Dekompression bei der Erstrißbildung
M	Biegemoment
M _{sd}	Bemessungswert des Biegemomentes
M _u	rechnerisches Bruchmoment durch Fließen des Spannstahls
M _{DEK}	Biegemoment bei der Dekompression in Spannstahlhöhe
N	Normalkraft
P	Vorspannkraft
P ⁽⁰⁾	Vorspannkraft im Spannbett
P ₀	Vorspannkraft unmittelbar nach dem Vorspannen
P _t	Vorspannkraft bei Versuchsbeginn
R	Reibungskraft
U _p	Umfang des Spannstahls
V	Querkraft
V _{sd}	Bemessungswert der Querkraft am Auflager
Z	Zugkraft
Z _{DEK}	Zugkraft bei der Dekompression
ΔZ	Zugkraft ab der Laststufe der Dekompression

Kleine lateinische Buchstaben:

a_1	Versatzmaß
b_0	Breite
b_0	Stegbreite
c	Betondeckung
d_p	Vergleichsdurchmesser für einen Rundstab mit gleichem Verhältnis von Querschnittsfläche und wirksamem Verbundumfang wie die Spanndrahtlitze
h	Bauteilhöhe
d	statische Nutzhöhe, Durchmesser
i	Zählvariable in numerischen Berechnungen
f_c	Druckfestigkeit des Betons
$f_{c,E}$	Druckfestigkeit des Einpressmörtels
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ctk}	charakteristischer Wert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1%-Streckgrenze des Spannstahls
f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
f_R	bezogene Rippenfläche
h_z^I	Zugkeilhöhe im Zustand I bei der Erstrißbildung
k	Streuungsbeiwert der Rißbreite
l	Länge, Stützweite
l_{ba}	Verankerungslänge der Spannglieder
l_{bp}	Übertragungslänge der Vorspannkraft
l_{bpd}	Bemessungswert der Übertragungslänge im Grenzzustand der Tragfähigkeit
l_{ep}	Krafteinleitungslänge des Spannstahls
$l_{ep,r}$	Krafteinleitungslänge des Spannstahls für die Rißzugkraft bei der Erstrißbildung
l_e^{I-II}	Störlänge des Spannungszustandes im Zustand I durch Risse
l_v	Verbundlänge
$l_{v,eff}$	effektive Verbundlänge
r	Radius
Δr	Radialverschiebung
s	lichter Abstand der Spannglieder, Verschiebung
$s(x)$	Verschiebung der Spannglieder gegenüber dem Beton
$s_p(x)$	Verschiebung der Spannglieder
Δs	Verschiebung der Spannglieder an der Stirnfläche des Bauteils
s_r	Rißabstand
s_{rm}	mittlerer Rißabstand
s_{max}	maximaler Rißabstand
t	Zeit
u_v	wirksamer Verbundumfang der Spannglieder
w	Rißbreite

w_m	mittlere Rißbreite
w_r	Einzelrißbreite bei der Erstrißbildung
w_t	Rißbreite in tangentialer Richtung des Betonzugrings
w_0	Rißbreite bei der keine Spannungen mehr übertragen werden können
x, y, z	Koordinaten, Abstand
Δx	Diskretisierungsgröße in numerischen Berechnungen
z	Hebelarm der inneren Kräfte

Kleine griechische Buchstaben:

α, β, δ Winkel

α	Konstante zur Beschreibung des Verbundverhaltens von Spannstahl
α_e	Völligkeitsbeiwert
α_p	Verhältnis der Elastizitätsmoduli von Spannstahl und Beton
β_w	Würfeldruckfestigkeit
ε	Dehnung
ε_c	Betondehnung
$\varepsilon_{c,el}$	elastische Betondehnung
$\varepsilon_{c,c}$	zeitabhängige Betondehnung aus Kriechen
$\varepsilon_{c,s}$	zeitabhängige Betondehnung aus Schwinden
$\Delta\varepsilon_{c,s}$	zeitabhängige Betondehnung aus Frühschwinden vor der ersten Messung
κ	Vorspanngrad
μ	Bewehrungsgrad
μ_{eff}	effektiver Bewehrungsgrad
ν	Querdehnungszahl
ρ	Reibungswinkel
σ	Spannung
σ_t	Zugspannung
σ_{cp}	Betonspannung in Spannstahlhöhe
$\sigma_{c,u}$	Betonspannung am unteren Querschnittsrand
$\sigma_p^{(0)}$	Spannstahlspannung im Spannbett
σ_{p0}	Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Vorspannen
σ_{pt}	Spannstahlspannung bei Versuchsbeginn
σ_{pm}	mittlere Spannstahlspannung
σ_{pr}	Spannstahlspannung aus der Erstrißzugkraft
$\Delta\sigma_p$	Spannstahlspannungsänderung, Zusatzstahlspannung ab der Dekompression
$\sigma_{0,max}$	maximal auf das Spannglied aufgebrachte Spannung
τ	Verbundspannung
τ_{pm}	mittlere Verbundspannung des Spannstahls
$\tau_{pm,r}$	mittlere Verbundspannung des Spannstahls bei der Erstrißbildung

1 Einführung

1.1 Veranlassung

Der moderne Hochbau ist durch die Forderung nach schneller und kostengünstiger Bauausführung geprägt. Dies hat zu einer zunehmenden Rationalisierung durch weitgehende Vorfertigung der Bauelemente geführt. Im Industriebau steht hierbei neben der Bauzeitverkürzung die Einsparungen von Schalungs- und Gerüstkosten im Vordergrund [72]. Darüber hinaus ergeben sich aus der Nachfrage nach einer transparenten Architektur bei Bürogebäuden und Geschäftshäusern weit gespannte Tragwerke, welche eine spätere Nutzungsänderung ohne Einschränkungen durch tragende Innenbauteile ermöglichen.

Diesen steigenden Anforderungen begegnet der Fertigteilbau zunehmend mit der Spannbetonbauweise und der wirtschaftlichen Herstellung im Spannbett. Gleichzeitig ergibt sich durch hochfesten Beton eine Erweiterung der Anwendungsgrenzen insbesondere für vorgespannte Fertigteile. Die höhere Betonfestigkeit ermöglicht eine deutliche Verminderung der Querschnittsabmessungen und führt durch geringere Bauteilgewichte bei Fertigteilen zu niedrigeren Transport- und Montagekosten [31]. Bei Spannbetonfertigteilen fällt dies doppelt ins Gewicht, da neben der Biegedruckzone zusätzlich die Abmessungen der vorgedrückten Zugzone verringert werden können.

Die Abmessungen der vorgedrückten Zugzone werden durch die zulässigen Betondruckspannungen, den Brandschutz und zusätzlich durch die Verbundverankerung der Spannstähle bestimmt. Zur wirtschaftlichen Konstruktion von Spannbetonfertigteilen aus hochfestem Beton sind deshalb die Mindestabmessungen des Konstruktionselementes "Verbundverankerung" von entscheidender Bedeutung. Bei der Anwendung von hochfestem Beton mit wesentlich höheren Verbundfestigkeiten muß beachtet werden, daß die Mindestmaße der Betondeckung und der gegenseitigen Abstände der Spannglieder eine rißfreie Spannkrafteinleitung sicherstellen, um eine unkontrollierte Verlängerung des Spannkrafteinleitungsbereichs zu verhindern.

Bei der Anwendung der teilweisen Vorspannung für Fertigteile entsprechend den zukünftigen Bemessungsnormen Eurocode 2, Teil 1 [24] und DIN 1045-1, Teil 1 [18] können die Querschnittsabmessungen der vorgedrückten Zugzone gegenüber der üblichen Ausbildung nach DIN 4227 Teil 1 [20] vermindert werden, da sich geringere Vorspannkraften als bei voller und beschränkter Vorspannung ergeben. Der Nachweis der Begrenzung der Betonzugspannungen entfällt zukünftig bei den meisten Anwendungen für Fertigteile und es ergibt sich eine Verminderung der Spannstahlbewehrung. Auch bei hohem Verkehrslastanteil sind gegenüber der bisher üblichen Ausbildung keine negativen Durchbiegungen zu erwarten und eine Vorspannung der Druckzone entfällt. Aus diesen Gründen sind Bauteile mit geringeren Vorspanngraden deut-

lich günstiger. Das Kostenminimum bei typischen Spannbetonbauteilen des Hochbaus liegt bei mittleren Vorspanngraden von $\kappa = 0,4$ bis $\kappa = 0,7$ [43].

Bei teilweiser Vorspannung ist bei Ausnutzung der zulässigen Spannbettvorspannung der Spannbewehrung eine gemischte Bewehrung aus Spannstahl und Betonstahl für die Tragfähigkeit erforderlich. Es ist aus Kostengründen naheliegend, die gemischte Bewehrung bei mittleren Vorspanngraden durch eine einheitliche Biegezugbewehrung aus wirtschaftlichen Spanndrahtlitzen zu ersetzen. Zur Veranschaulichung sind die verschiedenen Bewehrungsformen in Bild 1 gegenübergestellt. Die Binder mit 20 m Spannweite wurden zum direkten Vergleich für eine Betonfestigkeitsklasse C 90/105 dimensioniert.

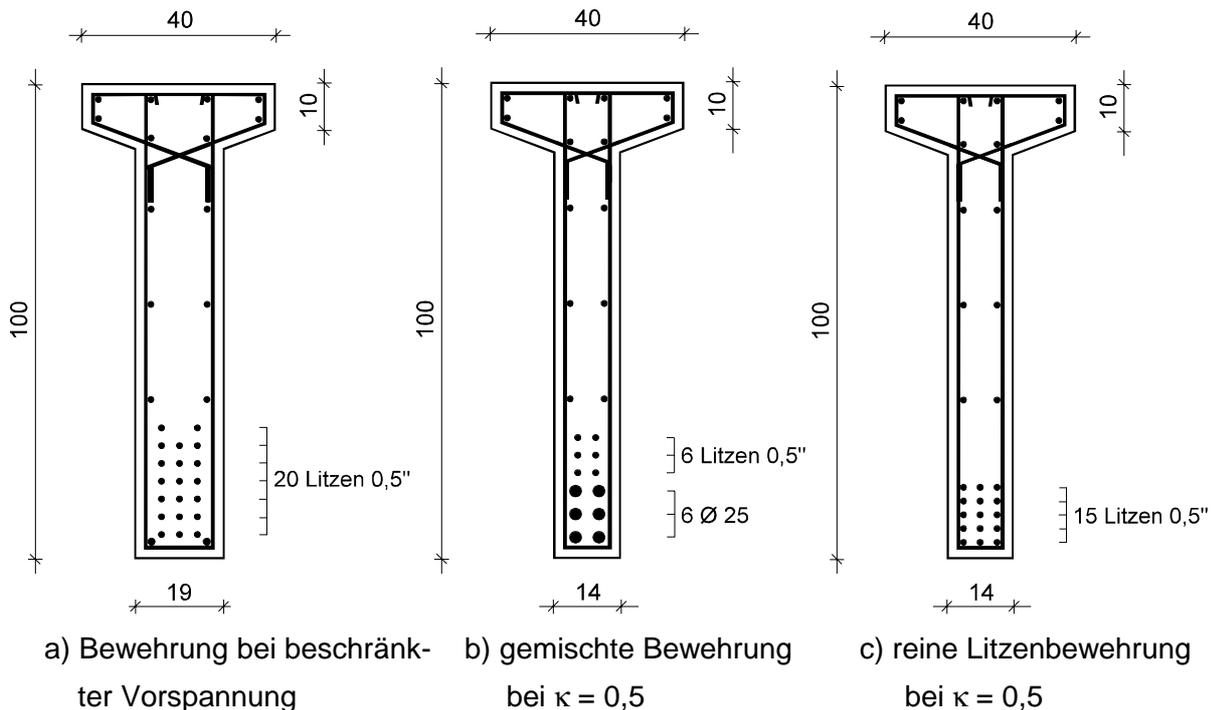


Bild 1: Unterschiedliche Längsbewehrungen bei vorgespannten Bindern der Festigkeitsklasse C 90/105

In Bild 1 a) ist die Bewehrung entsprechend einer beschränkten Vorspannung dargestellt. Bei einem geringen Vorspanngrad von $\kappa = 0,5$ kann die Breite des Stegs als vorgedrückte Zugzone vermindert werden, da die Vorspannkraft kleiner sind. Es ist jedoch eine gemischte Bewehrung entsprechend Bild 1 b) erforderlich, wenn die zulässige Vorspannung der Litzen nach [18] ausgenutzt wird. Bild 1 c) zeigt bei gleichen Verhältnissen eine reine Litzenbewehrung, die eine geringere Vordehnung im Spannbett erhält. Diese Litzenbewehrung ist für die Tragfähigkeit ausreichend und die untere Betonstahlbewehrung kann entfallen. Gleichzeitig ist eine Verminderung der Stegbreite auf 14 cm möglich, da wegen der kleineren Vordehnung geringere Betondehnungen bzw. Abstände der Litzen zur Spannkrafteinleitung notwendig sind. Aus dem Vorspanngrad von $\kappa = 0,5$ ergibt sich eine geringe Vordehnung von rund 30 % der

Streckgrenze. Bei diesem geringen Spannungsniveau kann gleichzeitig gemäß DIN 4227-1/A1[21] auf eine Robustheitsbewehrung aus Betonstahl verzichtet werden, da ein plötzlicher Ausfall durch Spannungsrißkorrosion unwahrscheinlich ist.

Im Gebrauchszustand führen geringe Vorspanngrade zu einer planmäßigen Rißbildung. Wegen der höheren Korrosionsempfindlichkeit von Spannstählen und der damit verbundenen Gefahr eines Sprödbruchversagens [5] werden erhöhte Anforderungen an die Rißbreitenbeschränkung bei der Spannbetonbauweise gestellt. Bei hochfestem Beton können daher die wesentlich besseren Verbundeigenschaften der Bewehrung [38] für eine, im Vergleich zu normalfestem Beton, wirksamere Rißbreitenbeschränkung durch die von Herstellern bevorzugten Spanndrahtlitzen genutzt werden.

Die Anwendung von hochfestem Beton ist bisher für vorgespannte Bauteile nicht zulässig [9]. Darüber hinaus ist gemäß DIN 4227, Teil 2 [22] für teilweise vorgespannte Fertigteile mit Spannbettvorspannung noch eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Mit der Einführung der DIN 1045-1 [18] als maßgebende Bemessungsnorm für bewehrte Betonbauteile entfallen diese Einschränkungen. Als Folge der einheitlichen Behandlung von vorgespannten und nicht vorgespannten Bauteilen und wegen der wirtschaftlichen und konstruktiven Vorteile ist zukünftig eine vermehrte Anwendung der teilweisen Vorspannung mit Spanndrahtlitzen und eine häufigere Verwendung von hochfestem Beton bei Fertigteilen zu erwarten.

Bei hochfestem Beton werden die Rißabstände und Rißbreiten durch die im Vergleich zu normalfestem Beton höheren Betonzugfestigkeiten und besseren Verbundeigenschaften der Spanndrahtlitzen beeinflusst. Gleichzeitig sind geringere Durchbiegungen durch die bessere Mitwirkung des Betons in der vorgedrückten Zugzone zu erwarten. Durch die höhere Verbundfestigkeit ergeben sich wesentlich kürzere Übertragungslängen und dementsprechend größere Betonbeanspruchungen bei der Spannkrafteinleitung [14, 32]. Zum Verbundverhalten von Spannstählen in hochfestem Beton liegen bisher, außer den eigenen Untersuchungen [29, 30], nur wenige Versuche vor. Der Einfluß der spannungsabhängigen Querdehnungen auf das Verbundverhalten insbesondere von Litzen ist sowohl für die Spannkrafteinleitung als auch für die Rißbreitenbeschränkung nicht abschließend geklärt. Normative Regelungen hierzu liegen aufgrund fehlender experimentell abgesicherter Verbundkennwerte von Spannstählen in hochfestem Beton bislang nicht vor. Außerdem fehlt ein konsistentes Bemessungskonzept zur Endverankerung bei einer teilweisen Vorspannung im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

1.2 Ziel und Inhalt der Arbeit

Für wirklichkeitsnahe Konzepte zur Erfassung des Bauteilverhaltens von teilweise vorgespannten Fertigteilen aus hochfestem Beton ist das Verbundverhalten von Spanngliedern im Zusammenwirken mit den Baustoffeigenschaften des hochfesten Betons von entscheidender Bedeutung. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen

daher die bei Spanngliedern mit sofortigem Verbund vorhandenen Kenntnislücken für die Verankerungsbereiche sowie die Durchbiegungs- und Rißbreitenbeschränkung durch experimentelle und theoretische Untersuchungen geschlossen werden.

Ziel der Arbeit ist die Entwicklung von Bemessungskonzepten für teilweise vorgespannte Bauteile unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung von hochfestem Beton bei der Spannbett Herstellung. Hierbei stehen die Verankerungsbereiche von Spanngliedern mit sofortigem Verbund und die Rißbreitenbeschränkung mit einer reinen Litzenbewehrung im Vordergrund. Die breite Anwendung von Eurocode 2, Teil 1 und DIN 1045-1 wird den Einsatz der teilweisen Vorspannung forcieren, so daß mit der hiermit verbundenen planmäßigen Rißbildung den Verbundkennwerten eine höhere Bedeutung zukommt. Nur auf der Grundlage von verbesserten Verbundgesetzen kann das Bauteilverhalten wirklichkeitsnah in den Berechnungsmodellen beschrieben werden.

Dem entsprechend sollen folgende Fragestellungen untersucht werden:

- Welchen Verbundmechanismus weisen Spanndrahtlitzen in sofortigem Verbund auf?
- Welchen Einfluß haben die Eigenschaften von hochfestem Beton auf das Verbundverhalten der Spannstähle?
- Wie beeinflußt die höhere Zug- und Verbundfestigkeit den Übertragungsbereich bei der Spannbettvorspannung?
- Welche Auswirkungen hat die Anwendung von hochfestem Beton auf die Verankerung durch Spannglieder?
- Wie kann die höhere Verbundfestigkeit bei der Durchbiegungs- und Rißbreitenbeschränkung durch Litzen berücksichtigt werden?

In einem ersten Abschnitt dieser Arbeit (Kapitel 2) erfolgt zunächst eine Auswertung der bekannten Ansätze und Erkenntnisse zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit sofortigem Verbund. Eine weitere Fragestellung ist die Beschreibung des Verbundmechanismus zwischen Spannglied und hochfestem Beton. Es existieren zwar entsprechende Tragmodelle für gerippte Spannstähle z. B. nach [44], für Spanndrahtlitzen ist das grundlegende Verbundverhalten jedoch nicht vollständig geklärt. Zusätzlich werden die wesentlichen Grundlagen zur Konstruktion teilweise vorgespannter Fertigteile zusammengestellt.

Ausgehend von diesen Erkenntnissen werden durch umfangreiche experimentelle Untersuchungen an Pull-Out Versuchskörpern mit Spanngliedern im Spannbett durchgeführt, wobei das Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen im Mittelpunkt der Betrachtungen steht (Kapitel 3). Die Versuche werden insgesamt so angelegt, daß das Verbundverhalten im Verankerungs- und im Rißbereich wirklichkeitsnah erfaßt wird. Dazu werden bei den Verbunduntersuchungen der Einfluß der Betonzusammensetzung, des Betonalters, der Betondeckung, der spannungsabhängigen Querdehnungen und der Verdrehungsbehinderung der Litzen im Riß ermittelt. Hieraus werden Verbundgesetze

für Spanndrahtlitzen und gerippte Spanndrähte abgeleitet, um das Verbundverhalten der Spannglieder im Verankerungsbereich und bei der Rißbreitenbeschränkung vorherzusagen.

Auf der Grundlage der experimentell ermittelten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen werden in Kapitel 4 Berechnungsmodelle für Spannstähle mit sofortigem Verbund aufgestellt, mit deren Hilfe die im Experiment beobachteten Effekte auf theoretischem Wege für den Verankerungs- und Rißbereich nachvollziehbar sind. Durch den Vergleich mit den durchgeführten Versuchen kann überprüft werden, ob die Verbundgesetze allgemeine Gültigkeit besitzen und damit auf das reale Bauteil übertragbar sind.

Um das Verhalten im Übertragungsbereich der Vorspannkraft zu untersuchen, werden Spannkrafteinleitungsversuche mit Spanndrahtlitzen und gerippten Spanndrähten unter wirklichkeitsnahen Bedingungen durchgeführt (Kapitel 5). Im Vordergrund stehen hierbei die Ermittlung der Übertragungslänge bei der Spannkrafteinleitung in jungem hochfesten Beton sowie die erforderlichen Mindestmaße der Betondeckung und der gegenseitigen Abstände der Spannstähle zur rißfreien Spannkrafteinleitung. Durch ähnliche Randbedingungen ist der Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Verbundverhalten nach Kapitel 3 durch das Berechnungsmodell nach Kapitel 4 möglich.

Zur Ermittlung des Verformungs- und Rißverhaltens werden sechs Zugkörper und acht Balken aus unterschiedlichen hochfesten Betonsorten unter einer wirklichkeitsnahen Gebrauchslastbeanspruchung untersucht (Kapitel 6). Zum Vergleich werden zusätzliche Versuche an zwei Spannbettbalken aus normalfestem Beton durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen dienen der Beurteilung des realen Verhaltens der vordruckten Zugzone bei unterschiedlichen Bewehrungs- und Vorspanngraden. Es werden Spanndrahtlitzen und gerippte Spanndrähte verwendet. Die Versuchsergebnisse werden mit den Ergebnissen des Berechnungsmodells zum Verbundverhalten nach Kapitel 4 verglichen.

Durch weitere experimentelle Untersuchungen wird in Kapitel 7 das Verhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit an den Spannbettbalken aus Kapitel 6, insbesondere im Hinblick auf die Endverankerung der Spannglieder, überprüft. Hieraus werden die grundlegenden Mechanismen der Verankerung mit Spanngliedern abgeleitet und für einen Bemessungsansatz aufbereitet.

2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

2.1 Verbund

2.1.1 Grundlegende Anmerkungen

Der heutige Begriff des Verbundes zwischen Stahl und Beton wurde entscheidend durch die Arbeiten von Rehm, Martin und Noakowski in den 60-er und 70-er Jahren geprägt. In [63] wird das Verbundverhalten durch die Begriffe Haftung, Scherwiderstand und Reibungswiderstand beschrieben. Dies hat zu der in Bild 2.1 dargestellten Unterteilung des Verbundmechanismus geführt.

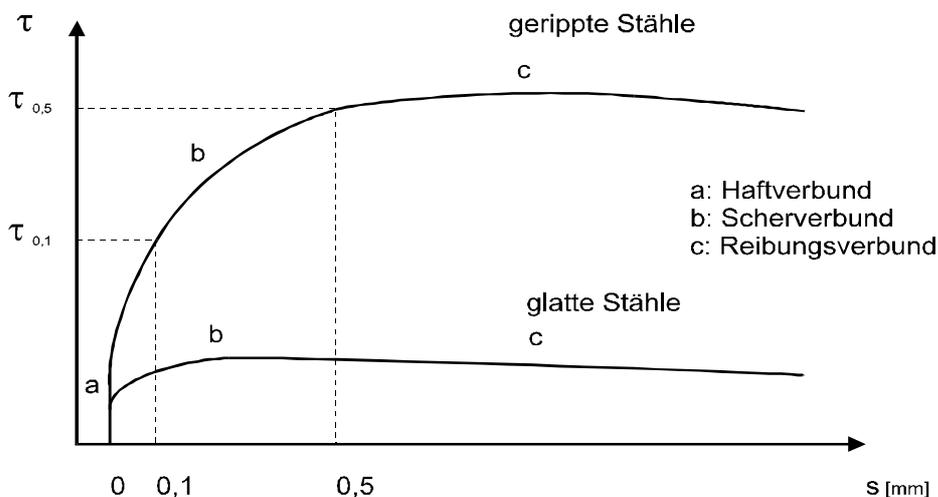


Bild 2.1: Qualitative Darstellung von Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen aus Pull-Out Versuchen nach [77]

Mit dem Begriff Scherverbund wird bei gerippten Stählen allgemein das Abstützen der Rippen auf Betonkonsolen gemäß Bild 2.2 beschrieben.

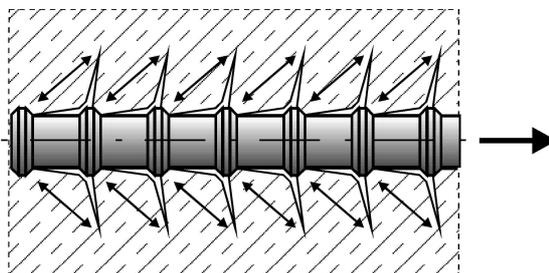


Bild 2.2: Prinzip des Scherverbundes gerippter Stähle

Zum Haft- und Reibungsverbund sowie zum Verbundverhalten glatter Stähle gibt es verschiedene Ansätze. Aufgrund der von Würzner [84] angeführten Kapillarkräfte, der von Nacken [51] und v. Rodt [65] beschriebenen Adhäsionskräfte sowie des von Pogany [58] dargestellten Ineinanderwachsens von Zementgel und Stahloberfläche wer-

den in [77] die Haftkräfte durch eine Klebewirkung des Zementsteins am Stahl begründet. Diese Haftkräfte sind dadurch gekennzeichnet, daß unterhalb der Haftfestigkeit keine Verschiebungen auftreten. In [61] wird dagegen ausgeführt, daß die Haftspannungen weitestgehend unabhängig von den Verschiebungen sind. Die Verbundwirkung gerippter Stähle setzt sich demnach aus einem konstanten Anteil der Haftung und einem verschiebungsabhängigen Anteil der Rippenpressung zusammen (Bild 2.3).

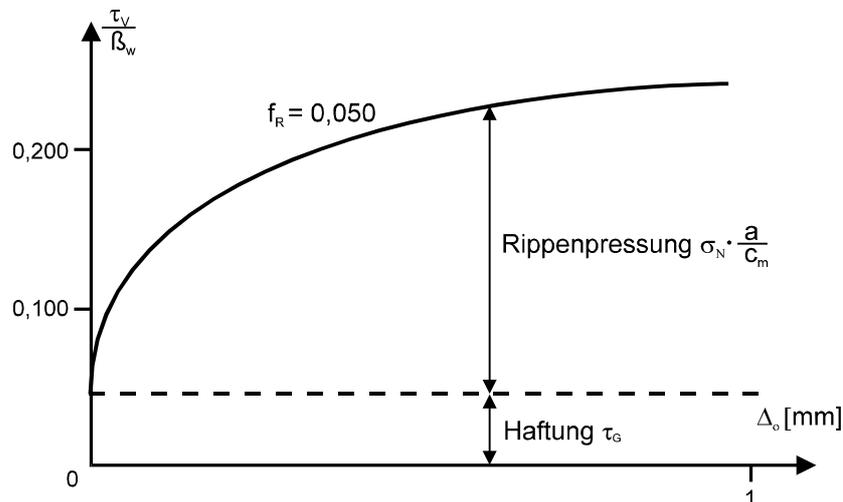


Bild 2.3: Qualitative Darstellung der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung gerippter Stähle nach [61]

Dem gegenüber hat Rehm in Versuchen [63] festgestellt, daß sich glatte Stäbe weder im Widerstand bei Verschiebungsbeginn noch im Höchstwiderstand unterscheiden. Hieraus und aus der Annahme, daß die Haftung nicht bis zu 0,01 mm Gleitweg erhalten bleibt, gelangt Rehm zu der Ansicht, daß auch bei geringer Rauigkeit, beispielsweise bei gezogenen Stäben, nicht die Haftung sondern die Verzahnung den Verbund bestimmt. Dieser Reibungswiderstand, der auf der Verzahnung der unebenen, rauhen Staboberfläche mit dem Mörtel beruht, wird von Rehm als Gleitwiderstand bezeichnet. Auch bei Verringerung der Narbentiefe auf $t < 0,003$ mm sinkt der Gleitwiderstand nicht mehr ab, sondern nimmt einen gleichbleibenden Wert in Höhe von $0,04 \cdot f_c$ an.

Während der Verbundmechanismus gerippter Stähle durch den Scherverbund als geklärt angesehen werden kann und in dieser Arbeit nicht weiter ausgeführt werden soll, ist der Verbundmechanismus glatter Stähle weniger eindeutig. Insbesondere zum Verbundverhalten der Spanndrahtlitze gibt es zahlreiche unterschiedliche Erklärungsmodelle, von denen die wichtigsten in Abschnitt 2.1.3 zusammengestellt werden.

Ausgehend von den Erkenntnissen für normalfesten Beton werden nachfolgend die wichtigsten Einflußparameter auf den Verbund in hochfestem Beton aufgeführt.

2.1.2 Verbundverhalten in normalfestem und hochfestem Beton

Das Verbundverhalten hängt in erster Linie von den Eigenschaften der Verbundzone zwischen Stahl und Betonmatrix ab, die durch die chemische Reaktion bei der Hydratation bestimmt werden. Da die Festigkeit des Verbundbaustoffs Beton von der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein abhängt, in der die gleichen chemischen Prozesse ablaufen wie in der Verbundzone, ergibt sich ein direkter Zusammenhang zwischen Verbund- und Betonfestigkeit.

In normalfestem Beton reichert sich in der Kontaktzone nach Absetzen und Bluten des Frischbetons freies Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) sowie festigkeitsminderndes Ettringit an (Bild 2.4) und der Verbund wird geschwächt [26, 59].

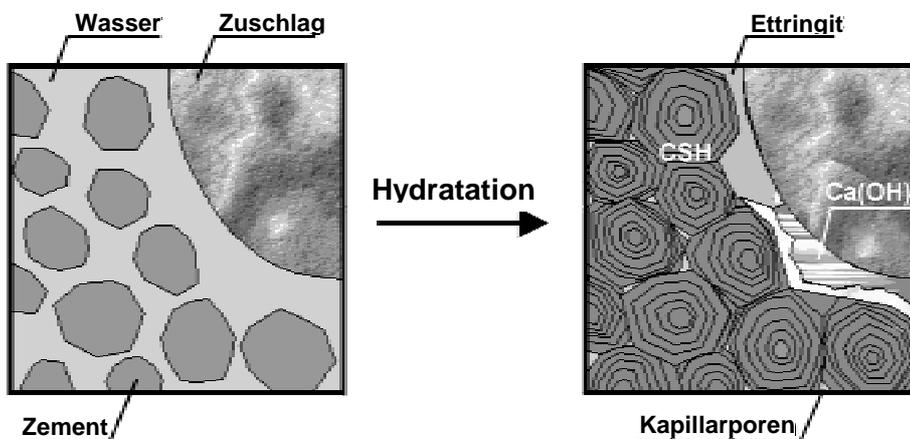


Bild 2.4: Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein in normalfestem Beton

Bei hochfestem Beton mit Silikastaub wird das Gefüge des Zementsteins durch die staubfeinen Silika-Partikel und die damit verbundene Füllerwirkung dichter. Zusätzlich bewirkt die sekundäre puzzolanische Reaktion des Silikastaubs mit dem freien Calciumhydroxid eine Festigkeitssteigerung der Kontaktzone durch die Bildung von Calciumsilikathydrat (CSH) (Bild 2.5).

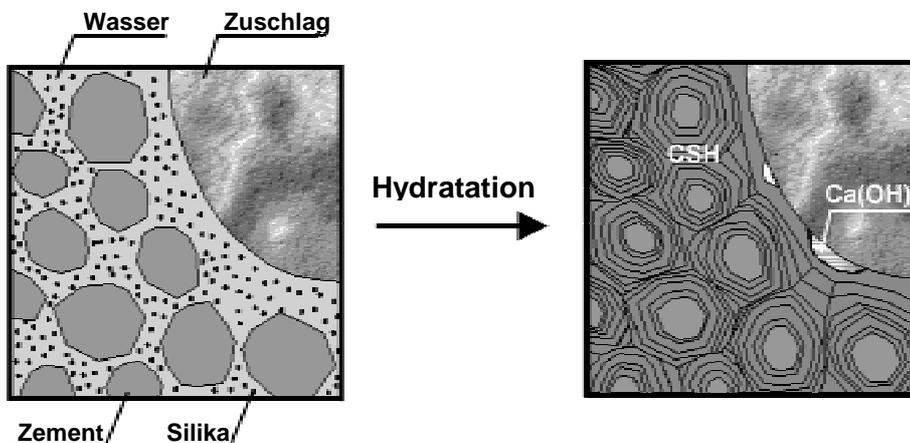


Bild 2.5: Kontaktzone in hochfestem Beton mit Zugabe von Silikastaub

Die Verbesserung der Kontaktzone durch Silikastaub führt dazu, daß der Zuschlag beim Bruch nicht mehr aus der Matrix herausgelöst und damit die Betonfestigkeit deutlich gesteigert wird.

Entsprechend der höheren Betonfestigkeit durch die bessere Einbindung des Zuschlags wächst auch die Verbundfestigkeit der Bewehrung an. In [10] wurde bei einer Zunahme der Würfelfestigkeit von 18 auf 30 N/mm² eine um 18 % größere Verbundspannung festgestellt. Eine deutliche Erhöhung der Verbundfestigkeit von Betonstahl in hochfestem Beton (HSC) wird auch in [38] angegeben (Bild 2.6).

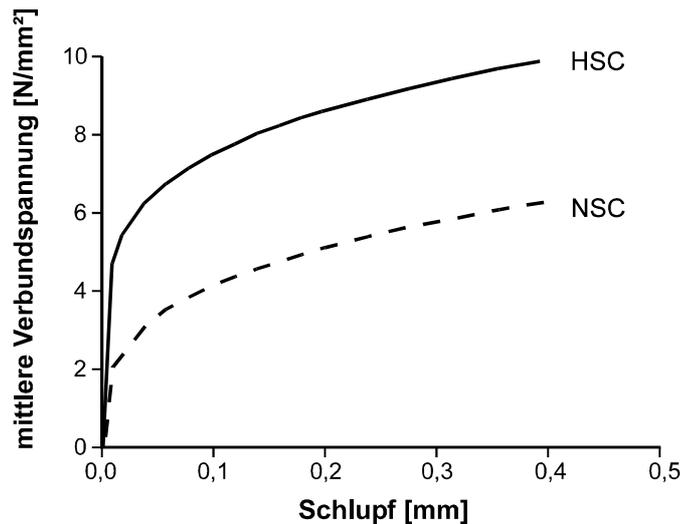


Bild 2.6: Mittlere Verbundspannung gerippter Stähle als Funktion des Schlupfes für $\beta_w = 35 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_w = 85 \text{ N/mm}^2$ nach [38]

In normalfestem Beton kann nach [42] die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit in der Form $\tau = k \cdot \beta_w^\alpha$ dargestellt werden. In [63] wird ein linearer Einfluß der Betondruckfestigkeit auf die Verbundfestigkeit beschrieben. Bei der Darstellung werden deshalb die Verbundspannungen oftmals auf die Betonfestigkeit bezogen.

Im Unterschied dazu wurden in jungem Beton überproportional hohe Verbundfestigkeiten festgestellt. In sieben Tage altem Beton war die bezogene Verbundspannung gerippter Stähle 15 bis 20 % größer als in 28 Tage altem Beton [61]. Als Ursache für das bessere Verbundverhalten wird in [48] eine im Verhältnis zur Druckfestigkeit höhere Zugfestigkeit bei Beton, der jünger als 28 Tage ist, genannt.

Die Sieblinie des Zuschlags und die Konsistenz haben einen wesentlichen Einfluß auf das Verbundverhalten. Dies wird in [48] damit begründet, daß bei steifer Konsistenz und feinteilarter Sieblinie örtlich ein geschlossenes Betongefüge entsteht, das geringere Absetzerscheinungen und einen höheren Betonwiderstand aufweist.

2.1.3 Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen

Für Spanndrahtlitzen werden im allgemeinen Verbundfestigkeiten zwischen denen von glatten und gerippten Stählen angegeben. Die im Vergleich zu glatten Stählen höhere Verbundfestigkeit wird mit der Verseilung der äußeren Drähte begründet. In Heft 310 des DAfStb [77] wird in Analogie zu Rippenstählen eine bezogene Rippenfläche für die Litze hergeleitet, wobei die vorstehenden Teile der Litze als verwundene Längsrippen aufgefaßt werden.

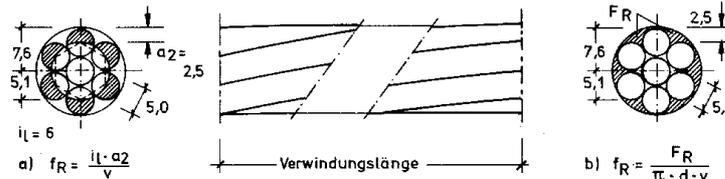


Bild 2.7: Bestimmung der bezogenen Rippenfläche f_R bei Litzen nach [12]

Birkenmaier [4] setzt dagegen nur etwa 50 % dieses Grenzwertes als bezogene Rippenfläche für die Litze an. Den Uijl weist in [11] darauf hin, daß eine gegenüber dem umgebenden Beton verschobene Litze dem gewendelten Kanal im Beton folgt und deshalb eine Scherwirkung aufgrund der bezogenen Rippenfläche nicht aktiviert wird. Da keine Verdrehungsbehinderung am freien Ende entsteht und wegen der geringen Torsionssteifigkeit der Litzen ist zu erwarten, daß ein Scherverbund von Litzen bei der Spannkrafteinleitung nicht zum Tragen kommt. Statt dessen setzt den Uijl das Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen dem von glatten Stählen gleich, bei denen ein Reibungsmechanismus nach Überwinden der Haftung aktiviert wird.

Nach [42] wird der Reibungsmechanismus durch die mikroskopisch feinen Rauigkeiten der Stahloberfläche und die bei der Verschiebung entstehenden staubfeinen Zementsteinbrösel ausgelöst, welche sich in der Fuge zwischen Spannstahl und Beton verklemmen. Hierdurch können erhebliche Reibungskräfte aktiviert werden, wenn gleichzeitig nur geringe Querpressungen auftreten. Auch in der umfassenden Studie von Stocker und Sozen [73] wird der Verbundmechanismus von Litzen allein mit dem Haftverbund und dem Reibungsverbund erklärt. Der im Vergleich zu glatten Stählen größere Reibungsverbund wird von Stocker und Sozen mit der unregelmäßigen Querschnittsgeometrie der Litze begründet. Da der Querschnitt nach dem Verschieben nicht genau in die nachfolgende Stelle paßt (Lack of fit), werden Querpressungen erzeugt, welche die Reibung vergrößern.

Nach Rehm [63] können sich günstige Querpressungen auch durch Schwinden des Betons ergeben. Bei Versuchen mit geschlitzten Pull-Out Körpern [45, 77] wurde ein deutlicher Einfluß der Querdruckbeanspruchungen auf den Reibungsverbund glatter Stäbe und Litzen festgestellt.

Seit langem ist bekannt, daß Querpressungen infolge von Querdehnungen des Stahls im Spannkrafteinleitungsbereich zu einer Vergrößerung der Verbundspannungen glatter Spannstähle führen (Hoyer-Effekt [36]). Diese Querdehnungen ergeben sich aus Spannungsänderungen beim Einleiten der Vorspannkraft im Spannbett. Die Vergrößerung des Litzendurchmessers erzeugt Radialspannungen, die den Reibungsverbund und damit die Verbundfestigkeit verbessern (Bild 2.8).

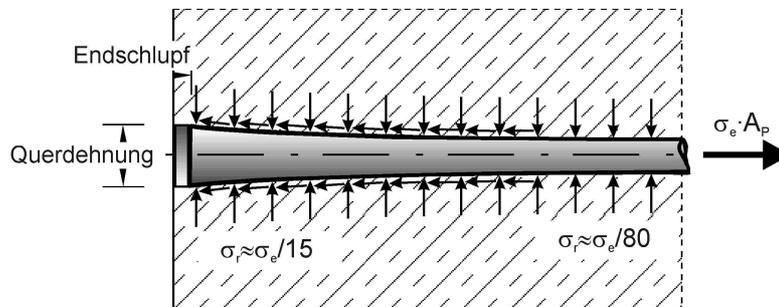


Bild 2.8: "Hoyer-Effekt" bei glatten Spannstählen im Spannkrafteinleitungsbereich

Versuche mit auf $0,66 \cdot f_{pk}$ vorgespannten 15,3 mm-Litzen nach [27] ergaben doppelt so hohe Verbundspannungen nach dem Entspannen im Vergleich zu nicht vorgespannten Litzen. Dem gegenüber bewirkt eine Spannungserhöhung eine deutliche Verminderung der Verbundspannungen (Bild 2.9).

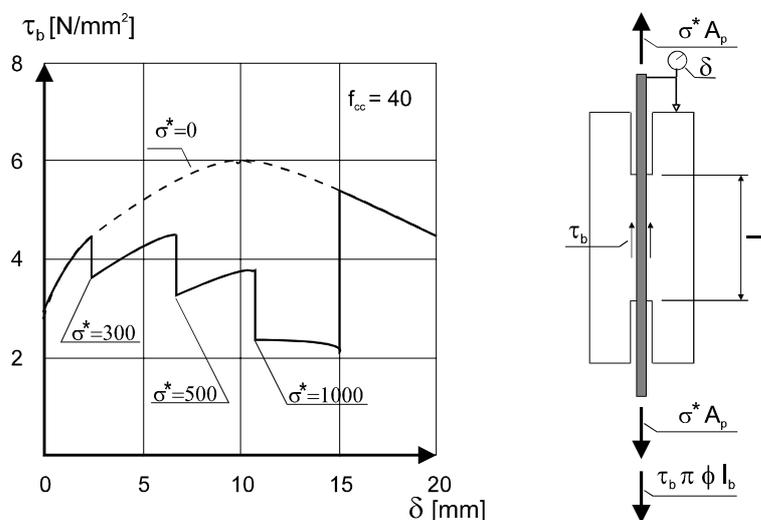


Bild 2.9: Einfluß der Höhe der Stahlspannungsänderung auf die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung von Litzen nach [11]

Der Einfluß der Verseilung der Litzen auf den Reibungsverbund ist bisher noch nicht vollständig geklärt. In dem Berechnungsmodell nach [45] werden die helixförmigen äußeren Drähte der Litze als Windungen einer flachgängigen Schraube abgebildet. Die Längskraft wird demnach durch Normalkraftbeanspruchungen auf die Schraubenfläche und tangentielle Reibungskräfte durch Einklemmen der Windungen infolge Aufschumpfen des Betons aufgenommen. Dem entgegen beschreibt den Uijl in [13] eine

Keilwirkung der Litze, welche die radialen Druckspannungen auslöst. Den Uijl folgert aus einem relativ steilen Winkel von $\psi = 72^\circ$ zwischen Spanngliedachse und der Resultierenden aus Verbundspannungen und Radialspannungen, daß die Sprengwirkung von Litzen stärker ist als von gerippten Stählen. Zur Aktivierung des Reibungsverbundes müssen erhebliche Radialspannungen auftreten, wodurch die Längsrisse im Einleitungsbereich der Vorspannkraft bei sofortigem Verbund erklärt werden.

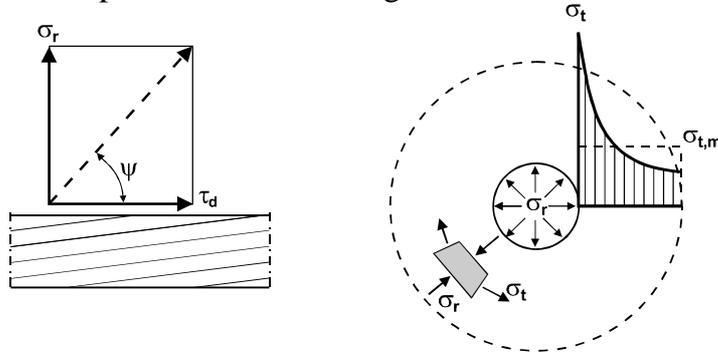


Bild 2.10: Spannungen infolge der Verbundwirkung nach [11]

Die Auswirkungen der genannten Einflüsse auf das Verbundverhalten von Litzen in hochfestem Beton sind kaum erforscht. So wird in [42] darauf hingewiesen, daß der Hoyer-Effekt bei normalfestem Beton nur einen geringen Einfluß auf das Verbundverhalten hat, da der Zementmörtel unterhalb der Spanndrähte zahlreiche Poren als Folge des Absetzvorgangs des Betons besitzt. Hierdurch wird der E-Modul der Verbundzone kleiner und damit die Querpressung vermindert. Bei hochfestem Beton ist zu erwarten, daß die Verbesserung der Verbundzone mit Silikastaub eine deutliche Steigerung der Verbundfestigkeit bewirkt. Zusätzlich können die erhöhten Schwindverformungen in jungem hochfesten Beton (autogenes Schwinden) durch ein Aufschumpfen auf den Spannstahl den querpressungsabhängigen Reibungsverbund erhöhen. Der Einfluß der dargestellten Zusammenhänge auf die Verbundfestigkeit im Spannkrafteinleitungs- und Rißbereich ist noch nicht vollständig geklärt.

2.1.4 Übersicht der Verbundgesetze

Eine Übersicht bekannter Verbundgesetze für glatte und gerippte Stäbe bei normalstem und hochfestem Beton sowie für Litzen enthält Tabelle 2.1. Die Verbundspannungen werden hierbei in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_c oder von der Mörtelfestigkeit $f_{c,E}$ formuliert. Rehm und Martin haben durch Versuche mit glatten Stäben [61] einen konstanten Anteil bei der Verbundspannung und einen verschiebungsabhängigen Anteil in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche f_R ermittelt. Auch nach der Theorie von Schober [71] ergeben sich konstante Verbundspannungen für glatte Stäbe. Nach Tabelle 2.1 kann für den Haft- und Reibungsverbund glatter Stäbe ($f_R = 0$) eine auf die Betonfestigkeit bezogene, konstante Verbundspannung von 0,032 bis 0,045 angegeben werden [49, 62]. Dem gegenüber wird in den anderen Verbundgesetzen ein reiner Potenzansatz in Abhängigkeit von der Verschiebung formuliert.

für glatte Stäbe	
nach Martin [49]	$\tau_{(x)} = 0,032 \cdot f_c$
nach Tue [40]	$\tau_{(x)} = 0,55 \cdot s(x)^{0,17} \cdot \sqrt{f_{c,E}}$
nach Noakowski/Empelmann [25]	$\tau_{(x)} = 0,46 \cdot s(x)^{0,10} \cdot \sqrt{f_{c,E}}$
für Litzen	
nach Noakowski/Tue [78]	$\tau_{(x)} = 0,15 \cdot s(x)^{0,27} \cdot f_{c,E}$
für gerippte Stäbe in normalfestem Beton	
nach Rehm für $\Delta s = 0,1$ mm [62]	$\tau_{(x)} = (0,045 + 1,5 \cdot f_R) \cdot f_c$
nach Tue [40] (geripptes Einzelspannglied)	$\tau_{(x)} = 0,21 \cdot s(x)^{0,30} \cdot f_{c,E}$
nach Tue [40] (Betonstahl)	$\tau_{(x)} = 0,31 \cdot s(x)^{0,30} \cdot f_c$
nach Noakowski [53] (Betonstahl)	$\tau_{(x)} = 0,36 \cdot s(x)^{0,22} \cdot f_c$
für Betonstahl in hochfestem Beton	
nach König u. a. [38]	$\tau_{(x)} = 0,16 \cdot s(x)^{0,20} \cdot f_c$
nach CEB-Bulletin d'Information N° 228 [8]	$\tau_{(x)} = 0,22 \cdot s(x)^{0,21} \cdot (f_c + 8N / mm^2)$
nach Farra [37]	$\tau_{(x)} = 0,40 \cdot s(x)^{0,30} \cdot f_c^{0,95}$

Tabelle 2.1: Verbundgesetze in normalfestem und hochfestem Beton

Während für Spannglieder in hochfestem Beton keine Verbundgesetze bekannt sind, werden für Betonstahl verschiedene Verbundgesetze angegeben, die teilweise einen unterproportionalen Einfluß der Betondruckfestigkeit berücksichtigen.

2.2 Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich

Da die Radialspannungen der Spannstäbe zu Ringzugspannungen in der Betondeckung führen (Bild 2.11), hängt die erforderliche Betondeckung zur rißfreien Spannkrafteinleitung neben dem Verbundverhalten auch von der Betonzugfestigkeit ab.

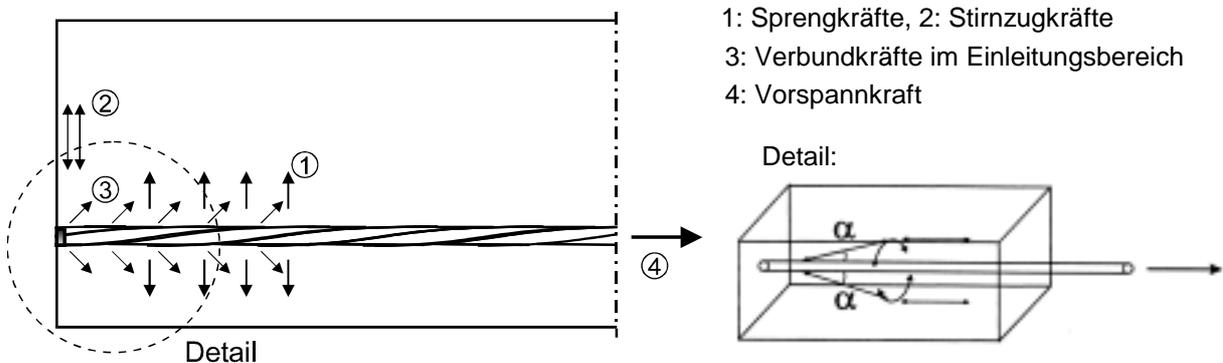


Bild 2.11: Beanspruchungen am Balkenende nach [67] und Ringzugspannungen

Die Zugfestigkeit der Betondeckung wird im allgemeinen durch ein dickwandiges Betonzugringmodell ermittelt. Während Martin [49] sowie Neuner, Stöckl und Grasser [52] davon ausgehen, daß der Zugring bis zum Versagen rißfrei bleibt und höhere Tragfähigkeiten mit Plastifizierungen infolge Mikrorißbildung entstehen, kann durch die Beschreibung des Spannungszustandes des gerissenen Betonzugrings nach Tefpers [75] ein um 25 % bis 50 % höherer Innendruck des elastischen Zugrings aufgenommen werden. Aufbauend auf dem Modell nach Tefpers berücksichtigt Schenkel eine Plastifizierung im ungerissenen Bereich [68]. Van der Veen erweitert das Modell nach Tefpers durch den Ansatz einer Restzugtragfähigkeit [81] im gerissenen Bereich des Betonzugrings, definiert durch eine Zugspannungs-Rißöffnungsbeziehung. In Bild 2.11 sind die Verformungen des gerissenen Zugrings ohne und mit Berücksichtigung der Restzugspannung sowie die Zugspannungs-Rißöffnungsbeziehung von Hillerborg [35] in bilinearer Formulierung nach Roelfstra und Wittmann [66] dargestellt.

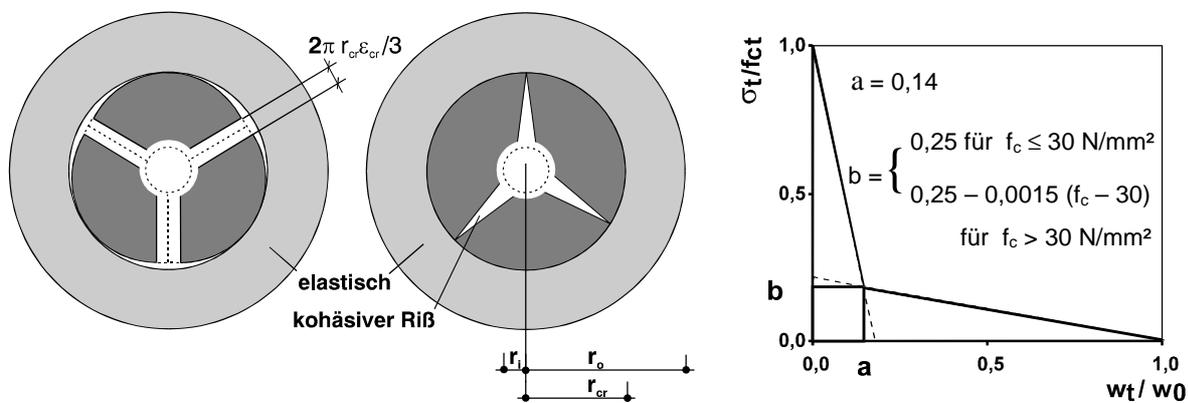


Bild 2.12: Verformungen des Zugrings nach [75] und [81] sowie die Zugspannungs-Rißöffnungsbeziehung nach dem "fictitious crack model"

In [16] werden mathematische Lösungen zur Berücksichtigung der Restzugspannung entwickelt. Zum Vergleich der Ansätze mit einer Plastifizierung und mit Berücksichtigung einer Restzugtragfähigkeit sind in Bild 2.13 die Spannungsverteilungen des gerissenen Zugrings nach [16, 68] dargestellt.

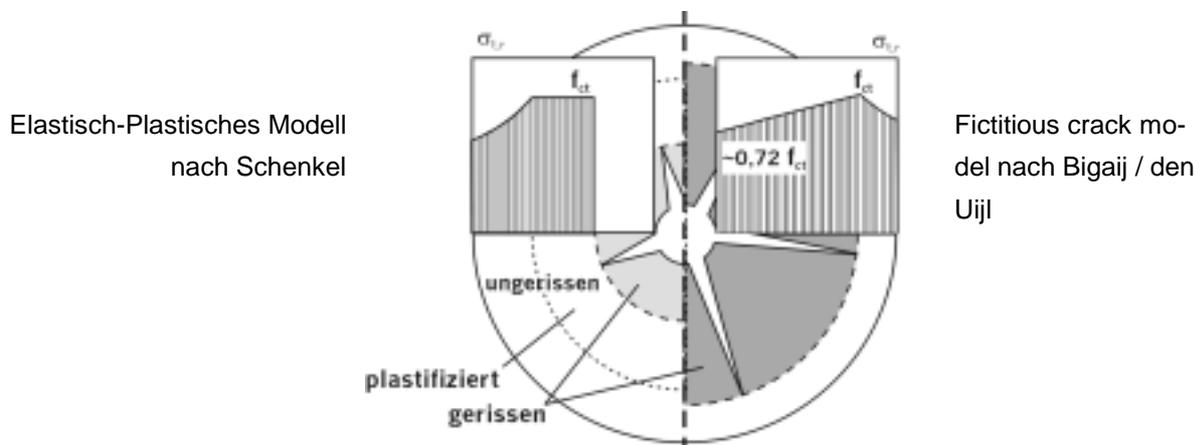


Bild 2.13: Spannungsverteilung im Betonzugring bei unterschiedlichen Ansätzen bei maximaler Beanspruchung für $c = 3 \varnothing$

Bei hochfestem Beton führt die Zunahme der Zugfestigkeit zu einem besseren Reibungsverbund als bei normalfestem Beton, da größere Radialspannungen aufgenommen werden können. Versuche an Betonzugringen mit Innendruck [54] belegen auch für hochfesten Beton erhöhte Zugfestigkeiten im Vergleich zu den Modellen ohne Restzugtragfähigkeit. In [64] wird ebenfalls festgestellt, daß hochfester Beton eine Restzugtragfähigkeit im Reißbereich besitzt. Der im Vergleich zur Festigkeit unterproportionale Anstieg wird in der Reißöffnungsbeziehung nach Bild 2.12 durch einen geringeren Wert b berücksichtigt [35].

Durch die hohe Verbundfestigkeit ergeben sich daher bei der Spannkrafteinleitung sehr kurze Übertragungslängen. Nach [14, 15] vermindert sich die Übertragungslänge für Litzen im Einleitungsbereich der Vorspannung bei hochfestem Beton um 50 % gegenüber der in normalfestem Beton.

Die daraus resultierenden konzentrierten Sprengkräfte müssen durch die Betondeckung aufgenommen werden. Allerdings nimmt die Zugfestigkeit nicht im gleichen Maße zu wie die Druckfestigkeit [64]. Da die Sprengkräfte mit den Verbundkräften korrespondieren, wird in [39] vermutet, daß es in hochfestem Beton eher zur Längsrißbildung kommt und größere Betondeckungen erforderlich sind. Dem entgegen haben Spannkrafteinleitungsversuche gezeigt, daß in hochfestem Beton geringere Betondeckungen als in normalfestem Beton zur rißfreien Spannkrafteinleitung ausreichend sind. Den Uijl gibt für hochfesten Beton und Spanndrahtlitzen die Grenze zur Sprengrißbildung mit einer Betondeckung in der Größenordnung des 1,5-fachen Nenndurchmessers der Litzen an [14].

In [42] wird aufgrund von Spannkrafteinleitungsversuchen darauf hingewiesen, daß die Mindestabmessungen der Betondeckung nach DIN 4227-1 [20] bereits bei normalfestem Beton nicht ausreichend sind, um die Vorspannkraft rißfrei einleiten zu können. Auch in [83] wird angemerkt, daß die in DIN 4227-1 festgelegten Werte nur Mindestabmessungen sind, bei der eine unzulässige Sprengrißbildung nicht ausgeschlossen ist. Die Festlegung der Betondeckung im konkreten Anwendungsfall liegt demnach in der Verantwortung der Fertigteilerhersteller, da sie eine schädliche Rißbildung im Spannkrafteinleitungsbereich erkennen und solche Bauteile aussondern können.

Regelungen zu Mindestabmessungen im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich für hochfesten Beton liegen bisher nicht vor. Die Neuregelung in DIN 1045-1 erfolgt aufgrund der in dieser Arbeit vorgestellten Versuchsergebnisse [29].

2.3 Teilweise Vorspannung

Es ist seit mehreren Jahrzehnten in Deutschland Stand der Technik, Fertigteile im Hochbau wie z. B. Dachbinder oder π -Platten gemäß DIN 4227-1 mit voller oder beschränkter Vorspannung herzustellen. Aufgrund des hohen Vorspanngrades von $\kappa > 0,8$ ergeben sich jedoch einige Nachteile:

- Zur Einhaltung der zulässigen Betonzugspannungen muß mehr Spannbewehrung eingelegt werden, als für die Tragfähigkeit erforderlich ist.
- Die hohen Vorspannkkräfte erfordern eine entsprechend große vorgedrückte Zugzone und dadurch größere Querschnittsabmessungen bzw. einen unteren Flansch bei Bindern.
- Bei hohen Verkehrslastanteilen ergeben sich aus der Vorspannung ungewollte negative Durchbiegungen durch Kriechen der vorgedrückten Zugzone.
- Oftmals muß die Druckzone ebenfalls vorgespannt werden, um die oberen Randzugspannungen einzuhalten.

Aus diesen Gründen sind Bauteile mit geringeren Vorspanngraden deutlich günstiger. Gemäß [43] liegt das Kostenminimum bei typischen Spannbetonbauteilen des Hochbaus bei mittleren Vorspanngraden von $\kappa = 0,4$ bis $\kappa = 0,7$. Bei Dachbindern ohne Zugflansch steigen die Kosten bereits ab einem Vorspanngrad von $\kappa = 0,6$ stark an. Hier ergeben sich die geringsten Kosten bei einem Vorspanngrad von $\kappa = 0,4$.

Seit den 60-er Jahren ist bekannt, daß bereits ab einem Vorspanngrad von $\kappa = 0,3$ das Gebrauchslastverhalten sehr günstig beeinflußt wird [46]. Versuche haben gezeigt, daß sich hierdurch die Durchbiegung um 40 % gegenüber nicht vorgespannten Trägern vermindert. Ab einem Vorspanngrad von $\kappa = 0,6$ sind die Durchbiegungen nur geringfügig größer als bei voller Vorspannung. Auch die Rißbreiten sind bereits bei $\kappa = 0,3$ nur noch etwa halb so groß wie bei Bauteilen aus Stahlbeton.

Während bei beschränkter Vorspannung nur Einzelrisse zu erwarten sind, bilden sich bei geringen bis mittleren Vorspanngraden planmäßige Risse bis zur abgeschlossenen Rißbildung aus. Bei Spannbetonbauteilen gelten aus Gründen der Dauerhaftigkeit, insbesondere wegen der Neigung der Spannstähle zur Spannungsrißkorrosion, erhöhte Anforderungen an die Rißbreitenbeschränkung.

2.4 Rißbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung

Die Rißbreite ist im allgemeinen so zu beschränken, daß weder die ordnungsgemäße Nutzung des Tragwerks noch sein Erscheinungsbild als Folge von Rissen beeinträchtigt werden [24]. Bei der Beschränkung der Rißbreite wird zwischen der Rißbildung infolge überwiegendem Zwang und der Rißbildung infolge überwiegender Lastbeanspruchung unterschieden. Durch die Neufassung DIN 4227-1/A1 [21] entfällt der bisher maßgebende Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite infolge äußerer Last nach Abschnitt 10.2 bei beschränkter und voller Vorspannung. Statt dessen werden weitergehende Regelungen zur Mindestbewehrung aus Zwang getroffen. Im Gegensatz hierzu wird bei der Anwendung der geringeren Vorspanngrade nach Eurocode 2, Teil 1 [24] und DIN 1045-1, Teil 1 [18] die Rißbreitenbeschränkung aus Lastbeanspruchung

maßgebend, da hier eine geringere Vorspannkraft der Spannungszunahme aus äußerer Last entgegenwirkt und eine Rißbildung auf geringerem Lastniveau auftritt.

Die Grundlagen der Rißbreitenbeschränkung werden zum Beispiel in [40, 70] ausführlich behandelt. Gemeinsam ist allen modernen Bemessungskonzepten, daß bei der Erstrißbildung die Bewehrung die frei werdende Rißzugkraft ohne Fließen des Stahls aufnehmen soll, damit sich bei zunehmender Beanspruchung insbesondere bei Zwangsverformungen weitere Risse bilden und große Einzelrisse sicher vermieden werden. Die Rißbreite selbst kann bei bekannter Rißzugkraft durch die gewählte Bewehrung in Abhängigkeit von der Stahl- und Verbundspannung sowie dem Stabdurchmesser gezielt gesteuert werden, da sie sich aus den Differenzdehnungen von Stahl und Beton nach Bild 2.14 ergibt.

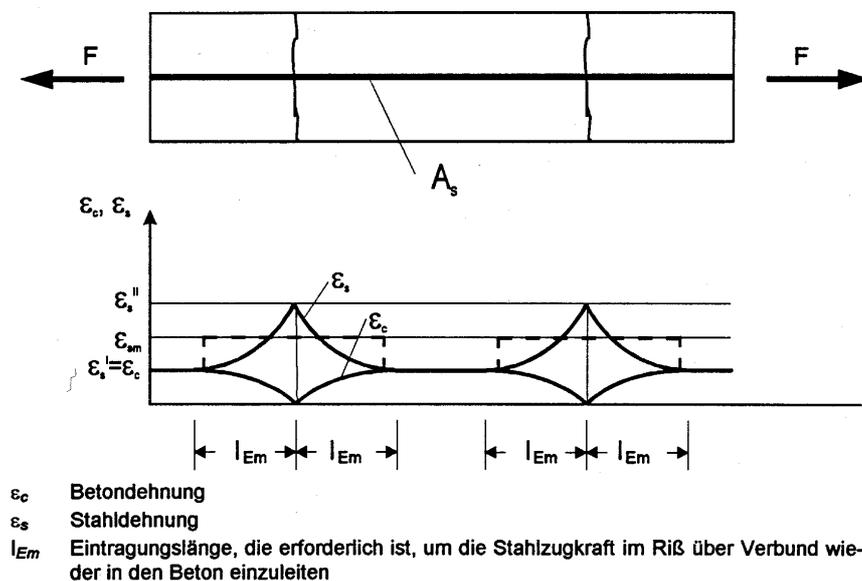


Bild 2.14: Beton und Betonstahldehnungen bei der Erstrißbildung [33]

Vernachlässigt man den Dehnungsanteil des Betons innerhalb der Eintragungslänge, so ergibt sich die mittlere Rißbreite w_m bei der Erstrißbildung zu

$$w_m = 2 \cdot \epsilon_{sm} \cdot l_{Em} \quad (2.1)$$

Bei der Erstrißbildung hängt die Rißbreite daher von der Einleitungslänge der Rißzugkraft durch den Verbund und der dazugehörigen Dehnungs- bzw. Spannungsverteilung ab. Die zusätzliche Rißbreite bei abgeschlossener Rißbildung resultiert allein aus der Spannungsverteilung zwischen den Rissen, die sich aus den veränderlichen Verbundspannungen zwischen Stahl und Beton ergibt (Bild 2.15).

Durch eine plausible Beschreibung der Verbundspannungen gelingt in [40] eine zutreffende Ermittlung der Spannungsverteilung und damit eine wirklichkeitsnahe Rißbreitenberechnung, die Grundlage der zukünftigen Bemessungskonzepte ist [18].

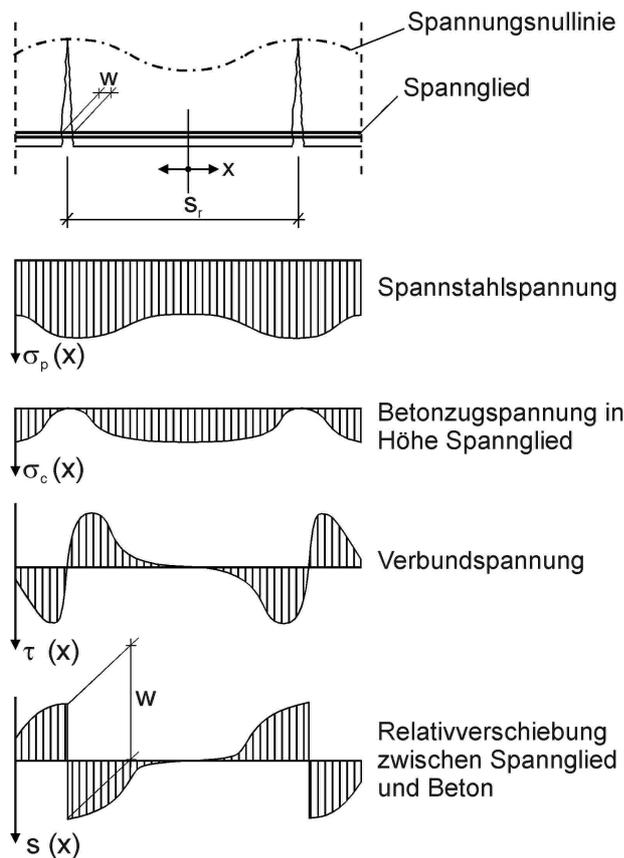


Bild 2.15: Spannungen und Verschiebungen im Bereich von Biegerissen nach [77]

Aus Gründen der Robustheit darf nach DIN 4227-1/A1 [21] bei voller oder beschränkter Vorspannung lediglich der Spannstahl auf die Mindestbewehrung angerechnet werden, der eine Vordehnung von höchstens 30 % der Streckgrenze erhält. Hierdurch soll nach [41] ein plötzliches Versagen durch Spannungsrißkorrosion der Spannstähle verhindert werden. Zeitstandversuche an kaltgezogenen Litzen der üblichen Spannstahlgüte St 1570/1770 [70] führten erst ab einer Ausnutzung von 40 % der Zugfestigkeit zu einem vorzeitigen Bruch. Die Litzen aus kaltgezogenen Drähten erwiesen sich gegenüber vergüteten Spannstählen als deutlich unempfindlicher. Die Notwendigkeit einer Spannungsbegrenzung aus Gründen der Robustheit nach [21] ist daher umstritten, d. h. die deutsche Auffassung wird von der internationalen Fachwelt nicht geteilt [55], da im Ausland vorwiegend Litzen aus kaltgezogenen Drähten verwendet werden. Insbesondere bei Innenbauteilen mit Litzen sollten deshalb auch höhere Spannungen als 30 % der Streckgrenze zugelassen werden. Zusätzlich verbessert die Anwendung von hochfestem Beton die Dauerhaftigkeit teilweise vorgespannter Bauteile erheblich. Nach neueren Forschungsergebnissen [82], bewirkt das dichtere Gefüge des hochfesten Betons durch die Hemmung des Transports der freien Ionen auch im Rißbereich, daß die Korrosion der Bewehrung fast vollständig zum Erliegen kommt. Bei einer teilweisen Vorspannung von Fertigteilen nach Bild 1 c) mit geringer Vordehnung und kleinen Spannungszunahmen aus ständig wirkender Beanspruchung ist daher bei einer wirksamen Rißbreitenbeschränkung keine zusätzliche Betonstahllängsbewehrung erforderlich.

3 Versuche zur Ermittlung des Verbundverhaltens

3.1 Allgemeine Vorbemerkungen

Zur systematischen Untersuchung des Verbundverhaltens von Spannstählen in hochfestem Beton wurde ein Versuchsprogramm mit 150 Pull-Out Versuchskörpern aufgestellt, das die wesentlichen Einflüsse auf den Spannkraftübertragungs- und Rißbereich von Spannbettfertigteilen wirklichkeitsnah erfaßt. Die Auswertung der bekannten Ansätze und Erkenntnisse ließ erwarten, daß die Verbundfestigkeit durch folgende Einflüsse bestimmt wird:

- Die Zugabe von Silikastaub bewirkt durch die Verbesserung der Grenzschicht zwischen Bewehrung und Betonmatrix eine Steigerung der Verbundfestigkeit in hochfestem Beton.
- Durch höhere Betondruckfestigkeiten wird der querdehnungsabhängige Reibungsverbund von Litzen und der Scherverbund von gerippten Spanndrähten verbessert.
- Zu geringe Betondeckungen können die konzentriert wirkenden Sprengkräfte, die mit den höheren Verbundfestigkeiten korrespondieren, nicht mehr vollständig aufnehmen. Durch die Sprengrißbildung in der Betondeckung verringert sich die Verbundfestigkeit.
- Wegen der spannungsabhängigen Querdehnungen der Spannstähle wird die Verbundfestigkeit durch die Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannung vergrößert und durch die Spannungszunahme im Rißbereich beim Übergang von Zustand I in den Zustand II vermindert.
- Infolge gegenseitiger Drehbehinderung der Litzen durch die gegenüberliegenden Rißufer ergibt sich beim Öffnen des Risses eine höhere Verbundfestigkeit.

In einer ersten Versuchsreihe mit Litzen ohne eine Drehbehinderung wurde der Einfluß der Parameter Betonzusammensetzung, Betonfestigkeit, Betonalter sowie der spannungsabhängigen Querdehnung systematisch untersucht. Bei einer zweiten Versuchsreihe, mit einer Drehbehinderung der Versuchskörper relativ zur Litze entsprechend den Verhältnissen im Rißbereich, wurden als Parameter die Betonzusammensetzung und die spannungsabhängige Querdehnung der Litzen variiert. In einer dritten Versuchsreihe mit gerippten Spanndrähten wurden die Einflüsse der Betonzusammensetzung und der spannungsabhängigen Querdehnung untersucht.

Insgesamt kamen fünf Betonrezepturen für hochfesten Beton und eine für normalfesten Beton zur Anwendung, um die Anbindung an bekannte Untersuchungen zu ermöglichen. Um den Einfluß von ungewollten Streuungen zu vermindern, wurden für jede Parameterkombination in der Regel jeweils drei Versuchskörper aus einer Betonmischung vorgesehen. Eine Übersicht der Versuchsparameter befindet sich im Anhang A.

3.2 Beschreibung der Pull-Out Versuche

3.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Das Verbundverhalten der Spannstähle wurde durch Pull-Out Versuchskörper mit kleiner Verbundlänge in der Größe des 4- bis 6-fachen Nenndurchmessers ermittelt [60]. Hierdurch ergeben sich geringere Ausziehkräfte als bei großer Verbundlänge und damit kleinere Stahldehnungen, gleichmäßigere Verschiebungen und eine Verbundspannungsverteilung, die besser der aus der Ausziehkraft errechneten mittleren Verbundspannung entspricht [61]. Der Verbund der Litzen und der Spanndrähte wurde an der Lasteinleitungsfläche durch ein Hüllrohr unterbunden, um Störungen durch die Lasteinleitung zu verhindern und ein wirklichkeitsnahes Verbundverhalten zu erreichen. Die eigentliche Verbundlänge betrug 5,0 cm. Lediglich bei den Serien 1 und 11 wurde die Verbundlänge zu 7,5 cm gewählt. Die Abmessungen der Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 15 cm und die untersuchten Betondeckungen der Litzen sind in den Bildern 3.1 und 3.2 zu erkennen.

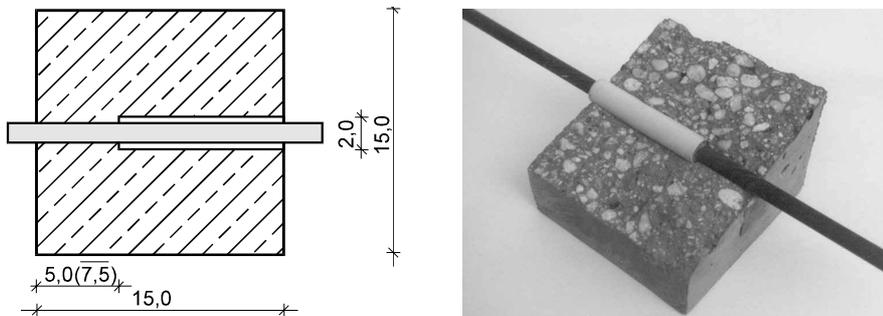


Bild 3.1: Längsschnitt der Versuchskörper

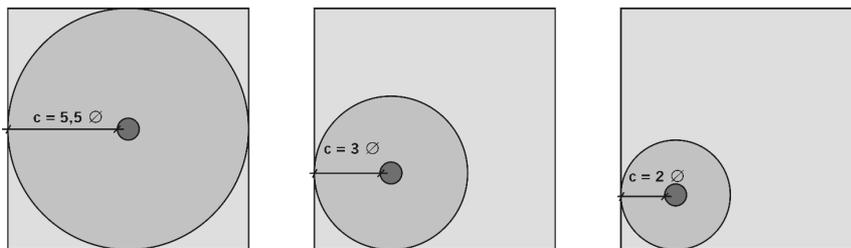


Bild 3.2: Querschnitte der Versuchskörper mit unterschiedlichen, auf den Nenndurchmesser der Litzen ($\varnothing = 12,5$ mm) bezogenen Betondeckungen

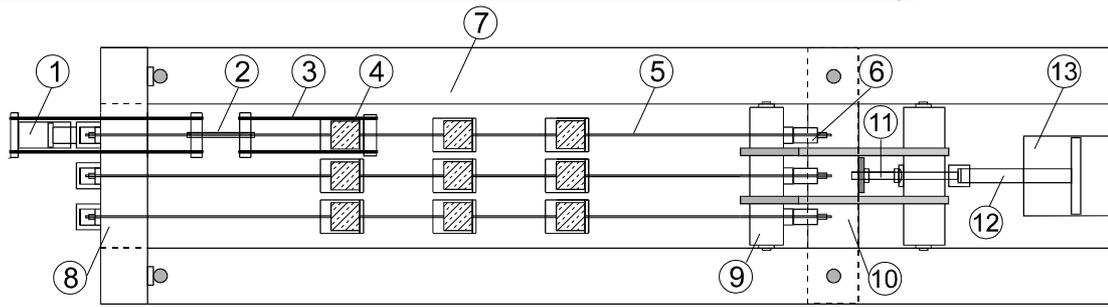
Die Versuchskörper wurden in einem horizontalen Prüfraumen mit vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt und geprüft (Bild 3.3). Bei den Versuchen mit einer Spannungsänderung der Spannstähle wurde die Spannstahlspannung unmittelbar vor dem Versuch verändert und anschließend die Pull-Out Versuche durchgeführt.

Durch die Anordnung der Versuchskörper im mittleren Bereich des Spannbetts wurde die Verbundkraft näherungsweise zu gleichen Teilen über Druck (vorne) und Zug (hinten) eingeleitet. Hierdurch wurde eine gleichmäßigere Verbundspannungsverteilung erreicht.

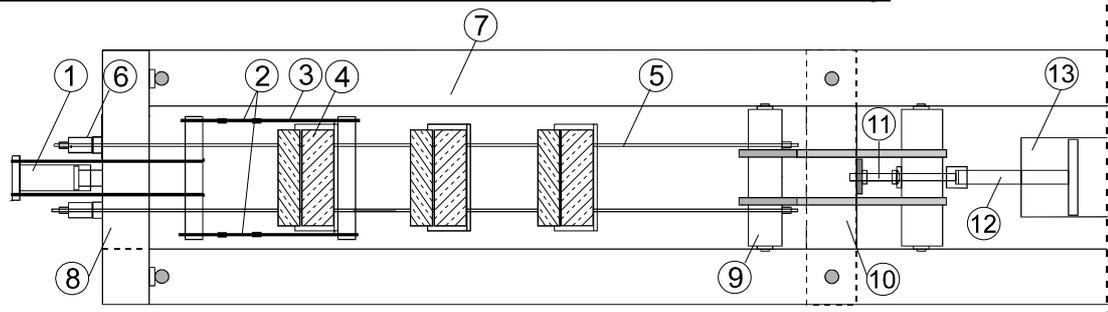
lung im Vergleich zu einer einseitigen Krafteinleitung erreicht. Zur freien Beweglichkeit waren die Versuchskörper auf Kugelrollen gelagert.

Zur Nachbildung einer Drehbehinderung wurden Doppelkörper mit zwei Litzen hergestellt. Vor die Doppelkörper wurden Vorsatzkörper betoniert, die durch eine 5 mm breite Fuge vom eigentlichen Versuchskörper getrennt waren. Die Drehbehinderung der Litzen ergab sich aus dem Ausgleich der Torsionsmomente zwischen den beiden Körpern durch ein Kräftepaar, das durch die zwei Litzen übertragen wurde.

Aufsicht der Prüfmaschine und Versuchsaufbau ohne Drehbehinderung:

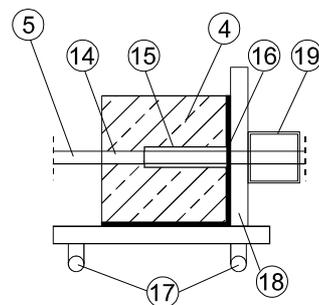


Aufsicht der Prüfmaschine und Versuchsaufbau mit Drehbehinderung:



Längsschnitt im Bereich der Versuchskörper:

(Darstellung ohne Vorsatzkörper)



- | | |
|--|-------------------------------------|
| 1 Lukas-Kolbenpresse (200 kN) | 10 Joch zum Absetzen der Spannkraft |
| 2 Zugmeßstäbe und kardanische Aufhängung | 11 Absetzspindel auf Kugelkalotte |
| 3 Zuggestänge für Ausziehversuch | 12 Zugstange zur Vorspannung |
| 4 Versuchskörper | 13 Hauptzugzylinder (2000 kN) |
| 5 vorgespannter Spann Stahl | 14 Verbundlänge (50 – 75 mm) |
| 6 Hohlkraftmeßdose | 15 PVC-Rohr |
| 7 Prüfraumen | 16 Elastomerzwischenlage |
| 8 festes Querjoch | 17 Kugelrollen |
| 9 bewegliches Spann joch | 18 Lastverteilungsplatte |
| | 19 Querjoch |

Bild 3.3: Versuchsaufbau der Pull-Out Versuche im Spannbett

3.2.2 Baustoffe

Die Herstellung des Betons erfolgte in der institutseigenen Mischanlage. Als Zuschlag wurde ungebrochener Quarzkies und gebrochener Basaltsplitt mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm verwendet. Die Betonzusammensetzung ist in Tafel A 2 dokumentiert. Zur Ermittlung der Betonfestigkeit wurden Erhärtungsprüfungen mit je drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm und je drei Spaltzugzylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung bei einem Betonalter von 24 Stunden oder 14 Tagen 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, Teil 1 [19] gelagert. Die Ergebnisse der Prüfungen sind in Tafel A 4 zusammengestellt

Als Spannstahlbewehrung wurden kaltgezogene Spanndrahtlitzen 0,5“ (Nenn Durchmesser 12,5 mm, St 1570/1770) der Fa. Westdeutsche Drahtindustrie (WDI) und vergüteter Spannstahldraht Ø 12 mm, gerippt (St 1420/1570) der Fa. Krupp Sigma-Stahl GmbH untersucht. Eine Zusammenstellung der Baustoffkennwerte enthält Tafel A 5.

3.2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Um den Einfluß der Querdehnung der Spannstähle auf das Verbundverhalten entsprechend der Spannungsverminderung bei der Spannkrafteinleitung zu ermitteln, wurden die Versuchskörper im Spannbett an Spannstählen hergestellt, die mit 125 kN bis 135 kN je Litze bzw. rd. 135 kN je Spanndraht vorgespannt waren. Bei den Untersuchungen mit einer Spannungszunahme wie im Reißbereich waren die Litzen mit je 45 kN vorgespannt.

Der Beton wurde lagenweise eingebracht und mit Flaschenrüttlern intensiv verdichtet. Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22° C und einer Luftfeuchtigkeit von 50 - 60 % in der Institutshalle statt. Um einen unkontrollierten Wasserentzug zu verhindern, wurde eine Schalung aus kunststoffbeschichtetem Sperrholz verwendet. Die Versuchskörper wurden nach 24 Stunden unmittelbar vor dem Pull-Out Versuch ausgeschalt. Bei den Versuchen nach 14 Tagen wurde die Schalung nach einer Woche entfernt und die Versuchskörper bis zum Versuch mit Folie abgedeckt.

3.2.4 Meßverfahren und Meßwerterfassung

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 infolge der Ausziehkraft gering zu halten. Die Messung erfolgte durch je zwei induktive Wegaufnehmer im Abstand von 20 mm zur Spanngliedachse. Die Wegaufnehmer wurden im Meß-

halter symmetrisch zur Spanngliedachse angeordnet, um Bewegungen des Spannstahls quer zur Achse durch Mittelwertbildung ausgleichen zu können und um die Verschiebung in der Spannstahlachse gegenüber der Stirnfläche zu erfassen (Bild 3.4). Zusätzlich wurde die Rotation durch einen in Querrichtung angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

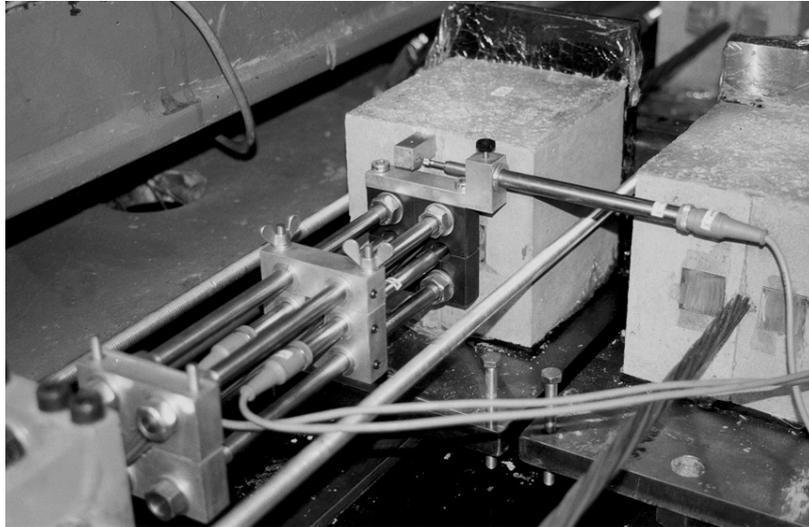


Bild 3.4: Meßanordnung bei den Pull-Out Versuchen

Die Ausziehkräfte wurden durch zwei Zugmeßstäbe aus Rundstahl mit je zwei gegenüberliegenden Dehnungsmeßstreifen mit einer Meßbasis von 6 mm ermittelt.

Die Meßsignale der induktiven Wegaufnehmer und der Kraftmeßeinrichtung wurden während des Versuchs kontinuierlich aufgezeichnet.

3.2.5 Belastungsgeschichte

Unmittelbar vor dem eigentlichen Pull-Out Versuch wurde zur Untersuchung der Auswirkung einer Spannungsänderung die Spannung der einbetonierten Spannglieder verändert. Um den direkten Vergleich zu erhalten, wurden nacheinander jeweils drei Versuchskörper ohne eine vorherige Spannungsänderung, drei mit einer mittleren und drei mit einer großen Spannungsänderung geprüft (Tafel A 1).

Die Belastung der Zugeinrichtung wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe über ein Feinsteuerventil kontinuierlich aufgebracht, bis eine Verschiebung von 3 mm erreicht wurde. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug hierbei gemäß [60] 80 N/sec. Dies entspricht einer Verbundspannungszunahme von 0,035 N/(mm²·sec) bei den Litzen bzw. 0,042 N/(mm²·sec) bei den Spanndrähten. Nach Erreichen des angestrebten Endwertes der Verschiebung wurde die Belastung schnell heruntergefahren.

3.3 Abgrenzung der eigenen Pull-Out Versuche zu bisherigen Untersuchungen

Ziel von Pull-Out Versuchen ist die wirklichkeitsnahe Erfassung des Verbundverhaltens der Spannstähle. Aufgrund der gegenüber den Verhältnissen im Bauteil abweichenden Versuchsbedingungen kann das beim Pull-Out Versuch gemessene Verbundverhalten im allgemeinen jedoch nicht direkt übertragen werden. Dies gilt insbesondere für den Spannkrafteinleitungsbereich, bei dem die Verbundspannungen durch spannungsabhängige Querdehnungen der Spannstähle erhöht werden. Bei den in den USA vorwiegend benutzten Pull-Out Versuchskörpern mit großer Verbundlänge ergeben sich jedoch durch die Ausziehkräfte entgegengesetzt wirkende Querdehnungen und die Verbundspannungen werden vermindert (Bild 3.5).

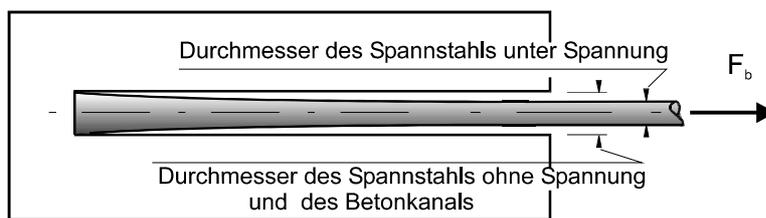


Bild 3.5: Querdehnungen beim Pull-Out Versuch nach [6]

Bei kurzer Verbundlänge in der Größe des 5-fachen Stabdurchmessers [60] sind die Ausziehkräfte kleiner und die Verbundfestigkeit wird in geringerem Maße durch die Querdehnungen beeinflusst. Bei einseitiger Ziehrichtung ist jedoch besonders bei glatten Stäben und Litzen zu erwarten, daß auch eine kurze Verbundlänge unrealistisch kleine Verbundspannungen ergibt, wenn das Verbundverhalten durch den querpressionsabhängigen Reibungsverbund bestimmt wird. In Bild 3.6 sind zum Vergleich die Spannungsverhältnisse bei der gewählten Versuchsanordnung dargestellt.

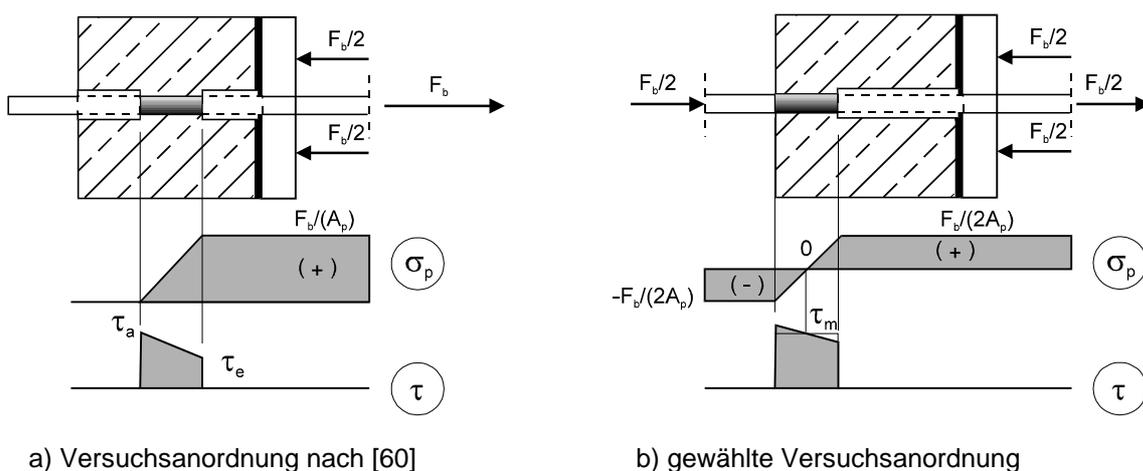


Bild 3.6: Vergleich der Spannungsverhältnisse im Bereich der Verbundlänge

Unter der Voraussetzung eines linearen Spannungsverlaufs im Bereich der Verbundlänge, ergibt sich im Vergleich zu Bild 3.6 a) bei der gewählten Versuchsanordnung

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 Querdehnungen direkt gemessen werden, so daß die Ergebnisse direkt auf das spannungsabhängige Verbundverhalten im Bauteil übertragbar sind. Dem gegenüber lassen die bisherigen Untersuchungen [45, 77] mit einem äußeren Querdruck auf den Versuchskörper nur indirekte Aussagen zum spannungsabhängigen Verbundverhalten zu. Der Einfluß einer Querschnittsverminderung entsprechend der Spannungserhöhung im Rißbereich kann bei einem äußeren Querdruck nicht erfaßt werden.

Bei der Herstellung und Untersuchung im Spannbett entfällt das Umsetzen in eine gesonderte Prüfmaschine. Durch die kardanische Lagerung werden im Gegensatz zu vielen bisherigen Untersuchungen ungewollte Lastexzentrizitäten vermieden.

Durch die in Bild 3.7 dargestellte Versuchsanordnung nach [12] kann durch die Wahl der Steifigkeit der Aufhängung der Einfluß der Spannungsänderung in Abhängigkeit von der eingeleiteten Verbundkraft untersucht werden. Hierbei sind jedoch die Verschiebung und die lokale Spannstahlspannung nicht unabhängig. Im Unterschied dazu kann bei der gewählten Versuchsanordnung (Bild 3.3) die Verbundkraft weitestgehend unabhängig von der Spannungsänderung in der Mitte der Verbundlänge aufgebracht werden. Die gewählte liegende Herstellung im Spannbett erlaubt außerdem Aussagen zum Verbundverhalten horizontal einbetonierter Spannstähle.

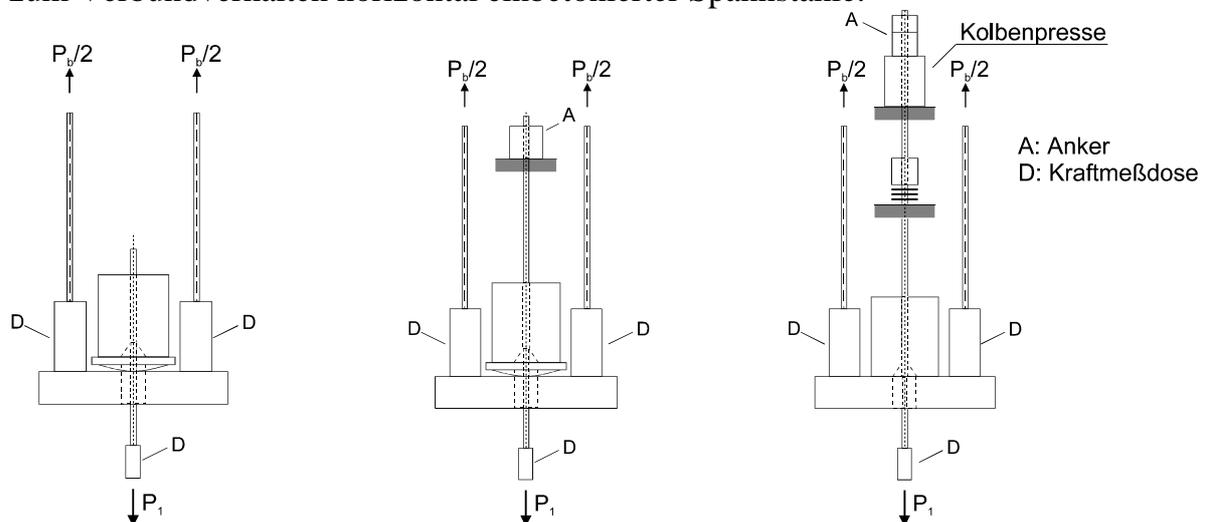


Bild 3.7: Versuchsanordnung für unterschiedliche Spannungsänderungen [12]

Um den Einfluß der Betondeckung auf das Rißverhalten zu untersuchen, wird abweichend zu [60] der Verbundbereich exzentrisch angeordnet. Aufgrund der Anordnung der Verbundlänge unmittelbar an der Stirnfläche des Versuchskörpers entfällt die Rißbehinderung im Bereich einer verbundfreien Länge und es ergeben sich wirklichkeitsnahe Aussagen zur Sprengrißbildung.

3.4 Ergebnisse der Pull-Out Versuche

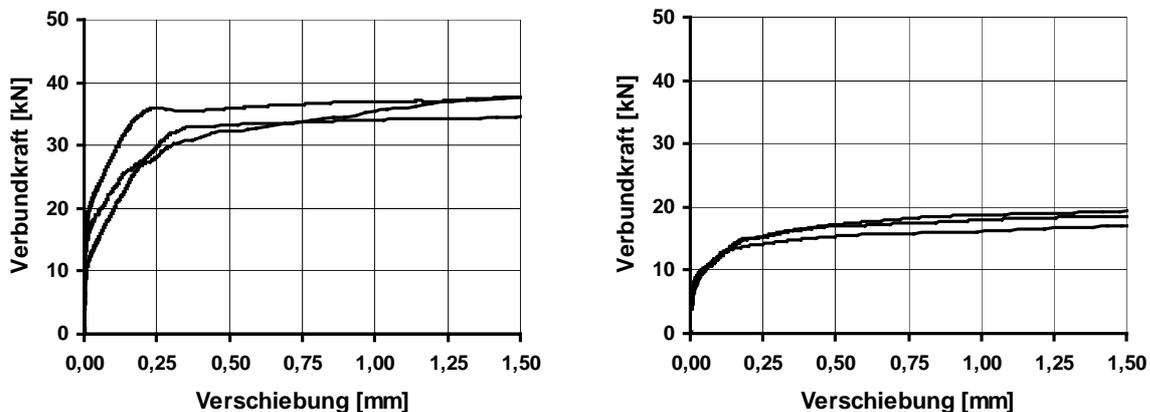
3.4.1 Vorbemerkungen

Die Ergebnisse, die aus den während der Versuchsdurchführung kontinuierlich aufgenommenen Meßwerte ermittelt wurden, werden in diesem Kapitel beispielhaft dargestellt. Die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen werden für je drei Einzelversuche mit gleichen Parametern in jeweils einem Diagramm zusammengefaßt, um die Streuungen zu veranschaulichen. Die Verbundkraft wird für eine Verschiebung von bis zu 1,5 mm zwischen Spannstahl und Beton entsprechend dem maßgebenden Verschiebungsbereich bei der Spannkrafteinleitung und im Reißbereich angegeben. Durch den direkten Vergleich der gemessenen Verbundkräfte werden die Einflüsse der untersuchten Parameter verdeutlicht und diskutiert. Die bezogenen Verbundspannungen werden in Kapitel 3.5 mit den angenommenen Werten der effektiven Verbundlänge und dem effektiven Umfang ausgewertet. Eine vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse ist im Anhang A enthalten.

3.4.2 Verbundkraft-Verschiebungsverhalten

Einfluß der Verbundlänge

In Bild 3.8 werden die Ergebnisse der Serie 1 mit einer Verbundlänge von $l_v = 75$ mm und die der Serie 2 mit $l_v = 50$ mm in hochfestem Kiesbeton der Sorte M 85 KS gegenübergestellt. Dargestellt werden die Versuche ohne eine vorherige Spannungsänderung der Litzen.



a) Serie 1, $l_v = 75$ mm, $f_{W150} = 86,8$ N/mm² b) Serie 2, $l_v = 50$ mm, $f_{W150} = 82,9$ N/mm²

Bild 3.8: Serien 1 und 2, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 85 KS

Bei der Serie 1 sind deutlich größere Verbundkräfte im Vergleich zur Serie 2 zu erkennen. Bei der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen der Verbundlänge bzw. der Betondruckfestigkeit und der Verbundkraft würden sich die Verbundkräfte der Serien 1 und 2 im Verhältnis 1 : 0,64 ergeben. Der gemessene Unterschied bei einer Verschiebung von 1 mm ist jedoch entsprechend dem Verhältnis 1 : 0,51 größer.

Dies deutet darauf hin, daß sich die effektive Verbundlänge von der geometrischen Verbundlänge unterscheidet. Als eine Ursache hierfür kann der Ausbruchkegel angesehen werden, der nach dem Versuch im Übergang zum Hüllrohr \varnothing 20 mm beobachtet wurde (Bild 3.9). Durch die verbundfreie Vorlänge reduziert sich die effektive Verbundlänge bei Annahme eines Lastausbreitungswinkels von 45° um 5 mm.

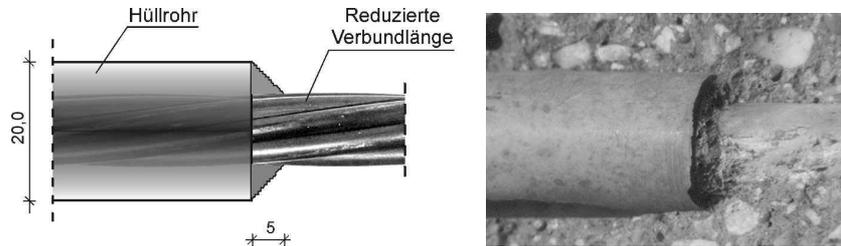


Bild 3.9: Verbundfreie Vorlänge im Übergang zum Hüllrohr

Durch kleinere Verbundlängen ergeben sich geringere Verbundkräfte und die beim Ausziehversuch auftretenden Dehnungen der Spannstähle werden weniger stark beeinflusst (Bild 3.5). Die kleinere Verbundlänge von 50 mm ergibt daher wirklichkeitsnahe Verbundspannungen. Die nachfolgenden Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen wurden deshalb bei Pull-Out Versuchen mit einer Verbundlänge von 50 mm ermittelt.

Einfluß der Schraubengeometrie der Litze

Die gemessenen Verdrehungen der Versuchskörper relativ zur Litze sind über die Verschiebungen beim Pull-Out Versuch in Bild 3.10 für drei unterschiedliche Betonsorten der Serien 8, 13 und 14 aufgetragen.

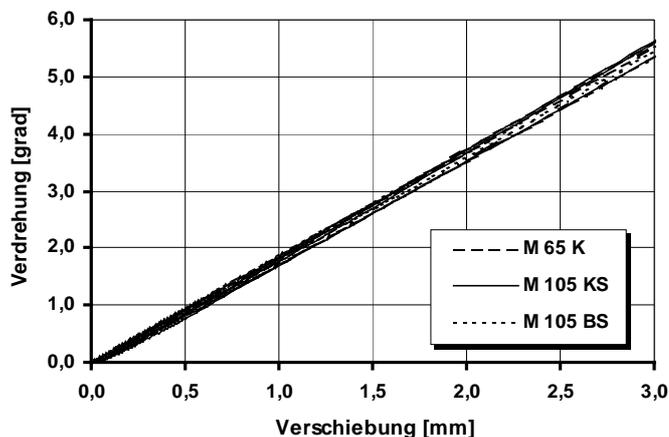


Bild 3.10: Verdrehungs-Verschiebungsbeziehungen

Bei allen Betonsorten ist ein linearer Zusammenhang zwischen der Verdrehung und der Verschiebung zu erkennen. Aus der Extrapolation der Meßwerte ergibt sich für den Winkel von 360° eine Verschiebung zwischen 194 mm und 201 mm. Dies entspricht in etwa der gemessenen Schlaglänge der verwendeten Litzen von 190 mm. Hieraus kann gefolgert werden, daß die Litze dem gewendelten Betonkanal entlang der Schraubenlinie folgt.

Die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 2 für eine Litze im Vergleich mit einem Drahtbündel, welches nicht verlitzt ist und ansonsten den gleichen Querschnitt wie die Litze besitzt, werden in Bild 3.11 dargestellt.

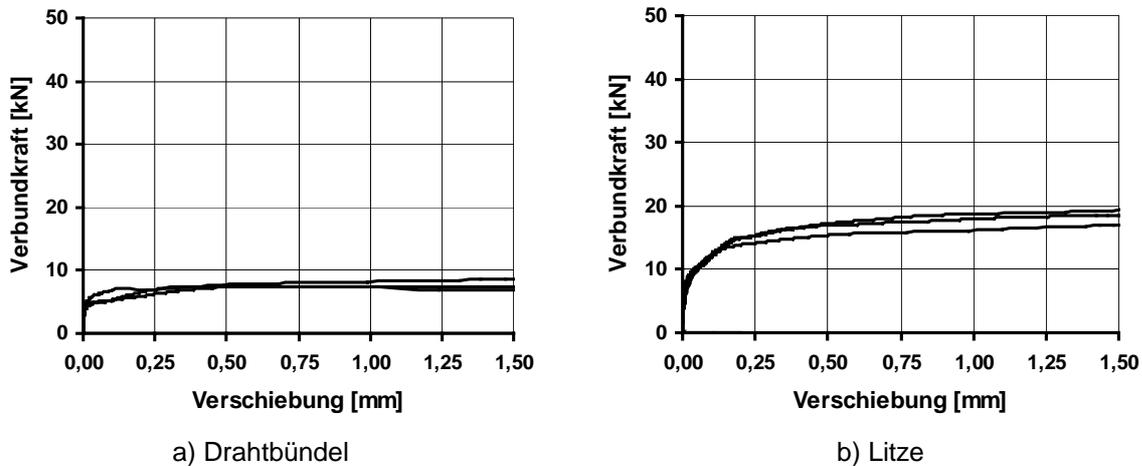


Bild 3.11: Serie 2, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 85 KS

Die Verbundkraft des Drahtbündels ist über den Verschiebungsweg näherungsweise unverändert. Dem gegenüber ist der deutliche Einfluß der Litzengeometrie auf die Verbundkraft in Bild 3.11 b) zu erkennen. Obwohl sich die Versuchskörper bei der Verschiebung entlang der Schraubenlinie der Litze frei verdrehen und somit kein Scherverbund wirksam wird, ist die Verbundkraft aufgrund der Schraubengeometrie wesentlich größer als bei dem Drahtbündel.

Einfluß des Betonalters

In Bild 3.12 sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Litzen 24 Stunden und 14 Tage nach der Herstellung der Versuchskörper für die Serien 6 und 8 mit der Betonsorte M 105 BS gegenübergestellt.

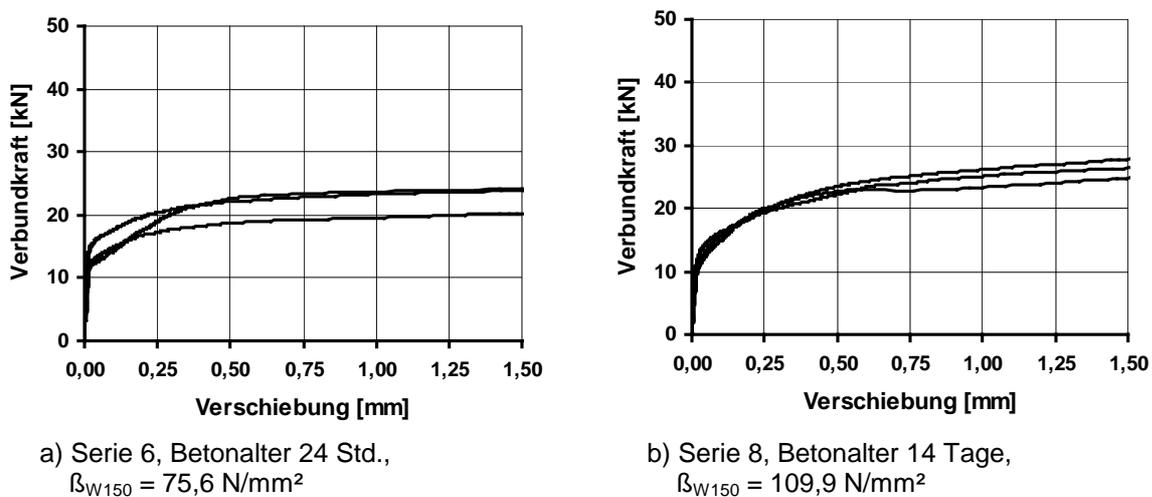


Bild 3.12: Serie 6 und 8, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 105 BS

Der Vergleich zeigt geringfügig größere Verbundkräfte nach 14 Tagen gegenüber den Versuchen nach 24 Stunden. Die Vergrößerung der Verbundkräfte ist deutlich geringer als der Druckfestigkeitszuwachs des Betons. Auch bei den anderen untersuchten hochfesten Betonsorten sind die Verbundkräfte in 24 Stunden altem Beton im Vergleich zu den Versuchen nach 14 Tagen überproportional groß gegenüber dem gemessenen Festigkeitszuwachs (Bilder A 6 bis A 11). Zum Vergleich werden die Betondruckfestigkeiten der Sorten M 65 K und M 105 KS aufgrund der Erhärtungs- und Güteprüfungen und der Verlauf der Festigkeitsentwicklung als logarithmische Interpolation zwischen den Mittelwerten dargestellt (Bild 3.13).

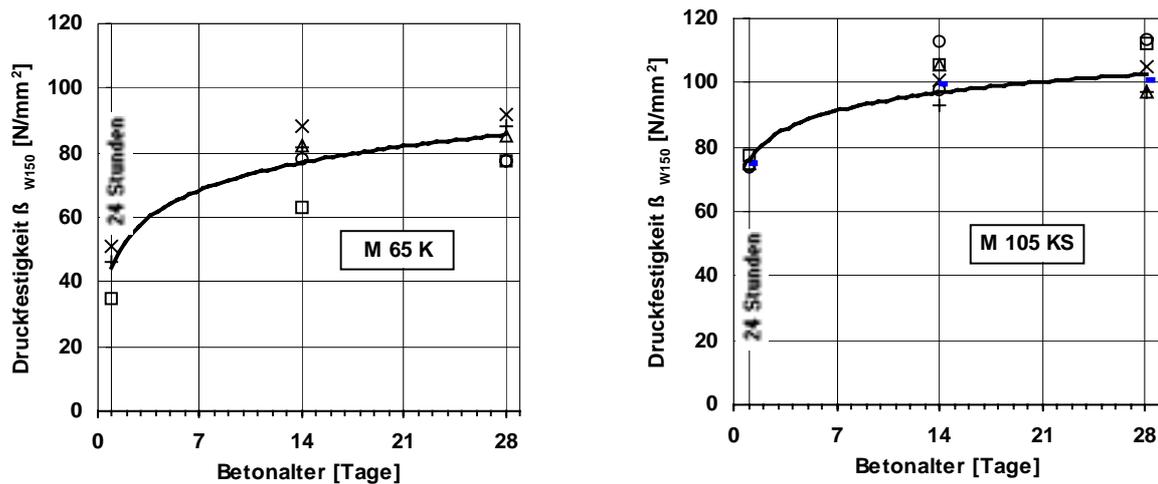


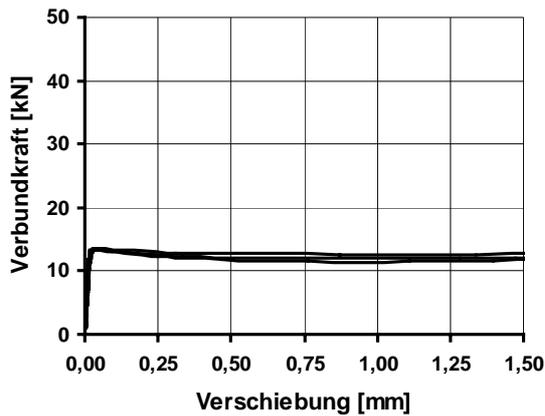
Bild 3.13: Festigkeitsentwicklung der Betonsorten M 65 K und M 105 KS

Da der Einfluß des Betonalters bzw. der Betonfestigkeit im Zeitraum zwischen 24 Stunden und 14 Tagen gering ist, kann entsprechend der anschließenden Festigkeitsentwicklung davon ausgegangen werden, daß die Versuche 14 Tage nach der Herstellung auch für das Verbundverhalten zu einem späteren Zeitpunkt bis zum Ende der Bauteilnutzung repräsentativ sind. Für den produktionstechnisch bedingten frühen Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung ergeben die 24-Stunden-Versuche zutreffende Ergebnisse, da bei diesem Betonalter die Mindestbetonfestigkeiten beim Vorspannen zum Beispiel nach [34] von rund 80 % der Nennfestigkeit gerade erreicht werden.

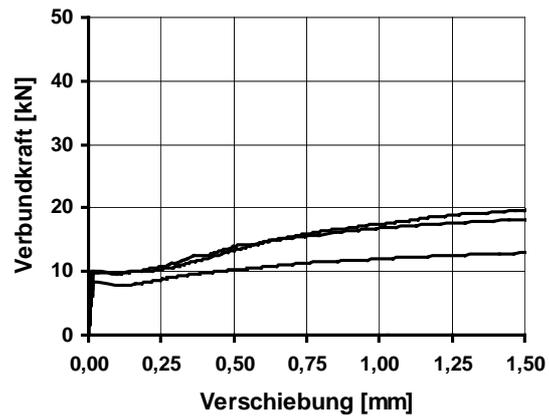
Einfluß der Betonfestigkeit und der Zugabe von Silikastaub

Nachfolgend sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Litzen in normalfestem und hochfestem Beton ohne Silikastaub bei einem Betonalter von 14 Tagen ohne Änderung der Vorspannkraft vor dem Versuchsbeginn gegenübergestellt.

Der Anstieg der Verbundkräfte bei den Betonsorten ohne Silikastaub ist deutlich geringer als die Zunahme der Betonfestigkeit (Bild 3.14). Insbesondere bei kleinen Verschiebungen bis 1 mm ergibt sich daher bei den Betonsorten M 45 K und M 65 K ein untergeordneter Einfluß der Betonfestigkeit auf die Verbundfestigkeit.



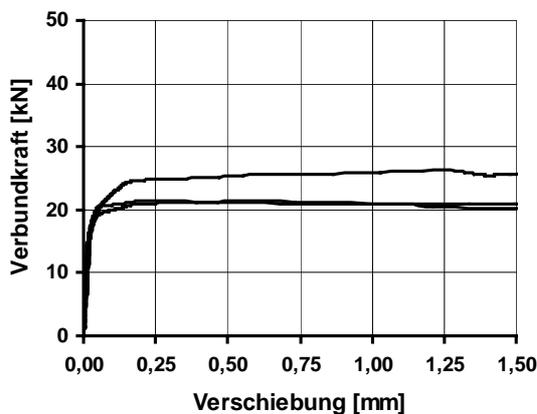
a) Serie 12, Betonsorte M 45 K
 $f_{W150} = 54,0 \text{ N/mm}^2$



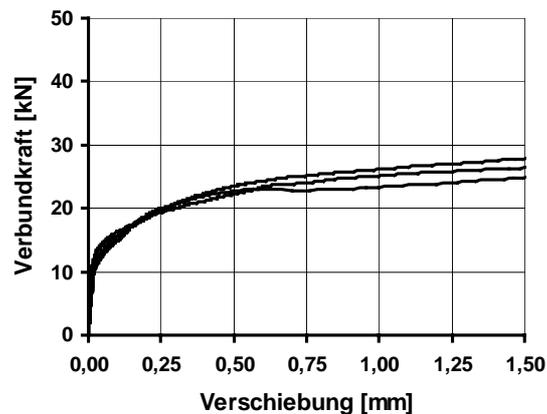
b) Serie 3, Betonsorte M 65 K
 $f_{W150} = 78,1 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.14: Einfluß der Betonfestigkeit auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die Betonsorten ohne Silikastaub, Serien 12 und 3

In Bild 3.15 sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Betonsorten M 105 KS und M 105 BS mit Silikastaub dargestellt. Die Zunahme der Verbundkräfte gegenüber den Betonsorten ohne Silikastaub ist deutlich zu erkennen. Der Vergleich der Serien 3 und 4 bis zu einer Verschiebung von 1 mm ergibt eine überproportionale Zunahme gegenüber dem Betonfestigkeitszuwachs durch die Zugabe von Silikastaub.



a) Serie 4, Betonsorte M 105 KS
 $f_{W150} = 92,9 \text{ N/mm}^2$



b) Serie 8, Betonsorte M 105 BS
 $f_{W150} = 109,9 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.15: Einfluß der Betonfestigkeit auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die Betonsorten mit Silikastaub, Serien 4 und 8

Obwohl die Festigkeit der Betonsorte M 105 BS mit Basaltzuschlag und größerem Silikastaubanteil um ca. 20% höher ist als die der Betonsorte M 105 KS mit Kieszuschlag ergibt sich keine entsprechende Steigerung der Verbundfestigkeit bei den Betonsorten mit Silikastaub. Vielmehr ist langsames Anwachsen der Verbundkraft in Abhängigkeit von der Verschiebung zu erkennen.

Insgesamt zeigt der Vergleich, daß die Zugabe von Silikastaub teilweise einen größeren Einfluß auf die Verbundfestigkeit hat als die Festigkeit des Betons. Die Zugabemenge von Silikastaub bis zu 45 kg/m^3 führt zu einer deutlichen Erhöhung der Verbundfestigkeit. Bei den ansonsten vergleichbaren Mischungen der Betonsorten M 65 K und M 105 KS ist näherungsweise eine Verdoppelung der Verbundkräfte durch die Zugabe von 45 kg/m^3 Silikastaub zu erkennen. Eine höhere Zugabe von Silikastaub von 65 kg/m^3 bei der Betonsorte M 105 BS bewirkt keine weitere Steigerung der Verbundkräfte.

Einfluß der Querdehnungen

Um den Einfluß einer Erhöhung der Spannstahlspannung vor dem Versuchsbeginn entsprechend den Verhältnissen im Rißbereich zu verdeutlichen, sind in Bild 3.16 die Ergebnisse der Serie 14 dargestellt. Der Vergleich der Versuche mit und ohne Spannungsänderung zeigt, daß eine Spannungserhöhung der Litzen um 300 N/mm^2 vor dem Versuch eine Verminderung der Verbundkraft bewirkt, insbesondere in dem für die Rißbreitenbeschränkung maßgeblichen Verschiebungsbereich bis $0,15 \text{ mm}$. Die Verbundkraft steigt erst mit größeren Verschiebungen an und erreicht kleinere Werte als bei den Versuchen ohne Spannungsänderung.

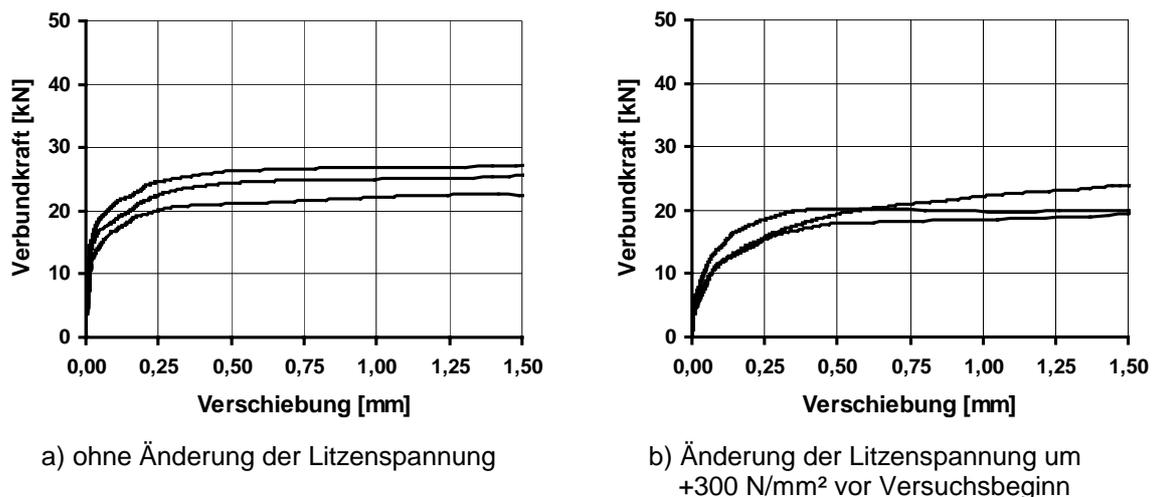
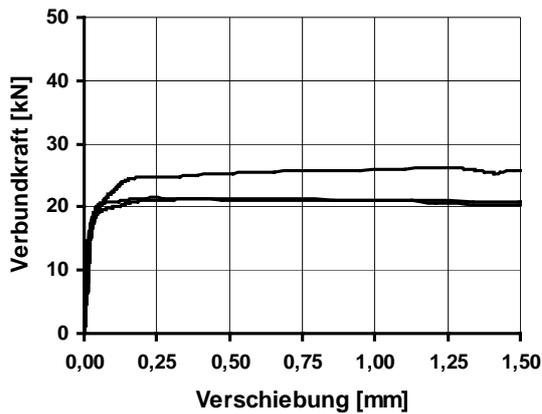
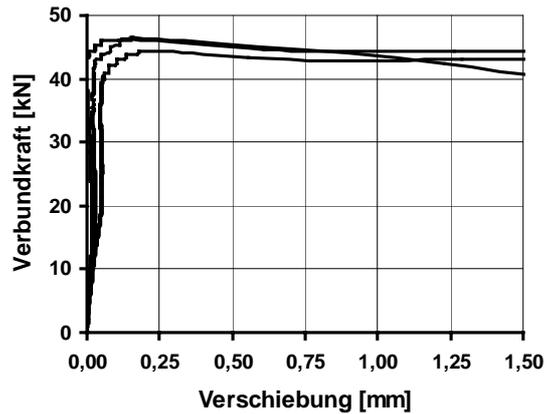


Bild 3.16: Einfluß einer erhöhten Spannstahlspannung auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Litzen bei der Betonsorte M 105 KS, Serie 14

Eine Verminderung der Spannstahlspannung der Litzen um 1200 N/mm^2 vor dem Versuchsbeginn entsprechend den Spannungsänderungen bei der Spannkrafteinleitung führt näherungsweise zu einer Verdoppelung der Verbundkraft (Bild 3.17). Bei geringeren Spannungsänderungen von -650 N/mm^2 stellen sich kleinere Zuwächse der Verbundkraft ein (Anhang A). Im Gegensatz zu den Versuchen nach einer Spannungserhöhung wird das Plateau der größten Verbundspannung bei einer Spannungsverminderung bereits bei sehr kleinen Verschiebungen erreicht und es ergibt sich ein näherungsweise starr-plastisches Verbundverhalten.



a) ohne Änderung der Litzenspannung

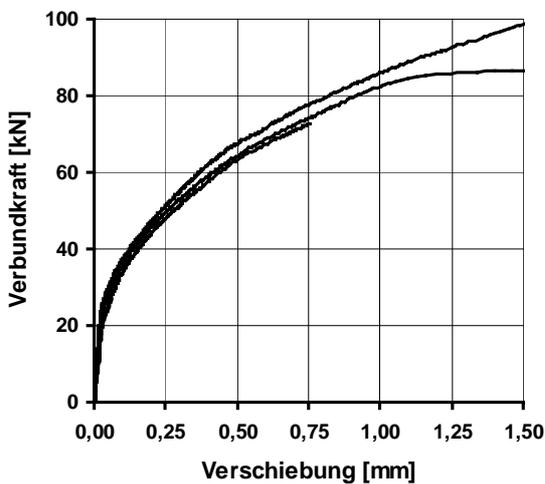


b) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm^2 vor Versuchsbeginn

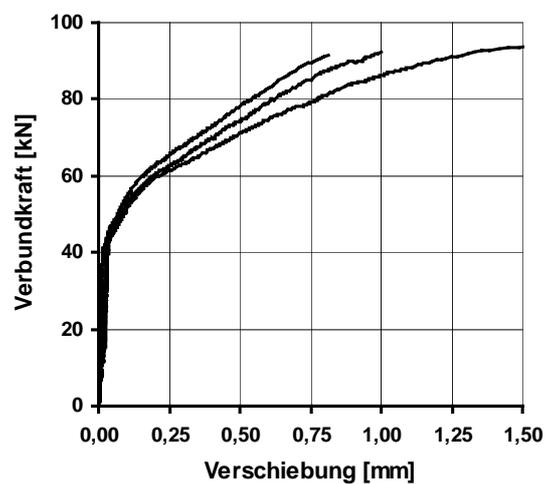
Bild 3.17 Einfluß einer verminderten Spannstahlspannung auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Litzen bei der Betonsorte M 105 KS, Serie 4

Insgesamt ist bei allen untersuchten Betonsorten ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Größe der Verbundkraft und der Spannungsänderung der Litzen erkennbar (Anhang A). Da die Längsspannung der Litze den Verbund nicht unmittelbar beeinflusst, deutet dies auf eine Erhöhung bzw. Verminderung der Verbundkräfte infolge von Querdehnungen der Litze durch die Änderungen der Spannstahlspannungen hin.

Bei den untersuchten gerippten Spanndrähten ergibt sich ein geringer Einfluß der Spannungsänderung bzw. Querdehnungen. Bild 3.18 zeigt die Ergebnisse der Serie 17 mit und ohne Änderung der Spannungsänderung der Spanndrähte vor dem Versuch.



a) ohne Änderung der Spanndrahtspannung



b) Änderung der Spanndrahtspannung um -1100 N/mm^2 vor Versuchsbeginn

Bild 3.18: Einfluß der Spannstahlspannung auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für gerippte Drähte bei der Betonsorte M 105 KS, Serie 17

Der Vergleich der Versuche mit einer vorherigen Spannungsverminderung zeigt zunächst bei kleinen Verschiebungen bis 0,15 mm Verbundkräfte in gleicher Größen-

ordnung für Litzen $\varnothing 12,5$ mm und gerippte Drähte $\varnothing 12$ mm. Anschließend ergeben sich bei den gerippten Drähten durch das stark verschiebungsabhängige Verbundverhalten deutlich größere Verbundkräfte. Daher kann eine kürzere Übertragungslänge der Vorspannkraft als bei den Litzen erwartet werden, obwohl für die untersuchten gerippten Drähte gemäß [18] eine um 9 % größere Vorspannkraft im Spannbett zulässig ist.

Einfluß der Drehbehinderung der Litze

Der Einfluß einer Drehbehinderung der Litzen im Reißbereich auf das Verbundverhalten wird aufgrund der Versuchsergebnisse an Doppelkörpern nach Bild 3.3 untersucht. In Bild 3.19 werden die Mittelwerte der Verbundkraft für jeweils zwei Litzen über die Verschiebung des Versuchskörpers gegenüber dem Vorsatzkörper dargestellt.

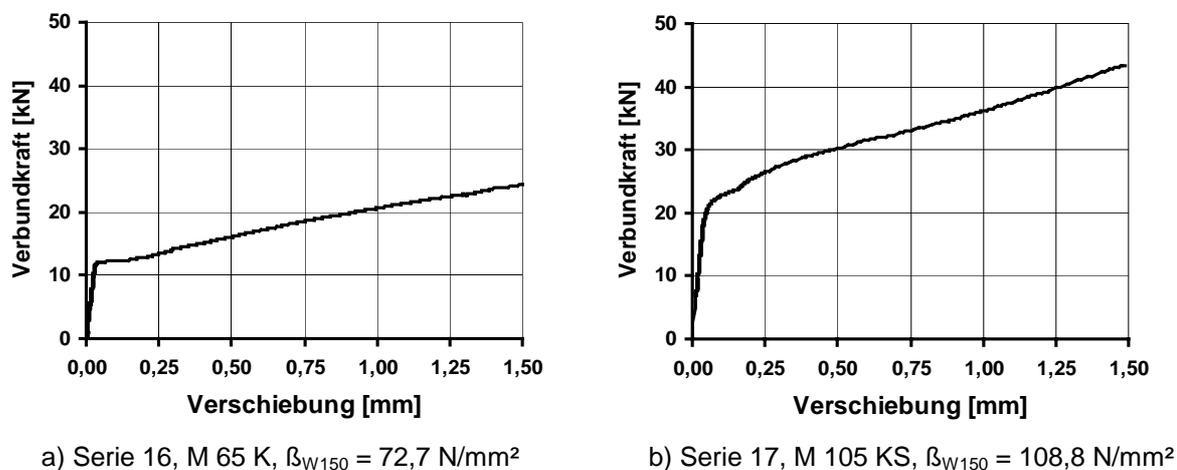


Bild 3.19: Einfluß der Betonfestigkeit auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung bei einer Drehbehinderung, Serie 16 und 17

Der Vergleich mit den Versuchen ohne Drehbehinderung der Serien 3 (Bild 3.14) und 4 (Bild 3.15) zeigt, daß sich mit zunehmender Verschiebung größere Verbundkräfte durch die Drehbehinderung ergeben. Bei kleinen Verschiebungen bis 0,25 mm sind die Verbundkräfte jedoch nicht wesentlich größer als bei den Versuchen ohne eine Drehbehinderung. Offenbar reicht bei kleinen Verschiebungen der Torsionswiderstand der Litzen nicht aus, um einen Scherverbund und damit größere Verbundkräfte zu erzeugen. Dies kann darauf zurückgeführt werden, daß bei kleiner Verschiebung die Verdrehungen zu gering sind, um mit der geringen Torsionssteifigkeit der schubweichen Litzen eine Steigerung der Verbundfestigkeit zu erzielen.

Für die maßgeblichen Verschiebungen im Reißbereich von bis zu 0,15 mm kann kein signifikanter Einfluß der gegenseitigen Drehbehinderung festgestellt werden. Im Spannkrafteinleitungsbereich tritt durch das freie Ende der Litze und durch die mit der Verschiebung im gewendelten Betonkanal affinen Verkürzung der äußeren Drähte keine Drehbehinderung auf. Für den Spannkrafteinleitungs- und den Reißbereich kön-

nen deshalb die Ergebnisse der Versuche mit Litzen ohne eine Drehbehinderung gleichermaßen zugrunde gelegt werden.

Einfluß der Betondeckung

Bild 3.20 zeigt den Einfluß der untersuchten Betondeckungen auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen mit und ohne Spannungsänderung der Litzen der Serie 10.

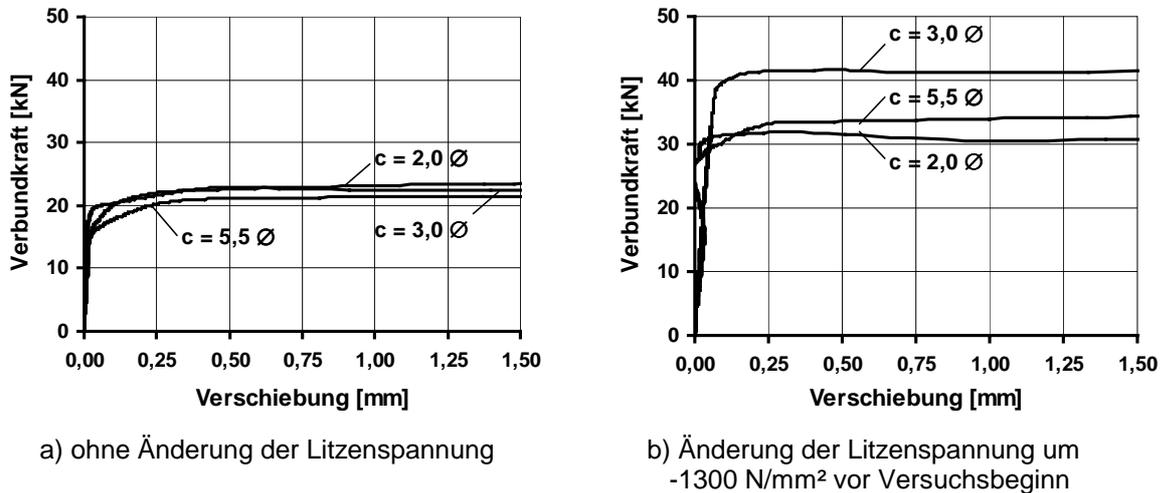


Bild 3.20: Einfluß der Betondeckung c auf die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 105 KS, Serie 10, 24 Std.: $\beta_{w150} = 75,0 \text{ N/mm}^2$

Die Versuche ohne eine vorherige Spannungsänderung der Litzen ergeben keinen signifikanten Einfluß der Betondeckung. Im Vergleich dazu zeigen die Ergebnisse nach einer Änderung der Litzenspannung in allen Fällen (Bilder A 12 bis A 14) bei einer Betondeckung von $c = 2,0 \text{ } \varnothing$ geringere Verbundkräfte. Bei diesen Versuchskörpern kam es unabhängig von der Betonsorte zu einer Sprengrißbildung mit Rißbreiten von bis zu 0,2 mm. Hieraus kann ein Anwachsen der Sprengkräfte in radialer Richtung bei größeren Verbundkräften infolge einer Spannungsverminderung abgeleitet werden.

Die Versuchskörper mit größerer Betondeckung wiesen keine sichtbaren Sprengrisse auf. Gleichzeitig ergaben sich bei den Versuchskörpern mit einer Betondeckung von $c = 3,0 \text{ } \varnothing$ bei allen Versuchen deutlich größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \text{ } \varnothing$. Dies deutet darauf hin, daß die untere Lage nach Bild 3.2 zu größeren Verbundkräften durch geringere Absetzvorgänge des Frischbetons führt.

Die Ergebnisse zeigen, daß bei Betondeckungen der Litzen von $c = 2,0 \text{ } \varnothing$ und Spannungsänderungen wie im Spannkrafteinleitungsbereich eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Sprengrißbildung zu erwarten ist, während eine Betondeckung von $c = 3,0 \text{ } \varnothing$ ausreichend ist, um die Sprengkräfte aufzunehmen. Bei den gerippten Drähten dagegen kommt es trotz einer Betondeckung von $c = 5,75 \text{ } \varnothing$ zum schlagartigen Bruch durch Sprengrisse (Tafel A 6). Hierbei sind die Verbundkräfte bei der Betonsorte M 105 KS gegenüber dem Beton M 45 K im Mittel um den Faktor 1,9 größer.

Dies ist geringer als die Zunahme der gemessenen Betondruckfestigkeit (Faktor 2,2) und größer als die Zunahme der Spaltzugfestigkeiten (Faktor 1,6). Hochfeste Betone können danach vergleichsweise größere Verbund- bzw. Sprengkräfte aufnehmen.

3.5 Auswertung zum Verbundverhalten

3.5.1 Vorbemerkungen

Der Vergleich der Versuchsergebnisse zeigt, daß die Verbundspannungen für den maßgebenden Verschiebungsbereich sowohl bei der Spannkrafteinleitung als auch der Rißbreitenbeschränkung aus den Ergebnissen der Pull-Out Versuche ohne eine Drehbehinderung mit geringen Streuungen ermittelt werden können. Für die weitere Auswertung werden deshalb bei gleichen Parametern die Mittelwerte der Verbundspannungen verwendet, um hieraus die Anteile der verschiedenen Verbundwirkung zu bestimmen.

3.5.2 Ermittlung der Verbundspannungen für Spanndrahtlitzen

Zur Bestimmung der wirklichkeitsnahen Verbundspannungen wird eine gegenüber den Versuchsabmessungen um 5 mm reduzierte Verbundlänge $l_{v,eff}$ angesetzt. Dies ergibt sich aus den Ergebnissen mit unterschiedlichen Verbundlängen und dem beobachtete Ausbruchskegel im Übergang zum verbundfreien Bereich des Spannstahls. Der wirksame Umfang u_v der untersuchten 0,5“-Litzen wird gemäß Gleichung (3.1) nach [77] ermittelt.

$$u_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v} = 48,5 \text{ mm} \quad (3.1)$$

Für die Auswertung des Einflusses unterschiedlicher Betonzusammensetzungen wird die Verbundspannung auf die Druckfestigkeit f_c des Beton bezogen, die der allgemein gebräuchlichen Würfeldruckfestigkeit β_{W200} entspricht. Diese wird aus der zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gemessenen Würfeldruckfestigkeit β_{W150} mit dem Faktor 0,95 [9] bestimmt. Hiermit berechnet sich die bezogene Verbundspannung zu

$$\tau / f_c = \frac{F_b}{u_v \cdot l_{v,eff} \cdot f_c} \quad \text{mit } F_b = \text{Verbundkraft beim Pull-Out Versuch.} \quad (3.2)$$

In Bild 3.21 werden die bezogenen Verbundspannungen des untersuchten Drahtbündels mit den Angaben nach Abschnitt 2.14 für glatte Stäbe verglichen. Die bezogenen Verbundspannungen des Drahtbündels stimmen gut mit den Angaben nach [49] für kleine Verschiebungen und mit den Angaben nach [62] für größere Verschiebungen überein. Die angesetzte Verbundlänge und der in Gleichung (3.1) angegebene wirksame Umfang der Litze ergeben daher wirklichkeitsnahe Verbundspannungen.

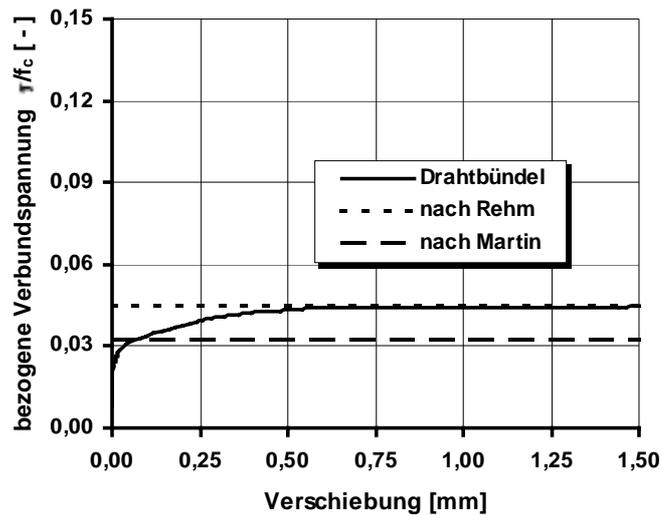


Bild 3.21: Vergleich der bezogenen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung nach [49] und [62] mit den Versuchsergebnissen an Drahtbündeln, Serie 2

3.5.3 Konstanter und verschiebungsabhängiger Anteil der Verbundspannung

Der Vergleich der bezogenen Verbundspannungen der Litze mit dem unverlitzten Drahtbündel gleichen Querschnitts (Bild 3.22) zeigt, daß bei dem Drahtbündel der Unterschied zwischen der Verbundspannung bei kleiner und großer Verschiebung deutlich geringer ist. Die verschiebungsabhängigen Verbundeigenschaften bei der Litze sind daher stärker ausgeprägt als bei dem näherungsweise starr-plastischen Verbundverhalten des unverlitzten Drahtbündels.

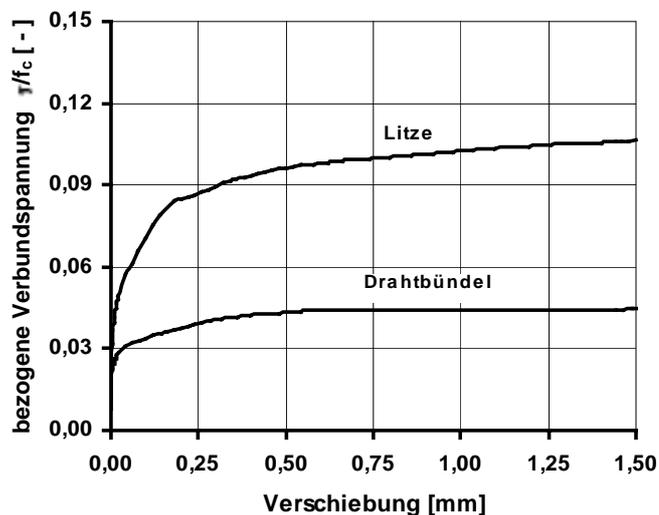


Bild 3.22: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der Serie 2

Aus den im Vergleich zum Drahtbündel größeren Verbundspannungen der Litze kann eine Aufteilung der Verbundwirkung in einen näherungsweise konstanten Anteil wie bei glatten Stäben und in einen verschiebungsabhängigen Anteil abgeleitet werden, der von der Schraubengeometrie der Litze bestimmt wird.

Durch den Bezug der Verbundspannung auf die gemessene Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung kann das unterschiedliche verschiebungsabhängige Verbundverhalten der Litze für die untersuchten Betonsorten direkt abgelesen werden (Bild 3.23). Bei kleinen Verschiebungen sind sehr große Unterschiede der bezogenen Verbundspannungen zu erkennen, die sich mit zunehmender Verschiebung verringern, bis bei einer Verschiebung von 1,50 mm in etwa gleich große Grenzwerte erreicht werden. Für die Betonsorten M 45 K und M 105 KS ergeben sich diese Grenzwerte bereits bei kleinen Verschiebungen, während bei den übrigen Betonsorten die Grenzwerte erst bei zunehmender Verschiebung erreicht werden. Eine in [63] festgestellte Proportionalität der Verbundspannungen zur Betonfestigkeit ist für Litzen insbesondere in dem für die Rißbreiten maßgeblichen Verschiebungsbereich bis 0,15 mm bei den untersuchten Betonsorten nicht gegeben.

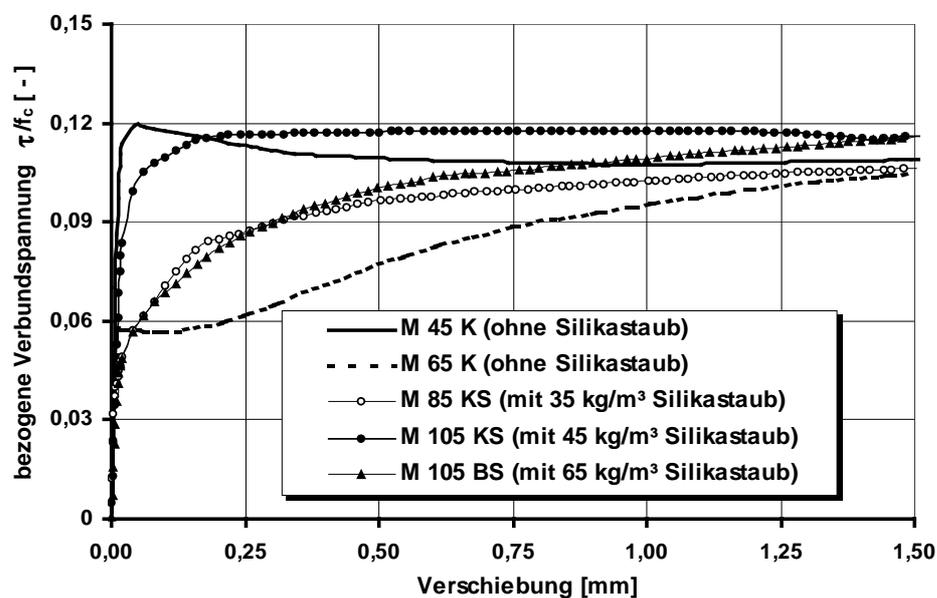


Bild 3.23: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der Litzen für verschiedene Betonsorten im Alter von 14 Tagen, Serien 2 - 4, 8 und 12

Als Ursache des abweichenden Verbundverhaltens können die teilweise stark unterschiedlichen Mischungsentwürfe angesehen werden. Der größte Unterschied ergibt sich bei der Betonsorte M 45 K mit 280 kg/m³ Zement gegenüber der Betonsorte M 65 K mit 420 kg/m³ Zement ohne Zugabe von Silikastaub. Die feinteilreichere Betonzusammensetzung der Betonsorte M 65 K mit einem um 50 Prozent höheren Zementanteil führt gemäß [48] zu größeren Absetzerscheinungen. Hierdurch und durch den höheren Zementanteil wirkt sich in der Verbundzone die Anreicherung von freiem Calciumhydroxid und Ettringit gemäß Bild 2.4 besonders stark aus. Es ergeben sich daher bis zu einer Verschiebung von 0,25 mm nur halb so große bezogene Verbundspannungen im Vergleich zur Betonsorte M 45 K mit geringerem Zementanteil.

Der Maximalwert der bezogenen Verbundspannung ist unabhängig von der Betonzusammensetzung in etwa gleich groß, d. h. bei großen Verschiebungen ist die Verbund-

festigkeit in etwa proportional zur Betonfestigkeit. Offenbar ist bei der Betonsorte M 65 K ab einer Verschiebung von 1,5 mm die poröse Verbundzone soweit verfestigt, daß sich die Verbundfestigkeit allein aus der Beton- bzw. Zugringfestigkeit ergibt und die gleiche bezogene Verbundspannung erreicht wird wie bei der feinteilärmeren Betonsorte M 45 K. Das Ansteigen der Verbundspannung bei größeren Verschiebungen kann daher mit der Verfestigung der weichen Verbundzone durch radiale Pressungen begründet werden bis der Maximalwert der bezogenen Verbundspannung in Abhängigkeit von der Zugringfestigkeit erreicht wird. Dem gegenüber wird die Verbundfestigkeit bei kleinen Verschiebungen maßgeblich von den Eigenschaften der Verbundzone bestimmt.

Die Zugabe von Silikastaub führt bei den hochfesten Betonen mit 450 kg/m^3 Zement zu einer Verbesserung der Verbundzone durch die Füllerwirkung und durch die sekundäre puzzolanische Reaktion des Calciumhydroxids gemäß Bild 2.5. Hierdurch wird die Verbundfestigkeit gegenüber der Betonsorte M 65 K mit 420 kg/m^3 Zement ohne Silikastaub deutlich erhöht. Bei kleinen Verschiebungen ergibt sich die größte bezogene Verbundspannung bei der Betonsorte M 105 KS mit einer Zugabemenge von 45 kg/m^3 Silikastaub, während die Betonsorten M 85 KS und M 105 BS mit 35 kg/m^3 bzw. 65 kg/m^3 Silikastaub geringere Verbundspannungen erreichen. Dies kann bei der Betonsorten M 85 KS mit einer weicheren Verbundzone begründet werden. Die kleinere Zugabemenge des Silikastaubs von 7,8 % des Zementgewichtes führt zu einem Überschuß an freiem Calciumhydroxid bzw. zu einer Anreicherung von Ettringit und zu einer geringeren Füllerwirkung des Silikastaubs. Demgegenüber bewirkt eine Zugabemenge des Silikastaubs in Höhe von 10 % des Zementgewichtes eine optimale Verbesserung der Verbundzone, wie der Ergebnisse der Betonsorte M 105 KS zeigen. Der Maximalwert der Verbundspannung stellt sich hier schon bei kleinen Verschiebungen ein.

Die gemessene Abhängigkeit der Verbundfestigkeit von der Zugabemenge des Silikastaubs stimmt mit den Untersuchungen zur Beeinflussung des E-Moduls nach [2] überein. Hier wurde ebenfalls festgestellt, daß das Zugabeoptimum für Silikastaub bei 10 % des Zementgewichtes liegt. Es wird vermutet, daß bei dieser Zugabemenge die Zwickel zwischen den Zementkörnern nahezu ausgefüllt sind und damit das geringste Matrixvolumen erreicht wird. Bei mehr als 10 % Silikastaub lagern sich die Silikapartikel auch zwischen den Zementkörnern ab, so daß das Matrixvolumen ansteigt und der E-Modul des Betons sinkt. Dementsprechend kann die anfänglich geringere Verbundfestigkeit der Betonsorte M 105 BS mit einem höherem Silikastaubanteil von 14,4 % bezogen auf das Zementgewichtes mit einer zunächst weicheren Grenzschicht durch Anlagerung von Silikapartikeln an der Stahloberfläche erklärt werden.

Das beschriebene Verbundverhalten gilt auch in jungem hochfesten Beton (Bild 3.24)

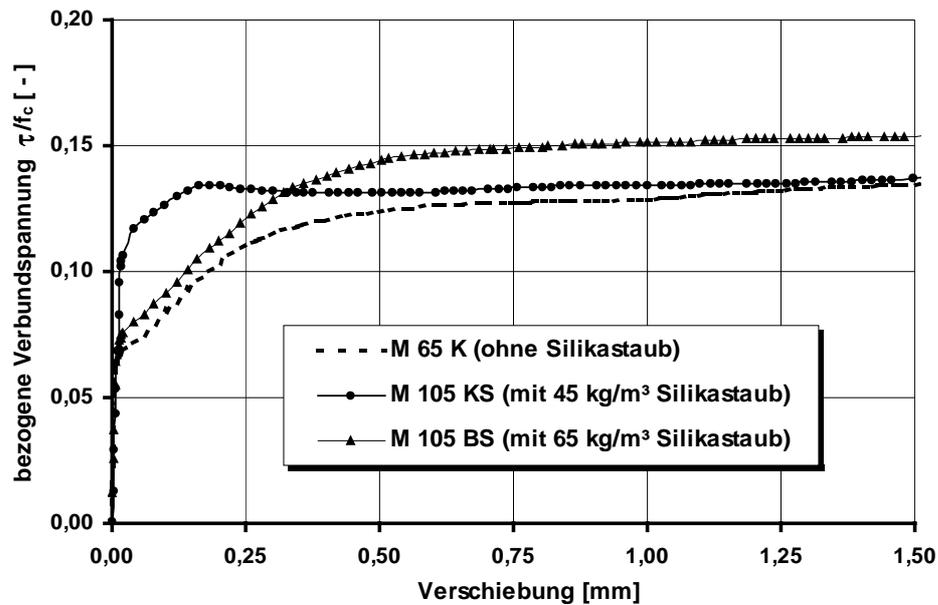


Bild 3.24: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der Litzen für verschiedene Betonsorten im Alter von 24 Stunden, Serien 5, 6 und 7

Wie bei den Versuchen nach 14 Tagen (Bild 3.23) sind geringere Verbundspannungen der Betonsorten M 65 K und M 105 BS bei kleinen Verschiebungen im Vergleich zum näherungsweise starr-plastischen Verbundverhalten der Betonsorte M 105 KS mit 10 % Silikastaub zu erkennen. Die auf die Betonfestigkeit bezogenen Verbundspannungen sind bei großen Verschiebungen im Betonalter von 24 Stunden um 15 % bis 30 % größer als bei einem Betonalter von 14 Tagen. Bei kleinen Verschiebungen ergeben sich noch größere Abweichungen.

3.5.4 Spannungsabhängiger Anteil der Verbundspannung

Der Einfluß der Querdehnungen ohne den Einfluß der Schraubengeometrie der Litze kann aus den Versuchen mit einer Spannungsänderung der Drahtbündel ermittelt werden. In Bild 3.25 sind die Verbundspannungen des Drahtbündels mit und ohne Spannungsänderung, sowie eine näherungsweise konstante, rechnerische Verbundspannungsfunktion in Abhängigkeit von der Spannungsänderung für den maßgeblichen Verschiebungsbereich dargestellt.

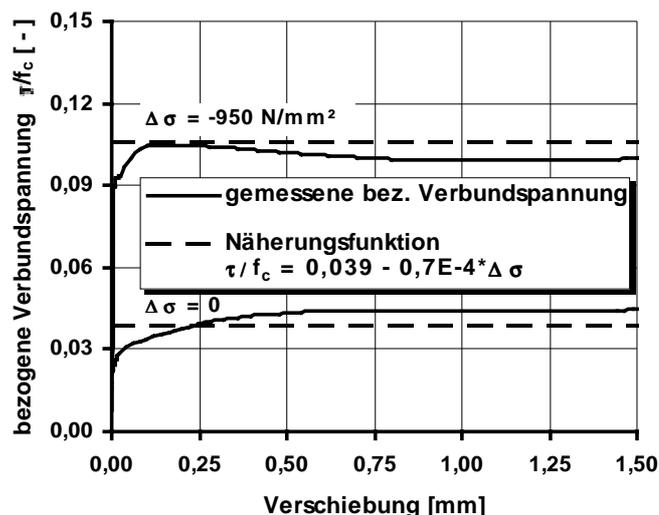


Bild 3.25: Einfluß der Spannungsänderung auf die bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der Drahtbündel, Serie 2

Die bezogene, konstante Verbundspannung des glatten Drahtbündels ergibt sich ohne eine Spannungsänderung zu 0,039. Dies entspricht in etwa dem Grenzwert der minimalen, bezogenen Verbundspannung von 0,04 für glatte Stäbe ohne Narbentiefe nach [63].

Der spannungsabhängige Anteil des Drahtbündels in Höhe von $0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta \sigma_p$ addiert sich zu der Verbundspannung. Da gemäß Bild 3.22 ein weiterer, verschiebungsabhängiger Anteil aus der Schraubengeometrie der Litze resultiert, ist zu erwarten, daß sich die gesamte Verbundwirkung der Litze aus dem konstanten, dem spannungsabhängigen und dem verschiebungsabhängigen Anteil zusammensetzt.

Zur Überprüfung dieser Hypothese sind in Bild 3.26 die gemessenen Verbundspannungsänderungen der Litzen bei einer Verschiebung von 0,5 mm in Abhängigkeit von der Spannungsänderung bei den jeweiligen Versuchsserien aufgetragen. Der Vergleich der bezogenen Verbundspannungsänderungen zeigt eine deutliche lineare Abhängigkeit von der Spannungsänderung vor dem Versuchsbeginn. Es ist eine gute Übereinstimmung des aus den Versuchen mit Drahtbündel abgeleiteten spannungsabhängigen Anteils (Bild 3.25) mit den Versuchswerten der Litzen über den gesamten Bereich der Spannungsänderung zu erkennen, so daß der Ansatz des spannungsabhängigen Anteils $0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta \sigma_p$ auch für Litzen gültig ist.

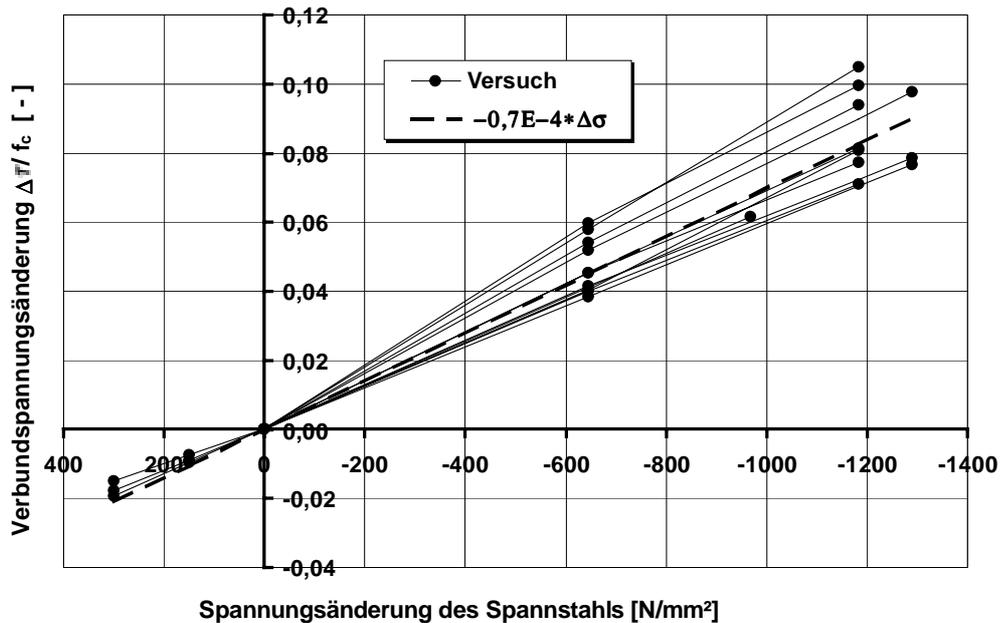


Bild 3.26: Bezogene Verbundspannungsänderungen der Litzen in Abhängigkeit von der Spannungsänderung vor Versuchsbeginn, Serie 1 bis 15

Die lineare Abhängigkeit der Verbundspannungsänderung von der positiven und negativen Spannungsänderung der Litzen deutet auf einen Reibungsverbund hin. Durch Querdehnungen infolge der Spannungsänderungen der Litzen werden radiale Pressungen auf den Beton erzeugt, die entsprechend dem proportionalen Reibungsgesetz die Verbundspannungen erhöhen oder vermindern. Besonders hervorzuheben ist die lineare Verminderung der Verbundspannung infolge der Spannungserhöhung der Litzen. Hieraus ergibt sich nach dem Reibungsmodell, daß bereits ohne Spannungsänderung radiale Pressungen auf die Litze wirken, die durch die negativen Querdehnungen vermindert werden. Diese radialen Pressungen ohne Spannungsänderung entsprechen demnach dem konstanten Anteil der Verbundspannung in Höhe von $0,039 \cdot \beta_w$. Derartige Pressungen können sich jedoch nur durch ein Aufschrumpfen des Betons auf die Litze ergeben, so daß der konstante Anteil der Verbundspannung glatter Stäbe mit dem Schwinden des Betons zu erklären ist.

Insgesamt zeigt die Auswertung, daß die Verbundwirkung der Litzen im wesentlichen aus drei Anteilen, nämlich der konstanten Reibung infolge Schwinden, der querdehnungsabhängigen Reibung infolge Spannungsänderungen und der verschiebungsabhängigen Wirkung aus der Schraubengeometrie, besteht.

3.5.5 Ermittlung der Verbundspannungen für gerippte Spanndrähte

Für die Auswertung der Verbundspannung wird wegen der verbundfreien Vorlänge wie bei den Litzen eine um 5 mm verminderte Verbundlänge angesetzt. Der wirksame Umfang u_v der untersuchten Spanndrähte ergibt sich mit dem Nenndurchmesser von 12 mm zu 37,7 mm.

Die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der gerippten Spanndrähte ohne vorherige Spannungsänderung sind in Bild 3.27 dargestellt. Bei Verschiebungsbeginn sind bezogene Verbundspannungen in gleicher Größenordnung wie bei den Litzen zu erkennen. Mit zunehmender Verschiebung werden die Verbundspannungen jedoch deutlich größer. Das ausgeprägt verschiebungsabhängige Verbundverhalten ergibt sich aus dem Scherverbund der gerippten Spanndrähte.

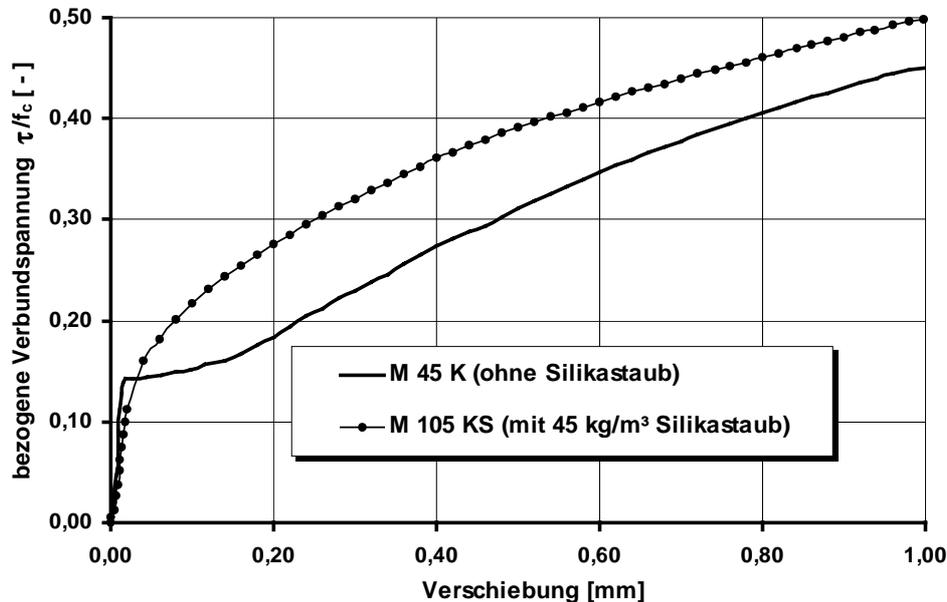


Bild 3.27: Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der gerippten Spanndrähte für zwei Betonsorten im Alter von 14 Tagen, Serien 18 u. 19

Die auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannung in dem hochfesten Beton M 105 KS ist größer als in dem normalfesten Beton M 45 K. Der nach Verschiebungsbeginn zunächst geringe Anstieg der Verbundfestigkeit für den normalfesten Beton lässt sich mit einer anfangs geringeren Festigkeit der Verbundzone erklären. Bei zunehmender Verschiebung wächst die Verbundspannung wie bei dem hochfesten Beton an. Dies deutet auf eine Verfestigung der zunächst porösen Verbundzone in dem normalfesten Beton ohne Silikastaub hin.

Da bei den gerippten Spanndrähten der Scherverbund zum Tragen kommt und der Reibungsverbund untergeordnet ist, ergibt sich ein entsprechend geringerer Einfluß der spannungsabhängigen Querdehnungen auf die höhere Verbundfestigkeit. Die absolute Größe der querdehnungsabhängigen Verbundspannungsänderung resultiert jedoch allein aus der Spannungsänderung der Spannstähle und ist unabhängig von der Profilierung. In Bild 3.28 ist die Änderung der Verbundspannungen bei 0,5 mm Verschiebung der Spanndrähte im Vergleich zu der rechnerischen Verbundspannungsänderung aus dem Ansatz nach Bild 3.25 dargestellt. Entsprechend einem linearen Reibungsgesetz verändern sich die Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Längsspannung näherungsweise in demselben Maße wie bei den Litzen.

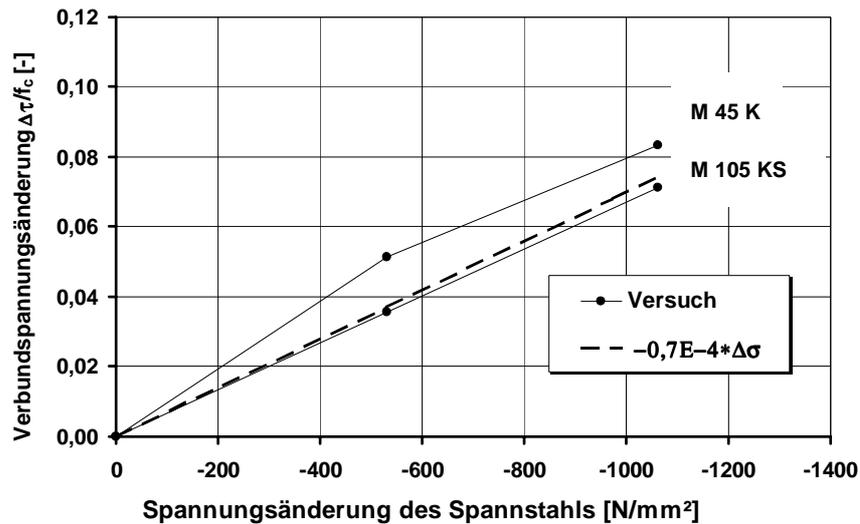


Bild 3.28: Bezogene Verbundspannungsänderungen der Spanndrähte in Abhängigkeit von der Spannungsänderung vor Versuchsbeginn, Serien 18 u. 19

Die Auswertung der Pull-Out Versuche der gerippten Spanndrähte ergibt grundsätzlich das gleiche Verbundverhalten wie bei den Litzen, das sich aus den Anteilen konstanter, querdehnungsabhängiger und verschiebungsabhängiger Verbundwirkung zusammensetzt. Während der konstante und der querdehnungsabhängige Anteil vergleichbar wie bei glatten Stählen ist, resultiert der wesentlich größere verschiebungsabhängige Anteil bei Spanndrähten aus dem Scherverbund infolge der Rippung. Wie bei Litzen, wird der verschiebungsabhängige Anteil in dem für die Rißbreitenbeschränkung maßgebenden Verschiebungsbereich von 0,15 mm stark von der Betonzusammensetzung und der Festigkeit der Grenzschicht zwischen Spannstahl und Betonmatrix beeinflusst. Die Zugabe von Silikastaub führt zu einer im Vergleich zur Betonfestigkeit überproportionalen Zunahme der Verbundfestigkeit.

3.6 Vergleich mit fremden Versuchen zum Verbundverhalten

3.6.1 Vorbemerkungen

Nachfolgend wird das in Abschnitt 3.5 beschriebene Verbundverhalten mit den vorliegenden Versuchen insbesondere mit normalfestem Beton verglichen, um die Allgemeingültigkeit der Ergebnisse zu überprüfen. Zum direkten Vergleich der Verbundspannungen mit vorliegenden Versuchsauswertungen werden in diesem Abschnitt die Verbundkräfte auf die tatsächliche Verbundlänge von 50 mm und den wirksamen Umfang, der den vorliegenden Untersuchungen entspricht, bezogen.

3.6.2 Vergleich mit dem Verbundverhalten glatter Stähle

Der Vergleich der bezogenen Verbundspannung des unverlitzten Drahtbündels mit den Ergebnissen der Pull-Out-Versuche nach [61] an glatten Stäben $\varnothing 14$ sowie mit

den auf die Mörtelfestigkeit bezogenen Verbundspannungen von glatten Stäben $\varnothing 26$ und glatten Drahtbündeln $7 \varnothing 7$ [77] zeigt näherungsweise eine gute Übereinstimmung (Bild 3.29).

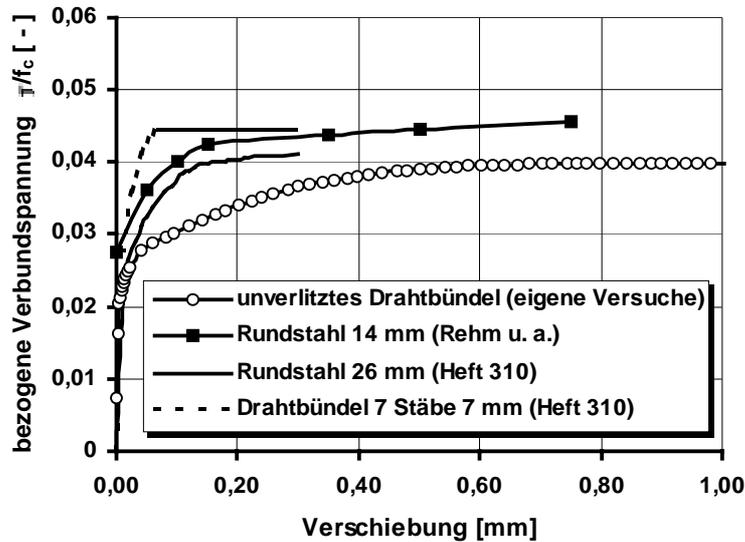


Bild 3.29: Ergebnisse von vorliegenden Pull-Out Versuchen an glatten Rundstählen und Drahtbündeln im Vergleich zum unverlitzten Drahtbündel

Offenbar führt der Ansatz des wirksamen Umfangs u_v nach [77] zur allgemeingültigen Berechnung der Verbundspannungen von glatten Stäben und Drahtbündeln, wenn die Verbundspannungen gemäß [63] auf die Beton- bzw. Mörtelfestigkeit bezogen werden. In Abhängigkeit von der Oberflächenrauigkeit wurde in [63] ein unterer Grenzwert der bezogenen Verbundspannungen von 0,04 ermittelt, der mit der gemessenen Verbundspannung ab 0,4 mm Verschiebung gut übereinstimmt. Dieses näherungsweise konstante Verbundverhalten gilt demnach gleichermaßen in normalfestem und hochfestem Beton. Der in [77] bzw. [6] vorgeschlagene Bezug auf $f_{c,E}^{0,5}$ bzw. $f_c^{0,5}$ ergibt deutlich größere Abweichungen.

3.6.3 Vergleich mit dem Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen

Der Vergleich der Verbundspannungen von Litzen mit unterschiedlichen Durchmessern d und Verbundlängen l_v aus verschiedenen Pull-Out-Serien nach [6] ergibt bei den eigenen Versuchen größere bezogene Verbundspannungen. In Bild 3.30 werden die Verbundspannungen bei Verschiebungsbeginn auf die Betonzugfestigkeit $0,56 \cdot f_c^{0,5}$ und den Umfang $\pi \cdot d$ bezogen. Bei der untersuchten normalfesten Betonsorte M 45 K ergeben sich 1,57-fach höhere Verbundspannungen gegenüber dem Mittelwert. Demgegenüber zeigen die Werte für die Betonsorte M 65 K eine gute Übereinstimmung. Offenbar führt die Betonrezeptur des M 45 zu größeren bezogenen Verbundspannungen. Die geringeren Verbundspannungen der Versuche nach [6] lassen sich zumindest teilweise mit den in Kapitel 3.3 beschriebenen unterschiedlichen Spannungsverhältnissen im Verbundbereich durch die Versuchsanordnung begründen.

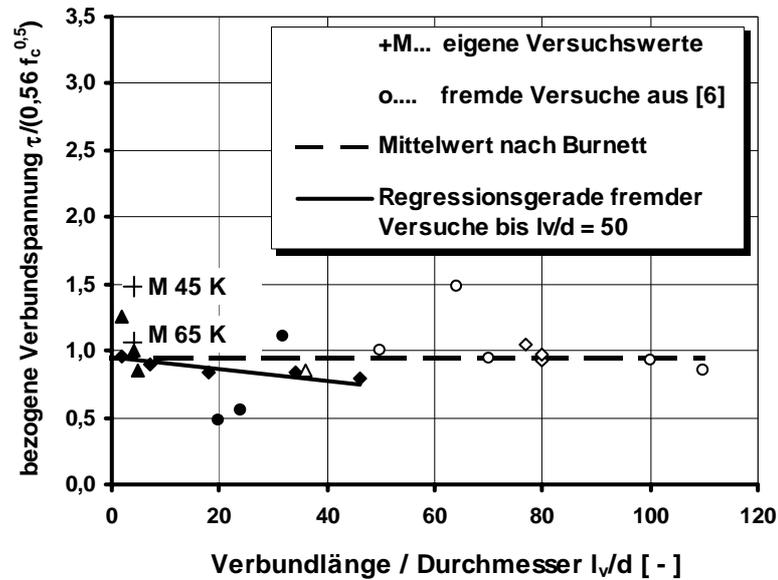


Bild 3.30: Vergleich der auf $0,56 \cdot f_c^{0,5}$ bezogenen Verbundspannungen von Litzen aus eigenen Versuchen und aus Angaben nach [6]

Bild 3.31 zeigt den Vergleich der eigenen Versuchswerte mit den auf die Betondruckfestigkeit f_c bezogenen Verbundspannungen nach [6].

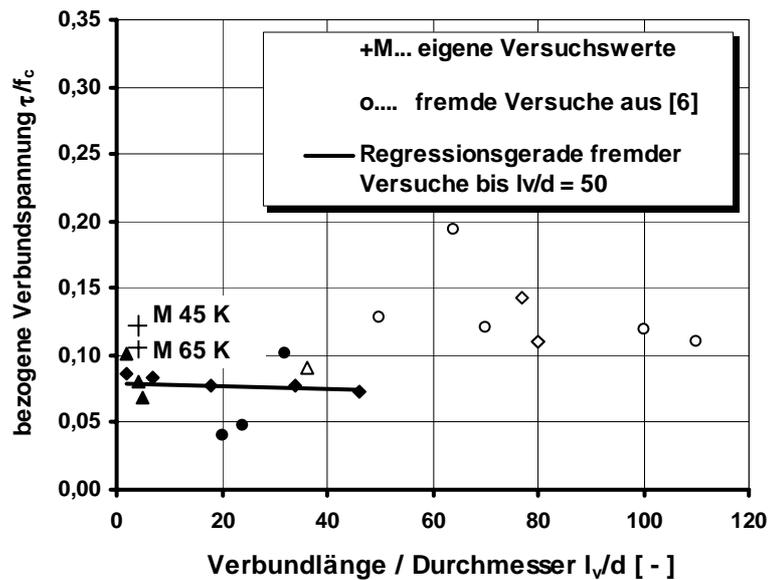


Bild 3.31: Vergleich der auf f_c bezogenen Verbundspannungen von Litzen aus eigenen Versuchen und aus Angaben nach [6]

Durch den Bezug auf die Betondruckfestigkeit f_c weichen die eigenen Versuchsergebnisse in geringerem Maße von den Untersuchungen nach [6] in normalfestem Beton ab. Gleichzeitig ist auch bei den Untersuchungen nach [6] die Streuung der auf f_c bezogenen Verbundspannung bei kurzer Verbundlänge geringer, wie die Auswertung der Regressionsgeraden bis zu einem Verhältnis $l_v/d = 50$ ergibt.

Eine sehr gute Übereinstimmung zeigt der Vergleich mit den Ergebnissen nach [56] für 0,5“-Litzen mit kurzer Verbundlänge in normalfestem Beton und gleicher Festigkeit wie Serie 12, insbesondere bei Verschiebungsbeginn (Bild 3.32).

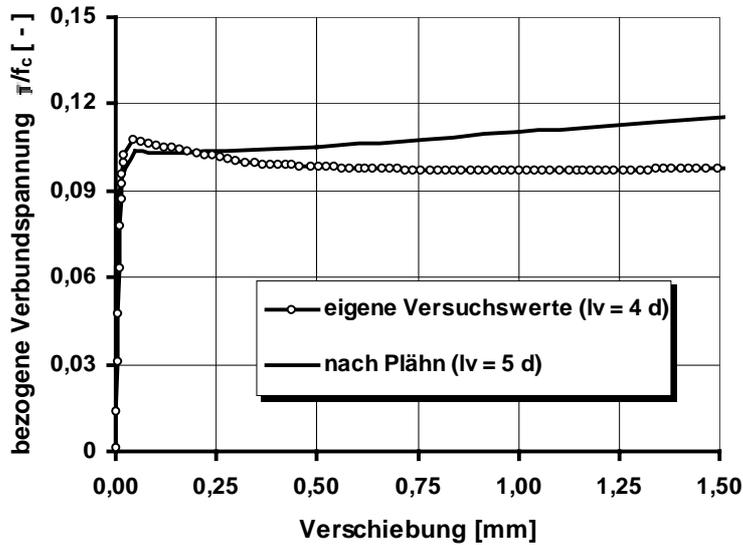


Bild 3.32: Vergleich der Verbundspannungen von 0,5“-Litzen

Das spannungsabhängige Verbundverhalten der Spanndrahtlitzen in normalfestem Beton kann mit den Pull-Out Versuchen an 0,5“-Litzen Ø 12,9 mm nach [45] verglichen werden, die mit und ohne äußeren Querdruck geprüft wurden. Aufgrund der vergleichbaren Würfel Festigkeit und in etwa gleicher Verbundlänge wie Serie 12 können abgesehen vom 3 % größeren Durchmesser der Litze die Verbundkräfte direkt gegenübergestellt werden (Bild 3.33).

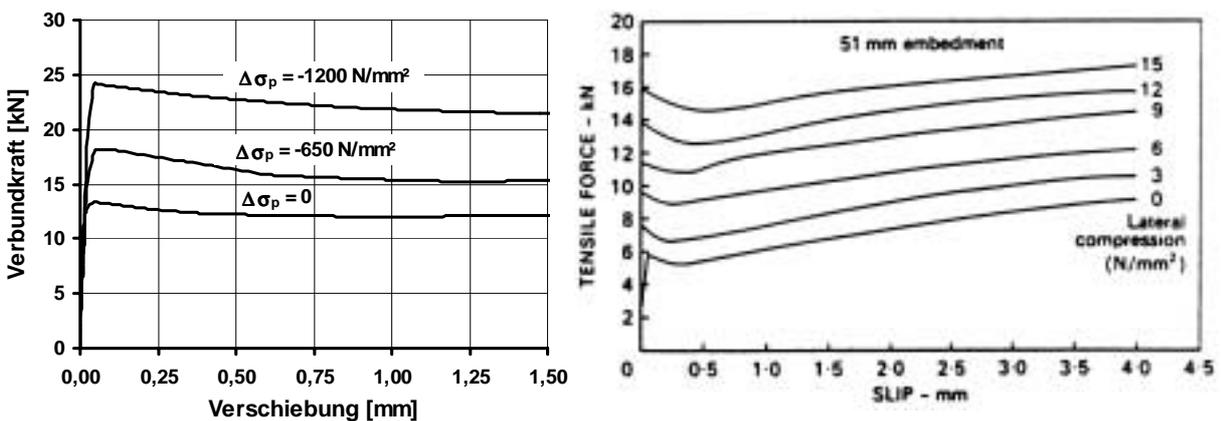


Bild 3.33: Vergleich der Verbundkräfte in den eigenen Versuchen ($l_v = 50$ mm, $f_{w150} = 54,0$ N/mm²) mit denen nach [45] ($l_v = 51$ mm, $f_{ck} = 57,0$ N/mm²)

Der Verlauf der Verbundkräfte nach einer Spannungsänderung stimmt mit dem näherungsweise starr-plastischen Verbundverhalten bei einem äußeren Querdruck gut überein.

Ohne Spannungsänderung ergeben sich jedoch bei den eigenen Versuchen deutlich größere Verbundkräfte im Vergleich zu den Versuchen ohne äußeren Querdruck. Die kleineren Verbundkräfte nach Bild 3.33, rechts können größtenteils mit der Verwendung eines Größtkorns von 5 mm und einer Zementmenge in Höhe des Zuschlaggewichtes [45] begründet werden. Bei dieser sehr feinteilreichen Zusammensetzung ist nach [48] mit deutlich geringeren Verbundkräften zu rechnen.

Der Einfluß der Spannungsänderung auf die Verbundfestigkeit von Spanndrahtlitzen $\varnothing 9,3$ mm wurde in [12] bei Versuchen nach Bild 3.7 mit normalfestem Beton ($f_c = 55,4$ N/mm²) ermittelt. Aus den Reihenuntersuchungen wird für $s \geq 0,2$ die Verbundbeziehung nach Gleichung (3.3) in Abhängigkeit von der Verschiebung s gegenüber dem Beton und der Spannungsänderung der Litzen $\Delta\sigma_p$ abgeleitet.

$$\tau_{(x)} = 3 + 0,4 \cdot s - 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot \Delta\sigma_p + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot |\Delta\sigma_p| \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.3)$$

Der konstante Anteil von 3 N/mm² liegt deutlich unter den Werten der vergleichbaren eigenen Versuchen mit normalfestem Beton M 45 K ($\beta_{W150} = 54,0$ N/mm², Bild A 5), bei denen sich auf den wirksamen Umfang $\pi \cdot d$ bezogene konstante Verbundspannungen von 6,5 N/mm² ergeben. Allerdings wurde der konstante Anteil nach [12] aus stark streuenden Versuchswerten bei einer Verschiebung $s = 0,2$ mm zwischen 1,5 N/mm² und 5,5 N/mm² ermittelt.

In Bild 3.34 wird der aus den eigenen Versuchen ermittelte Einfluß der Spannungsänderung für Litzen bei einer Verschiebung von $s = 0,5$ mm mit den auf die Würfeltefestigkeit bezogenen Verbundspannungen nach Gleichung (3.2) und dem eigenen Ansatz nach Bild 3.26 dargestellt.

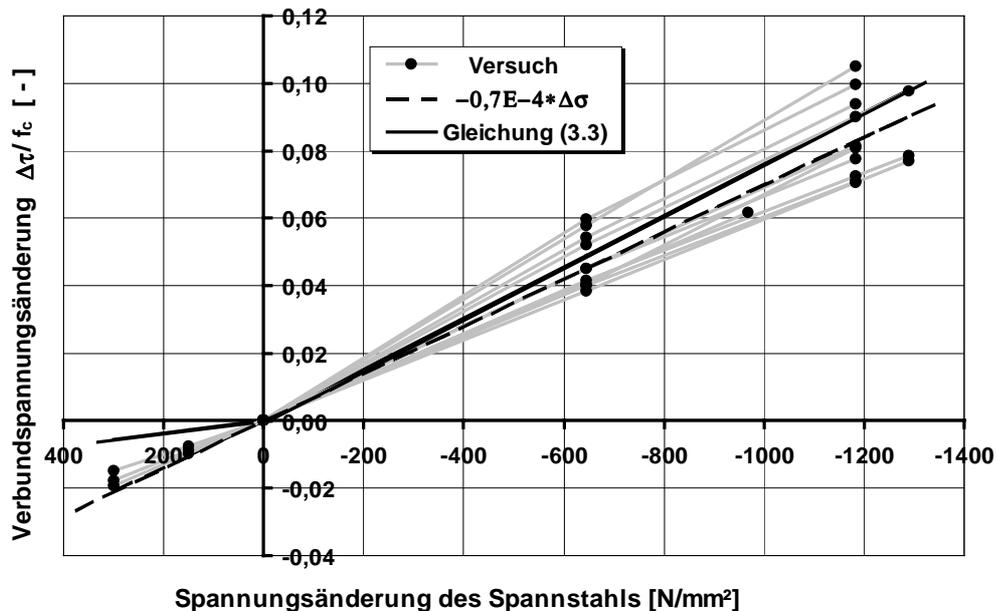


Bild 3.34: Bezogene Verbundspannungsänderungen der Litzen in Abhängigkeit von der Spannungsänderung vor Versuchsbeginn, Serie 1 bis 15

Für die Spannungsverminderung ist eine sehr gute Übereinstimmung erkennbar. Bei einer Spannungserhöhung ergibt sich aus den eigenen Versuchen ein größerer Einfluß der Spannungsänderung auf die Verbundfestigkeit als nach Gleichung (3.2).

Für das Verbundverhalten von Litzen in hochfestem Beton liegen bisher nur wenige Untersuchungen vor. Pull-Out Versuche nach [50] in hochfestem Feinbeton mit Stahlfasern und einem Zementanteil von 520 kg/m^3 sowie 51 kg/m^3 Silikastaub ergaben eine auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannung in Höhe von $0,08 \text{ N/mm}^2$. Die im Vergleich zu Bild 3.23 geringere Verbundspannung läßt sich mit der sehr feinteilreiche Betonzusammensetzung mit einem Größtkorn von 2 mm erklären. Auch die hierbei festgestellten kleinen Verbundspannungen bei Verschiebungsbeginn von weniger als $0,02 \text{ N/mm}^2$ deuten im Vergleich zu den eigenen Versuchen auf eine Verbundzone mit geringer Festigkeit durch Absetzvorgänge hin.

3.6.4 Vergleich mit dem Verbundverhalten von gerippten Spanndrähten

Das Verbundverhalten der gerippte Spanndrähte $\varnothing 12 \text{ mm}$ in dem untersuchten normalfesten Beton kann mit den Pull-Out Versuchen an dem gleichen Spanndraht nach [42] verglichen werden. In Bild 3.35 sind die auf die Betondruckfestigkeit bezogenen Verbundspannungen der eigenen Versuche mit mittig angeordneten Spanndrähten und die Ergebnisse für Spanndrähte in der unteren Lage nach [42] gegenübergestellt.

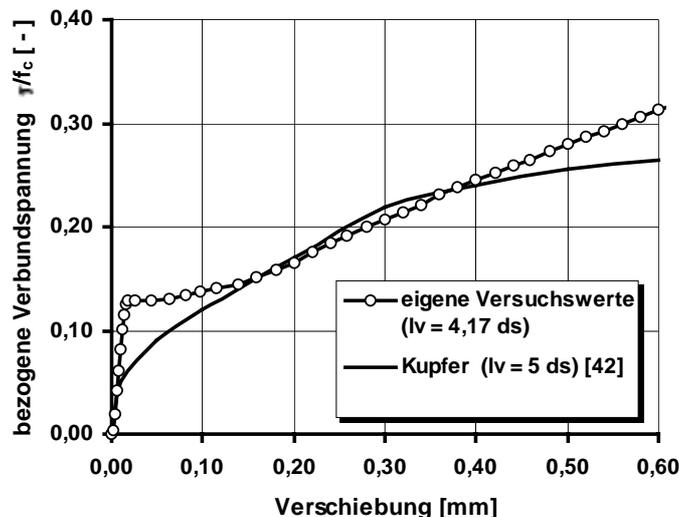


Bild 3.35: Vergleich der Verbundspannungen von gerippten Spanndrähten $\varnothing 12 \text{ mm}$ in normalfestem Beton

Für den Verschiebungsbereich von $0,15$ bis $0,40 \text{ mm}$ ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Bei Verschiebungsbeginn ergeben die eigenen Versuch jedoch deutlich größere Verbundspannungen. Dies kann zumindest teilweise auf die in Abschnitt 3.3 beschriebenen Unterschiede der Versuchsanordnungen zurückgeführt werden. Bei größeren Verschiebungen ergibt sich im Vergleich zu den eigenen Versuchen ein flacherer Anstieg der Verbundspannungen. Offenbar führt die um 39 mm geringere Be-

tondeckung von 30 mm zu kleineren Verbundspannungen. Anschließend kam es bei diesen Pull-Out Versuchskörpern bei 0,7 mm Verschiebung zum Bruch.

Vergleichbare Versuche mit gerippten Spanndrähten in hochfestem Beton liegen nicht vor. In [79] wird von Pull-Out Versuchen mit tiefgerippten Betonstahl berichtet, bei denen ein hochfester Beton der Festigkeitsklasse B 85 mit 68 kg/m^3 Silikastaub verwendet wurde. Da die bezogenen Rippenflächen des Betonstahls von $f_R = 0,034$ bis $0,039$ in etwa mit dem verwendeten Spanndraht ($f_R = 0,028$) übereinstimmt, ist näherungsweise ein Vergleich der Verbundspannungen möglich. Der Vergleich der auf die Betonfestigkeit bezogenen Verbundspannungen in Bild 3.36 zeigt im Rahmen der Streuungen eine gute Übereinstimmung mit den vorliegenden Versuchen.

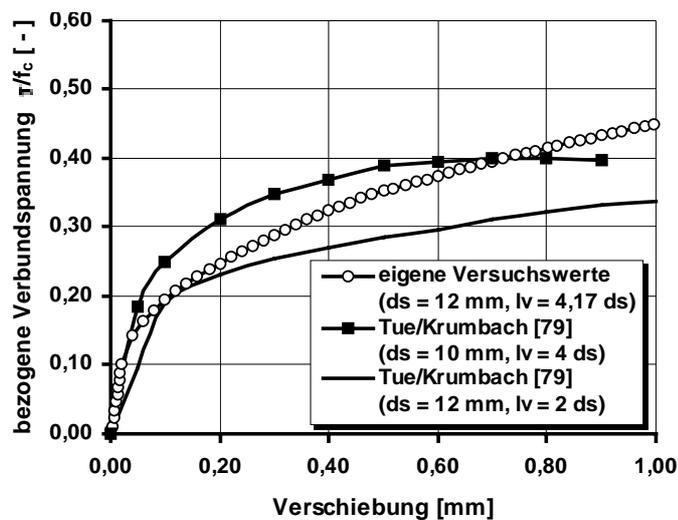


Bild 3.36: Vergleich der Verbundspannungen von gerippten Spanndrähten $\varnothing 12 \text{ mm}$ in hochfestem Beton

Da der Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse mit fremden Untersuchungen für normalfesten Beton eine gute Übereinstimmung zeigt, kann auch das in Abschnitt 3.5 beschriebene Verbundverhalten für hochfesten Beton als allgemeingültig angesehen werden. Die Ergebnisse aus [50, 79] bestätigen die gegenüber normalfestem Beton deutlich größeren Verbundfestigkeiten.

3.7 Ableitung von Verbundgesetzen für Spannstähle mit sofortigem Verbund in hochfestem Beton

Das in Kapitel 3.5 beschriebene Verbundverhalten von Spannstählen kann grundsätzlich mit drei Anteilen der Verbundspannung beschrieben werden:

- konstanter Anteil: $\tau = C_1$ (3.4)
- spannungs- bzw. dehnungsabhängiger Anteil (linear): $\tau = C_2 \cdot \Delta\sigma_p / E_p = C_2 \cdot \Delta\varepsilon_p$ (3.5)
- verschiebungsabhängiger Anteil (Potenzansatz): $\tau = C_3 \cdot s^\alpha$ (3.6)

Verbundgesetze im Spannkrafteinleitungsbereich

In Bild 3.37 sind diese drei Anteile der Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ dargestellt. Die Verbundspannungen τ werden durch Verschiebungen s gegenüber dem Beton und durch Querdehnungen des Spannstahls bei einer Spannungsverminderung $\Delta\sigma_p$ vergrößert.

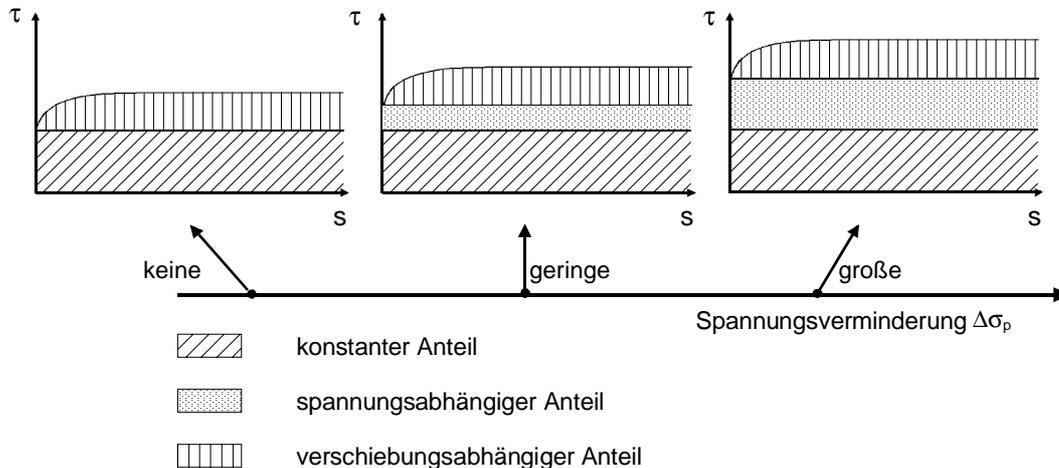


Bild 3.37: Schematische Darstellung des Verbundverhaltens von Litzen

Die konstanten und spannungsabhängigen Anteile der Verbundspannung können nach Abschnitt 3.5 aus Bild 3.25 entnommen werden. Der verschiebungsabhängige Anteil wurde für den Spannkrafteinleitungsbereich im Rahmen von Parameterstudien [76] zu $0,0057 \cdot s(x)^{0,08} \cdot f_c^{1,7}$ bestimmt. Hiermit kann das Verbundverhalten von Litzen bei der Spannkrafteinleitung in 24 Stunden altem hochfesten Beton mit folgender Beziehung beschrieben werden.

$$\tau = (0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0057 \cdot f_c^{0,7} \cdot s(x)^{0,08}) \cdot f_c \quad (3.7)$$

Hierbei ist $\Delta\sigma_p$ bei einer Spannungsverminderung mit negativem Vorzeichen einzusetzen.

Der Vergleich der bezogenen Verbundspannungen für 24 Stunden und 14 Tage alten hochfesten Beton (Bilder 3.23 und 3.24) zeigt, daß die Verbundspannung nicht in demselben Maße anwächst wie die zeitabhängige Betondruckfestigkeit. Als Ursache hierfür kann der im Vergleich zur Betonfestigkeit wesentlich geringere zeitabhängige Zuwachs des E-Moduls angesehen werden. Da gemäß Bild 3.26 der spannungsabhängige Anteil unabhängig vom Untersuchungszeitpunkt näherungsweise proportional zur Betonfestigkeit ist, kann vermutet werden, daß insbesondere der verschiebungsabhängige Anteil der Verbundspannung, bei dem die Betonfestigkeit nach Gl. 3.7 überproportional eingeht, vom geringeren E-Modul beeinflusst wird. Die Auswertung der Versuche nach 14 Tagen ergibt für den verschiebungsabhängigen Anteil eine Abminderung um 40 % gegenüber den 24-Stunden-Versuchen [76].

$$\tau = (0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0034 \cdot f_c^{0,7} \cdot s(x)^{0,08}) \cdot f_c \quad (3.8)$$

Bei gerippten Spanndrähten wird für den konstanten und den querdehnungsabhängigen Anteil der Verbundkraft derselbe Ansatz wie bei den Litzen zugrunde gelegt.

$$\tau = (0,039 - 0,7 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,44 \cdot s(x)^{(0,78-0,0045 \cdot f_c)}) \cdot f_c \quad (3.9)$$

Verbundgesetze im Rißbereich

Bei einer Spannungserhöhung der Litzen ist der Verlauf des verschiebungsabhängigen Anteils im Vergleich zu den Versuchen mit einer Spannungsverminderung durch einen langsameren Anstieg der Verbundspannung gekennzeichnet (Bilder 3.16 und 3.17). Da eine einheitliche Beschreibung der Verbundspannungen für eine Verminderung und eine Erhöhung der Spannstahlspannung zu sehr komplizierten mathematischen Formulierungen führt [85], wird für die Spannungserhöhung ein näherungsweise konstanter, größerer Exponent α gewählt. Die Spannungsänderung im Riß unter Gebrauchslasten ist bei teilweise vorgespannten Bauteilen in der Regel deutlich kleiner als bei der Spannkrafteinleitung und der Einfluß der Spannungsänderung auf die Verbundspannung ist ebenfalls geringer. Deshalb und um analytische Lösungen nach dem Konzept zur Rißbreitenbeschränkung [40] zu ermöglichen, wird für den Rißbereich ein reiner Potenzansatz gewählt, bei dem alle drei Anteile der Verbundspannung mit ausreichender Genauigkeit beschrieben werden.

Für das Verbundgesetz

$$\tau = C \cdot s^\alpha \quad (3.10)$$

können für die untersuchten Betonsorten bei einer Stahlspannungszunahme im Riß von 150 N/mm² bis 300 N/mm² die Konstanten C und α in guter Näherung nach Tabelle 3.1 angegeben werden.

Betonsorte	C	α
M 65 K	0,073 f_c	0,27
M 105 KS	0,121 f_c	0,27
M 105 BS	0,121 f_c	0,33

Tabelle 3.1: Konstanten des Verbundgesetzes nach Gl. 3.10 von Litzen im Rißbereich

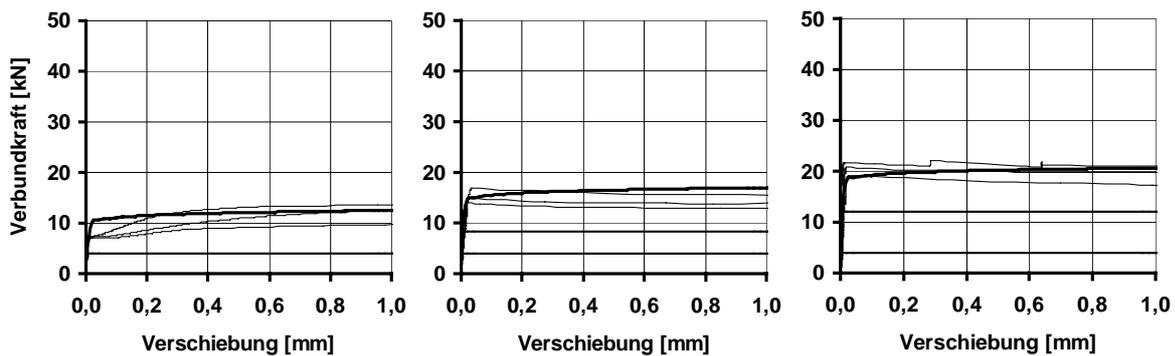
3.8 Wertung und Vergleich der Verbundgesetze mit den Versuchsergebnissen

In den Bildern 3.38 bis 3.40 werden exemplarisch die mit Gleichung (3.7) berechneten Verbundkräfte den bei einem Betonalter von 24 Stunden gemessenen Verbundkräften

der untersuchten Spanndrahtlitzen $\varnothing 12,5$ mm für drei hochfeste Betonsorten gegenübergestellt. Hierbei wurde den Rechenwerten der wirksame Umfang der Litzen nach Gleichung (3.1) und die effektiven Verbundlänge von $l_{v,eff} = 45$ mm zugrundegelegt. In den Bildern 3.41 und 3.42 werden die rechnerischen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der gerippten Spannstahldrähte $\varnothing 12$ mm nach Gleichung (3.9) den gemessenen Verläufen gegenübergestellt.

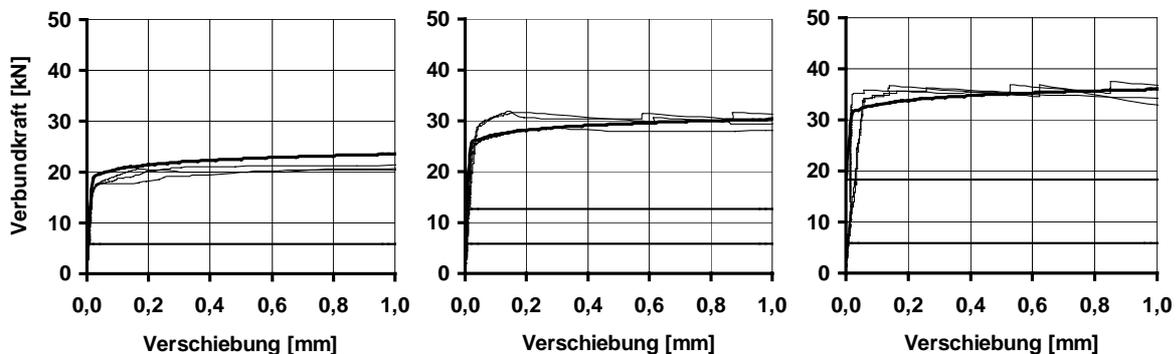
Die horizontalen Linien stellen die rechnerische Verbundkraft aus dem konstanten Anteil ($\tau = C_1$) und dem spannungsabhängigen Anteil ($\tau = C_2 \cdot \Delta\sigma_p / E_p$) dar. Die dicken Linien zeigen die rechnerischen Verbundkräfte aus der Summe dieser beiden Anteile und dem verschiebungsabhängigen Anteil ($\tau = C_3 \cdot s^\alpha$), die dünnen Linien das gemessene Verbundverhalten der Litzen. Die Bilder 3.38 bis 3.42 belegen, daß die Verbundgesetze nach den Gleichungen (3.7) und (3.9) das im Versuch ermittelte Verbundverhalten bei einer Spannungsverminderung im Spannkrafteinleitungsbereich zutreffend beschreiben.

Vergleich der rechnerischen und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen bei einer Spannungsverminderung für Litzen $\varnothing 12,5$ mm:



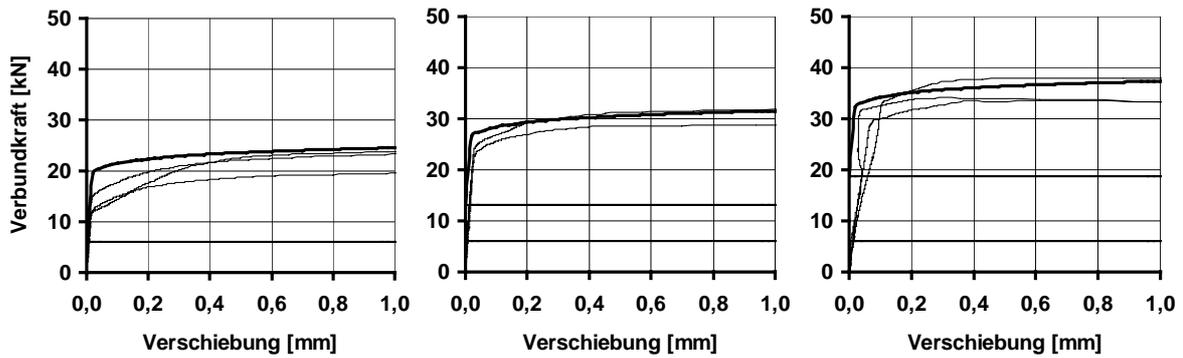
a) ohne Spannungsänderung b) Änderung $\Delta\sigma_p = -650$ N/mm² c) Änderung $\Delta\sigma_p = -1200$ N/mm²

Bild 3.38: Serie 7 (M 65 K, ohne Silikastaub, 24 Stunden: $\beta_{W150} = 48,3$ N/mm²)



a) ohne Spannungsänderung b) Änderung $\Delta\sigma_p = -650$ N/mm² c) Änderung $\Delta\sigma_p = -1200$ N/mm²

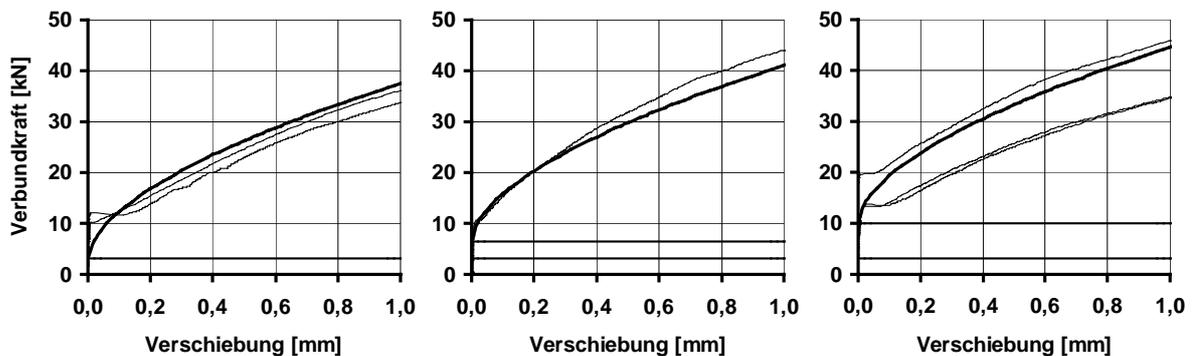
Bild 3.39: Serie 5 (M 105 KS, mit 45 kg/m³ Silikastaub, 24 Stunden: $\beta_{W150} = 73,5$ N/mm²)



a) ohne Spannungsänderung b) Änderung $\Delta\sigma_p = -650 \text{ N/mm}^2$ c) Änderung $\Delta\sigma_p = -1200 \text{ N/mm}^2$

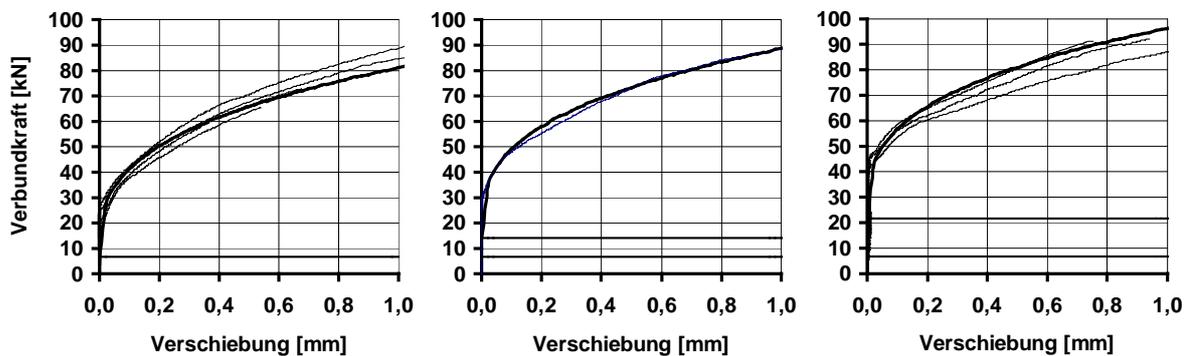
Bild 3.40: Serie 6 (M 105 BS, mit 65 kg/m^3 Silikastaub, 24 Stunden: $\beta_{W150} = 75,6 \text{ N/mm}^2$)

Vergleich der rechnerischen und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen bei einer Spannungsverminderung für gerippte Drähte $\varnothing 12 \text{ mm}$:



a) ohne Spannungsänderung b) Änderung $\Delta\sigma_p = -550 \text{ N/mm}^2$ c) Änderung $\Delta\sigma_p = -1100 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.41: Serie 18 (M 45 K, ohne Silikastaub, Betonalter 14 Tage: $\beta_{W150} = 48,4 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Spannungsänderung b) Änderung $\Delta\sigma_p = -550 \text{ N/mm}^2$ c) Änderung $\Delta\sigma_p = -1100 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.42: Serie 19 (M 105 KS, 45 kg/m^3 Silikastaub, 14 Tage: $\beta_{W150} = 104,6 \text{ N/mm}^2$)

Vergleich der rechnerischen und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen bei einer Spannungserhöhung für Litzen $\varnothing 12,5$ mm:

In den Bildern 3.43 bis 3.45 ist die rechnerische Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung nach Gl. 3.10 für die Konstanten nach Tabelle 3.1 im Vergleich mit den gemessenen Werten aus den Pull-Out Versuchen dargestellt. Auch dieser Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung der rechnerischen Werte (dicke Linien) mit den gemessenen Werten (dünne Linien) für eine Erhöhung der Litzen­spannung vor dem Versuch um 150 N/mm^2 bzw. 300 N/mm^2 . Durch den Potenzansatz und die Konstanten nach Tabelle 3.1 kann das Verbundverhalten von Litzen im Rißbereich für die untersuchten Betonsorten bei einer Stahlspannungszunahme von bis zu 300 N/mm^2 zutreffend abgebildet werden.

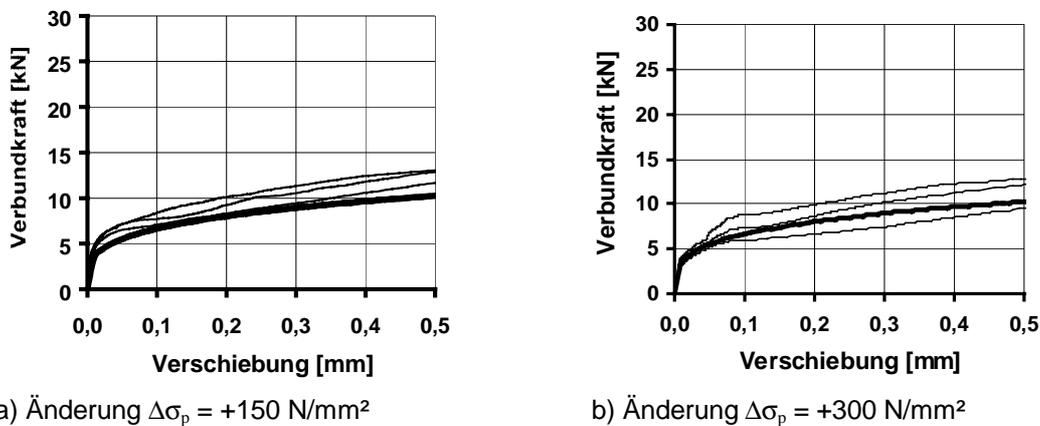


Bild 3.43: Serie 13 (M 65 K, ohne Silikastaub, 14 Tage: $\beta_{w150} = 82,4 \text{ N/mm}^2$)

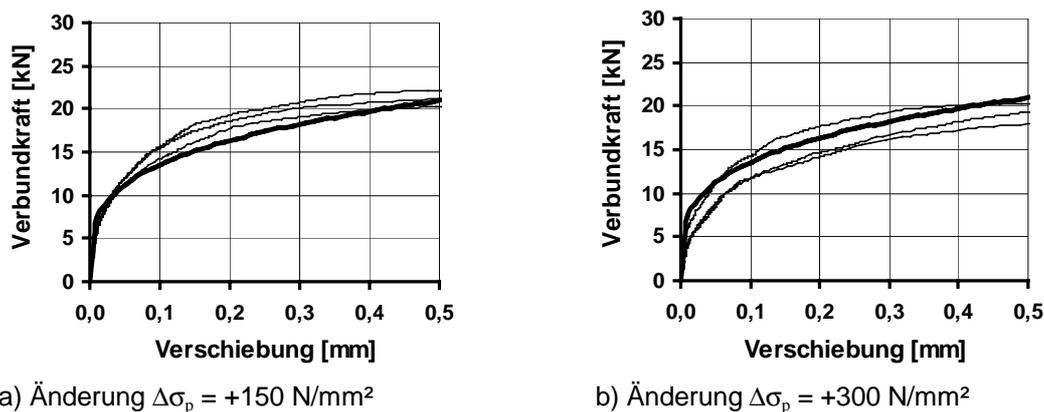
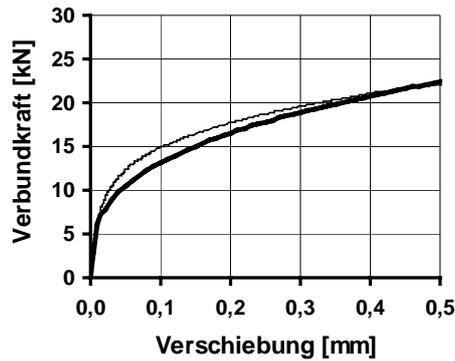
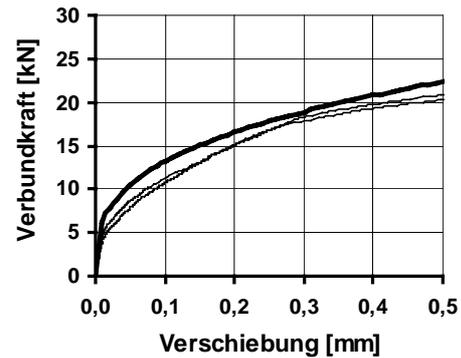


Bild 3.44: Serie 14 (M 105 KS, mit 45 kg/m^3 Silikastaub, 14 Tage: $\beta_{w150} = 101,0 \text{ N/mm}^2$)



a) Änderung $\Delta\sigma_p = +150 \text{ N/mm}^2$



b) Änderung $\Delta\sigma_p = +300 \text{ N/mm}^2$

Bild 3.45: Serie 15 (M 105 BS, mit 65 kg/m^3 Silikastaub, 14 Tage: $\beta_{W150} = 112,5 \text{ N/mm}^2$)

Der Vergleich mit Tabelle 3.1 zeigt, daß die Verbundfestigkeit von Litzen mit dem Verbundgesetz nach Tabelle 2.1 in hochfestem Beton im Reißbereich überschätzt wird. Das Verbundgesetz für Litzen in normalfesten Beton nach Tabelle 2.1 ist daher nicht geeignet, um das spannungsabhängige Verbundverhalten der Spannstähle in den untersuchten hochfesten Betonsorten zu beschreiben. Durch die gute Näherung der eigenen Verbundgesetze an die Ergebnisse aus den Pull-Out Versuchen kann erwartet werden, daß hiermit das Verbundverhalten insbesondere von Spanndrahtlitzen bei der Spannkrafteinleitung in jungem hochfestem Beton und im Reißbereich zutreffend vorhergesagt werden kann.

4 Berechnungsmodelle zum Verbundverhalten

4.1 Vorbemerkungen

Ziel der Berechnungsmodelle ist die Ermittlung der Verbundspannungen entlang des Spannstahls und der räumlichen Betonspannungen für verschiedene Beanspruchungszustände aufgrund des näherungsweise lokal gemessenen Verbundverhaltens. Um das in Abschnitt 3.7 beschriebene Verbundverhalten abzubilden, werden analytische und numerische Berechnungsverfahren sowie ein Finite-Elemente- (FE-) Berechnungsmodell entwickelt. Zur wirklichkeitsnahen Ermittlung des dreidimensionalen Spannungszustandes werden ein mechanisches Modell und ein erweitertes FE-Berechnungsmodell vorgestellt. Diese Berechnungsmodelle werden im Hinblick auf ihre Eignung für die jeweilige Problemstellung untersucht.

4.2 Eindimensionaler Spannungs- und Verschiebungszustand

4.2.1 Analytisches Berechnungsmodell

Insgesamt ergibt sich die Verbundspannung in Abhängigkeit der Verschiebung gegenüber dem Beton s und der Spannstahlverformung in Längsrichtung s_p aus

$$\tau_{(x)} = C_1 + C_2 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} + C_3 \cdot s^\alpha(x) \quad (4.1)$$

Das Problem des verschieblichen Verbundes in der Form

$$\tau(x) = C_3 \cdot s^\alpha(x) \quad (4.2)$$

kann in Abhängigkeit von der Verschiebung $s(x)$ des Spannstahls gegenüber dem zentrisch beanspruchten Beton wie folgt formuliert werden:

$$\frac{ds^2(x)}{dx^2} = \frac{1 + \mu \cdot \alpha_p}{E_p} \cdot \frac{U_p}{A_p} \cdot C_3 \cdot s^\alpha(x) \quad (4.3)$$

Für diese nichtlineare Differentialgleichung 2. Ordnung des verschieblichen Verbundes sind geschlossene Lösungen bekannt [25, 53], die im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter ausgeführt werden sollen.

Bei der Addition eines dehnungsabhängigen Anteils der Verbundspannung ergibt sich die Verbundspannung zu

$$\tau(x) = C_2 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} + C_3 \cdot s^\alpha(x) \quad (4.4)$$

und die Differentialgleichung hat die Form

$$\frac{ds^2(x)}{dx^2} = \frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot \left(C_2 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} + (1 + \mu \cdot \alpha_p) \cdot C_3 \cdot s^\alpha(x) \right). \quad (4.5)$$

Hierfür sind keine geschlossenen Lösungen bekannt.

Bei einem starr-plastischen Verbundverhalten, wie es näherungsweise bei einer Dehnungsänderung infolge Spannungsverminderung des Spannstahls ermittelt wurde (Bild 3.17 b), kann die Verbundspannung ohne den verschiebungsabhängigen Anteil ausgedrückt werden:

$$\tau_{(x)} = C_1 + C_2 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} \quad (4.6)$$

Hieraus ergibt sich die Differentialgleichung zu

$$\frac{ds^2(x)}{dx^2} = \frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot \left((1 + \mu \cdot \alpha_p) \cdot C_1 + C_2 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} \right) \quad (4.7)$$

und durch Einsetzen von

$$c = (1 + \mu \cdot \alpha_p) \cdot \frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_1, \quad (4.8)$$

$$\lambda = \frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_2 \quad (4.9)$$

die allgemeine Form einer homogenen Differentialgleichung 2. Ordnung

$$\frac{ds^2(x)}{dx^2} - \lambda \cdot \frac{ds(x)}{dx} = c. \quad (4.10)$$

Mit der am Ende der Einleitungslänge beginnenden Laufkoordinate x und den Randbedingungen $s(0) = 0$ und $\sigma(0) = 0$ ergeben sich die geschlossenen Lösungen der gegenseitigen Verschiebung und die Verbundspannungen zu

$$s(x) = \frac{c}{\lambda^2} \cdot (e^{\lambda \cdot x} - \lambda \cdot x - 1) = (1 + \mu \cdot \alpha_p) \cdot \frac{E_p \cdot A_p}{U_p} \cdot \frac{C_1}{C_2^2} \cdot \left(e^{\frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_2 \cdot x} - \frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_2 \cdot x - 1 \right) \quad (4.11)$$

$$\tau(x) = C_1 \cdot e^{\lambda \cdot x} = C_1 \cdot e^{\frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_2 \cdot x}. \quad (4.12)$$

Für die Spannstahl- und Betonspannungen ergeben sich die Beziehungen

$$\sigma_p(x) = \frac{E_p}{1 + \mu \cdot \alpha_p} \cdot \frac{c}{\lambda} \cdot (e^{\lambda \cdot x} - 1) = E_p \cdot \frac{C_1}{C_2} \cdot \left(e^{\frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_2 \cdot x} - 1 \right) \quad (4.13)$$

$$\sigma_c(x) = -\mu \cdot \frac{E_p}{1 + \mu \cdot \alpha_p} \cdot \frac{c}{\lambda} \cdot (e^{\lambda \cdot x} - 1) = -\mu \cdot E_p \cdot \frac{C_1}{C_2} \cdot \left(e^{\frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot C_2 \cdot x} - 1 \right). \quad (4.14)$$

Für die Randbedingung am Ende der Einleitungslänge $\sigma(0) \neq 0$ kann der Anfangswert der Spannungen $\sigma_c(0) = \mu \cdot \sigma_p(0)$ als additives Glied in den Gleichungen (4.13) und (4.14) berücksichtigt werden.

Die Einleitungslänge l_{ep} für eine Spannstahlspannungsdifferenz σ_p errechnet sich zu

$$l_{ep} = \frac{1}{\lambda} \cdot \ln \left(\frac{\lambda}{c \cdot E_p} \cdot \sigma_p + 1 \right) = \frac{E_p \cdot A_p}{C_2 \cdot U_p} \cdot \ln \left(\frac{1}{E_p} \cdot \frac{C_2}{C_1} \cdot \sigma_p + 1 \right) \quad (4.15)$$

4.2.2 Numerisches Berechnungsmodell

Mit der schrittweise Integration lassen sich die Werte der Spannstahl- und Betonspannung, der gegenseitigen Verschiebung sowie der Verbundspannung mit vereinfachten differentiellen Zusammenhängen in einem Intervall der endlichen Länge Δx ermitteln. Hierbei werden die Zusammenhänge in Differenzenform für linearisierte Funktionen angegeben. Im Gegensatz zum analytischen Berechnungsmodell können Lösungen für beliebige mathematische Zusammenhänge der Verbundspannung ermittelt werden, so daß die Verbundspannung entsprechend Abschnitt 3.7 in Abhängigkeit von der gegenseitigen Verschiebung und der Spannstahlspannung beschrieben werden kann.

$$\Delta \sigma_{p,i} = \tau_i \cdot \frac{U_p}{A_p} \cdot \Delta x \quad (4.16)$$

$$\sigma_{p,i+1} = \sigma_{p,i} + \Delta \sigma_{p,i} \quad (4.17)$$

$$\Delta \sigma_{c,i} = \mu \cdot \Delta \sigma_{p,i} \quad (4.18)$$

$$\sigma_{c,i+1} = \sigma_{c,i} + \Delta \sigma_{c,i} \quad (4.19)$$

$$\Delta s_i = (1 + \mu \cdot \alpha_p) \cdot \frac{\sigma_{p,i} + \sigma_{p,i+1}}{2 \cdot E_p} \cdot \Delta x. \quad (4.20)$$

$$s_{i+1} = s_i + \Delta s_i \quad (4.21)$$

$$\tau_i = f \left(\frac{\sigma_{p,i} + \sigma_{p,i+1}}{2}, \frac{s_i + s_{i+1}}{2} \right) \quad (4.22)$$

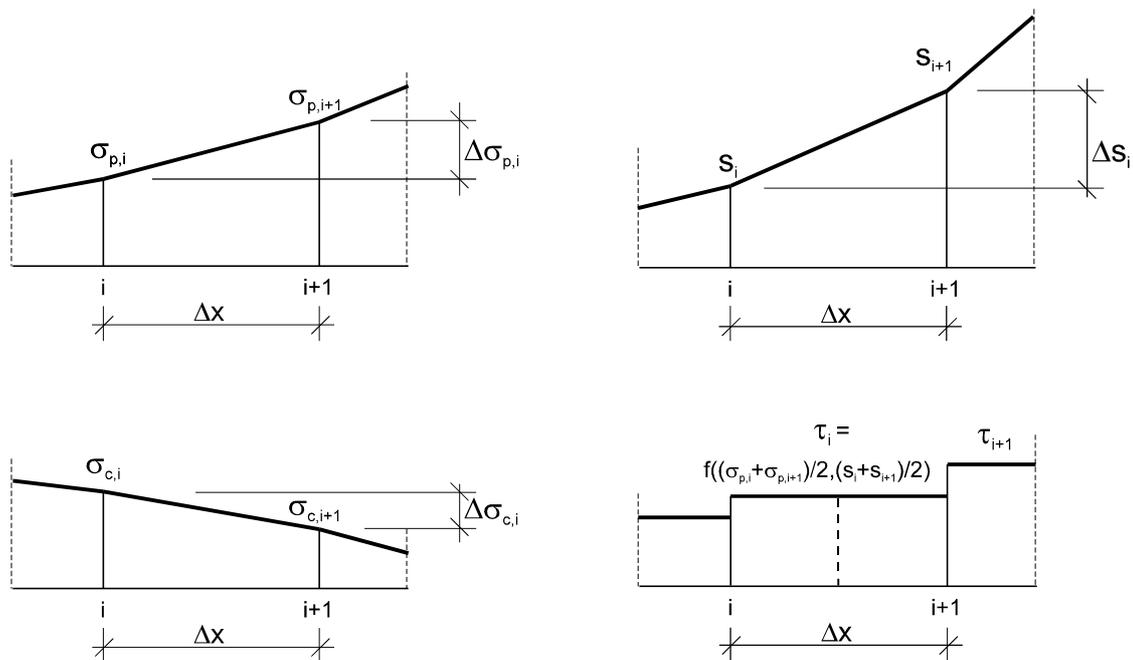


Bild 4.1: Differentielle Zusammenhänge für die schrittweise Integration

Die Werte an der Intervallgrenze dienen jeweils als Startwert für die Berechnung im darauffolgenden Intervall. Durch Aufsummation der Differenzen können die Werte an beliebiger Stelle errechnet werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Zusammenhänge der Gleichungen (4.16) bis (4.22) im Berechnungsintervall Δx geschlossen gelöst, so daß im Gegensatz zu den bekannten Verfahren kein Startwert für die Anfangsverschiebung [17 ,53] erforderlich ist. Die gesuchten Werte können deshalb ohne Iteration direkt aus der Verbundspannungsbeziehung in der betrachteten Einleitungslänge errechnet werden.

Das Verfahren ist genau genug, wenn eine ausreichend feine Intervallunterteilung der betrachteten Länge erfolgt. Zur Überprüfung der Genauigkeit werden die Ergebnisse des numerischen Berechnungsmodells und die Lösungen der Differentialgleichung des dehnungsabhängigen Verbundes in Abschnitt 4.5 verglichen.

4.2.3 FE-Berechnungsmodell

Die strukturmechanische Problemstellung des Verbundes entlang des Spannstahls kann durch geeignete Unterteilung in Finite Elemente (FE) in ein Randwertproblem diskreter Lösungsgebiete (Elemente) überführt werden. Wenn das nichtlineare Verbundverhalten durch entsprechende Ansatzfunktionen abgebildet wird, können die Zusammenhänge des Spannungs- und Verschiebungszustandes mit einem algebraischen Gleichungssystem gelöst werden. Die Grundlagen werden zum Beispiel in [3] beschrieben und sollen hier nicht weiter erläutert werden.

Grundsätzlich lassen sich zwei Ansätze zur Modellbildung unterscheiden.

- Das komplexe Verbundverhalten zwischen Spannstahl und Beton wird unter Berücksichtigung der Spannstahlgeometrie möglichst genau mit Volumenelementen beschrieben.
- Es wird ein möglichst einfaches Berechnungsmodell gewählt, welches das im Versuch gemessene Verbundverhalten abbildet.

Im Rahmen dieser Arbeit wird ein möglichst einfach strukturiertes Stabwerksmodell gewählt, um die Zusammenhänge des Verbundverhaltens zu veranschaulichen. Das Modell wird so formuliert, daß das im Pull-Out Versuch gemessene lokale Verbundverhalten zutreffend abgebildet wird. Gegenüber einem scheinbar genauen Modell mit Volumenelementen bietet diese Vorgehensweise den Vorteil, daß Modellunsicherheiten, wie z. B die Eigenschaften der Kontaktzone zwischen Spannstahl und Beton oder die Eigenschaften der Betonelemente das Ergebnis nicht beeinflussen. Durch die Berechnungsergebnisse ist der direkte Vergleich des Verbundverhaltens der Pull-Out Versuchskörper mit dem gemessenen Verhalten im Spannkraftübertragungs- und im Reißbereich der Versuchskörper möglich, sodaß die Übertragbarkeit der in Kapitel 3.7 abgeleiteten Verbundgesetze verifiziert werden kann.

Um die in Abschnitt 4.1 beschriebenen drei Anteile der Verbundwirkung zwischen Spannstählen und Beton berechnen zu können, wird ein Stabwerksmodell gemäß Bild 4.2 gewählt. Der Spannstahl und der Beton werden durch linear-elastische Stabelemente abgebildet. Der Verbund erfolgt durch sogenannte Verbundelemente, die durch entsprechende Materialgesetze das nichtlineare Verbundverhalten ergeben. Um eine ausreichend feine Diskretisierung zu erhalten, wird als Abstand der Verbundelemente in Längsrichtung 1 cm gewählt [76, 85].

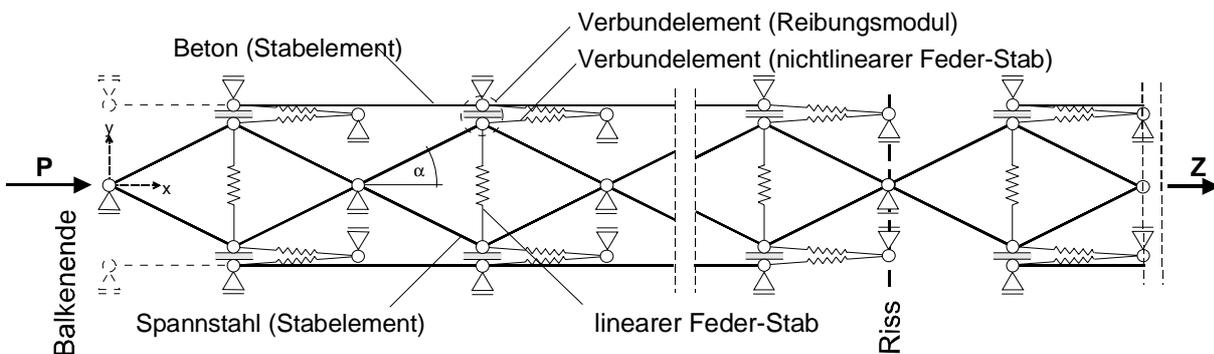


Bild 4.2: FE-Modell zur Abbildung des Verbundverhaltens

Durch die dargestellte Diskretisierung können Verbundprobleme im Spannkraftübertragungs- und im Reißbereich gelöst werden. Die drei Verbundanteile sind entkoppelt und können unabhängig voneinander definiert werden.

- Der konstante Anteil der Verbundspannung nach Gl. 3.4 wird durch einen Federstab erzeugt, der Druck in Querrichtung auf das Reibungsmodul ausübt. Bei einer

Verschiebung zwischen Spannstahl und Beton in Längsrichtung entsteht eine der Bewegungsrichtung entgegengesetzte Reibungskraft.

- Der spannungsabhängige Anteil der Verbundspannung nach Gl. 3.5 wird durch diagonale Fachwerkstäbe abgebildet, welche die gleiche Steifigkeit in Längsrichtung besitzen wie der Spannstahl. Bei dem Aufbringen einer Kraft P , entsprechend der eingeleiteten Spannkraft, wirkt auf das Reibungsmodul eine quergerichtete Druckkraft, welche die Reibungskraft der Spannstähle erhöht. Bei dem Einleiten einer Zugkraft Z , entsprechend der Beanspruchung im Reiß, wird die Reibungskraft vermindert. Hierdurch werden die querdehnungsabhängigen Pressungen zutreffend modelliert.
- Um den verschiebungsabhängigen Anteil der Verbundspannung nach Gl. 3.6 abzubilden, werden Feder-Elemente zwischen den Spannstahl- und den Betonelementen angeordnet, die eine nichtlineare Federsteifigkeit entsprechend der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung besitzen.

Insgesamt kann durch dieses Berechnungsmodell das eindimensionale verschiebungs- und spannungsabhängige Verbundverhalten von Spannstählen abgebildet werden. Für die Parameterstudien wird das FE-Programm ABAQUS/Standard [1] verwendet.

4.3 Dreidimensionaler Spannungszustand

4.3.1 Mechanisches Berechnungsmodell

Die Pull-Out Versuche haben gezeigt, daß die Spanndrahtlitze bei Verschiebungen dem gewendelten Betonkanal folgt. Es kommt zu einer Verdrehung entlang der Schraubenlinie durch die Verseilung der äußeren Drähte. Wegen ihrer Schraubengeometrie kann das Verbundverhalten der Litzen mechanisch mit dem Modell der scharfgängigen Schraube [74] beschrieben werden.

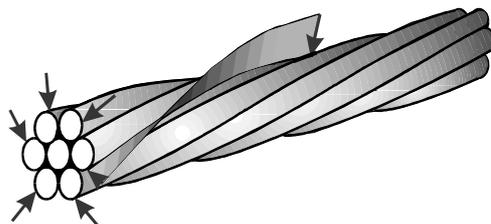


Bild 4.3: Spiralförmiger Verlauf der Verbundkräfte

Im Gegensatz zu einer flachgängigen Schraube sind die Schraubenflächen gegenüber der Schraubenachse geneigt. Durch die Rundung der äußeren Drähte ist der Winkel der Schraubenfläche und damit die Richtung β der radialen Normalkraft N_r variabel (Bild 4.4).

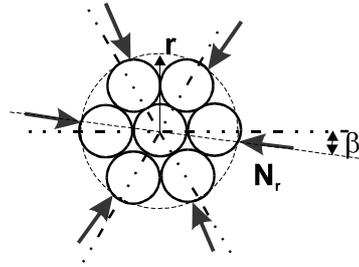


Bild 4.4: Orientierung der Verbundkräfte

In Bild 4.5 sind die geometrischen Verhältnisse einer scharfgängigen Schraube mit einem stumpfen Winkel δ der Schraubenfläche gegenüber der Schraubenachse dargestellt.

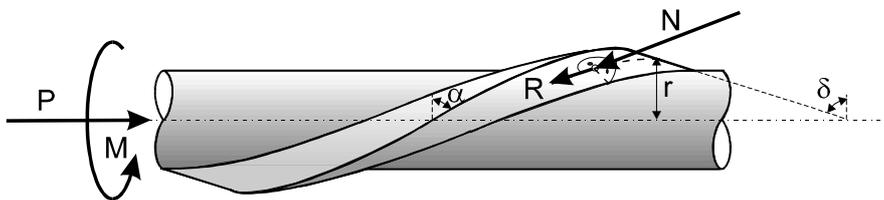


Bild 4.5: Geometrie und Beanspruchung einer scharfgängigen Schraube

Die zwischen Beton und Schraube wirkenden Normal- und Reibungskräfte verteilen sich über die für die Berührung in Betracht kommende Schraubenfläche. Die Normalkraft N senkrecht zur Schraubenfläche und die Reibungskraft R in Richtung der Schraubenlinie bzw. in der Ebene der Schraubenfläche greifen im Punkt A im Abstand des Flankenradius r zur Schraubenachse an (Bild 4.6).

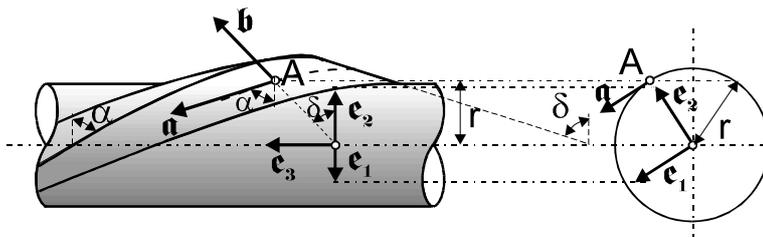


Bild 4.6: Globales und lokales Koordinatensystem auf der Schraubenfläche

Mit dem Steigungswinkel des Gewindes α ergeben sich auf Basis des rechtwinkligen Systems der Einheitsvektoren e_1 (parallel zur Tangente im Punkt A), e_2 (radial) und e_3 (in der Schraubenachse) die Vektoren a und b in der Ebene der Schraubenfläche zu

$$a = e_1 \cdot \cos \alpha + e_2 \cdot \sin \alpha \quad (4.23)$$

$$b = e_2 \cdot \cos \delta + e_3 \cdot \sin \delta. \quad (4.24)$$

Hieraus können die Komponenten des Normalenvektors n auf der Schraubenfläche aus dem Vektorprodukt errechnet werden

$$n = a \times b = -e_1 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \delta - e_2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \delta + e_3 \cdot \cos \alpha \cdot \cos \delta. \quad (4.25)$$

Im Unterschied zur allgemein bekannten Lösung für eine scharfgängige Schraube mit einem spitzen Winkel der Schraubenflächen gegenüber der Schraubenachse δ [74], muß bei der Litzengeometrie mit stumpfen Winkel berücksichtigt werden, daß die Vektoren a und b nicht rechtwinklig sind. Auf der Basis des Normaleneinheitsvektors setzt sich die Normalkraft N auf der Schraubenfläche aus folgenden Komponenten zusammen.

$$\text{tangential:} \quad N_1 = -N \cdot \frac{\sin \alpha}{\sqrt{1 + \cos^2 \alpha \cdot \tan^2 \delta}} \quad (4.26)$$

$$\text{radial:} \quad N_2 = -N \cdot \frac{\cos \alpha \cdot \tan \alpha}{\sqrt{1 + \cos^2 \alpha \cdot \tan^2 \delta}} \quad (4.27)$$

$$\text{parallel zur Schraubenachse:} \quad N_3 = N \cdot \frac{\cos \alpha}{\sqrt{1 + \cos^2 \alpha \cdot \tan^2 \delta}}. \quad (4.28)$$

Hiermit können die Gleichgewichtsbedingungen in Richtung der Schraubenachse nach Bild 4.5 formuliert werden

$$P = N_3 + R \cdot \sin \alpha \quad (4.29)$$

und für das um die Schraubenachse drehende Moment ergibt sich M zu

$$M = N_1 \cdot r + R \cdot r \cdot \cos \alpha. \quad (4.30)$$

Aus dem Reibungswinkel ρ zwischen Litze und Beton erhält man

$$R = N \cdot \tan \rho. \quad (4.31)$$

Durch Einsetzen ergibt sich in Längsrichtung

$$P = N \cdot \left(\frac{\cos \alpha}{\sqrt{1 + \cos^2 \alpha \cdot \tan^2 \delta}} + \tan \rho \cdot \sin \alpha \right) \quad (4.32)$$

und das resultierende Moment M zu

$$M = N \cdot r \cdot \left(-\frac{\sin \alpha}{\sqrt{1 + \cos^2 \alpha \cdot \tan^2 \delta}} + \tan \rho \cdot \sin \alpha \right). \quad (4.33)$$

Die Schraube ist bei einer äußeren Kraft P in Ruhelage, wenn das resultierende Moment M in Schraubenachse mit dem äußeren Moment im Gleichgewicht steht. Ist die

Summe der Momente negativ, kommt es zu einer Verschiebung entlang der Schraubenlinie.

Bei einer reinen Normalkraftbeanspruchung P ergibt sich die Ruhelage, wenn der in der Klammer stehende Ausdruck der Gleichung (4.33) den Wert größer oder gleich Null annimmt (Selbsthemmung). Wird der Wert kleiner Null, führt die Kraft P zu einer Verschiebung.

An der Litze greift bei der Spannkrafteinleitung wegen des freien Endes kein äußeres Moment an. Dementsprechend wurden die Verbundkräfte aus den Pull-Out Versuchen ohne Verdrehungsbehinderung ermittelt (Kapitel 3). Darüber hinaus haben die Pull-Out Versuche mit einer Verdrehungsbehinderung gezeigt, daß der Torsionswiderstand der Litzen zu gering ist, um die Verbundkräfte signifikant zu erhöhen. Es kann deshalb davon ausgegangen werden, daß näherungsweise in keinem Fall ein äußeres Moment auftritt.

Da bei den Pull-Out Versuchen ohne Verdrehungsbehinderung (Summe der Momente gleich Null) ein Wechsel zwischen Ruhelage und Verschiebung festgestellt wurde (Bild A9), kann davon ausgegangen werden, daß sich bei langsamer Belastungsgeschwindigkeit der variable Neigungswinkel δ entsprechend der Grenze von Selbsthemmung zur Verschiebung einstellt. Aus der dazugehörigen Bedingung, daß das resultierende Moment gleich Null ist, ergibt sich aus der Gleichung (4.33) mit einer Schlaglänge gemäß den Spannstahlzulassungen für Litzen zwischen 12- und 16-fachem Litzendurchmesser und einem Flankenradius r der 0,5“-Litze von 6,2 mm sowie der Annahme eines spannungsunabhängigen Reibungswinkels ρ zwischen Stahl und Beton von 20° bis 30° der variable Neigungswinkel der Schraubenfläche δ zu einem sehr stumpfen Winkel zwischen $87,8^\circ$ und $89,2^\circ$. In Tabelle 4.1 sind für diese Grenzfälle die auf die Kraft P bezogenen Verbundkraftkomponenten der Litze im Übergang der Selbsthemmung zur Verschiebung zusammengefaßt.

Kraftrichtung	Neigung der Schraubenfläche δ [°]	bezogene Normalkraftkomponenten N [1/P]	bezogene Reibungskraftkomponenten R [1/P]	Summe der Verbundkräfte [1/P]
tangential (e_1)	87,8	-0,243	0,243	0,000
	89,2	-0,188	0,188	0,000
radial (e_2)	87,8	-1,658	0,000	-1,658
	89,2	-2,690	0,000	-2,690
parallel zur Schraubennachse (e_3)	87,8	0,063	0,937	1,000
	89,2	0,037	0,963	1,000

Tabelle 4.1: Kraftkomponenten im Übergang der Selbsthemmung zur Verschiebung

Entsprechend der Gleichgewichtsbedingung (Summe der Momente gleich Null), ist die Summe der im Abstand r angreifenden Tangentialkräfte ebenfalls Null. In der Richtung der Schraubenachse entspricht die Summe der Kraftkomponenten der äußeren Kraft P . Die Komponente der Reibungskraft beträgt hierbei $0,937 P$ bis $0,963 P$, so daß die Komponente aus der Neigung der Normalkraft N nur eine untergeordnete Rolle spielt. In radialer Richtung ergibt sich die Summe der Kraftkomponenten zwischen $1,658 P$ und $2,690 P$. Aus dem Verhältnis der Längskraft P zur Radialkraft N_r errechnet sich der fiktive Reibungswinkel zu $31,1^\circ$ bzw. $20,4^\circ$. Er liegt somit nur geringfügig über dem zugrunde gelegten Reibungswinkel von 30° bzw. 20° .

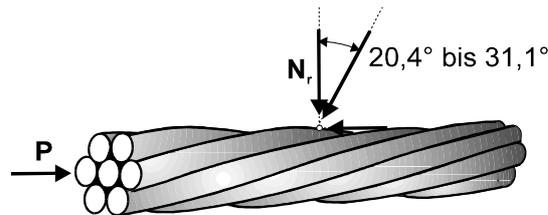


Bild 4.7: Richtung der Kraftkomponenten in der Ebene der Schraubenachse

Gleichzeitig ergeben sich sehr spitze Winkel β der Radialkraft N_r von $4,1^\circ$ bzw. $2,0^\circ$ (Bild 4.8).

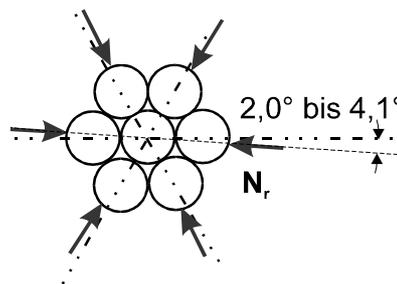


Bild 4.8: Winkel der Resultierenden in radialer Richtung

Zusammenfassend zeigt das Schraubenmodell, daß der überwiegende Teil der Verbundkraft durch Reibung infolge radialer Beanspruchung übertragen wird.

Die Radialkraft N_r verteilt sich entsprechend Bild 4.8 auf die sechs äußeren Drähte der Litze. Diese Kräfte wirken als Sprengkräfte auf den umgebenden Beton und führen zu einer Aufweitung des Betonkanals durch radiale Verformungen (Bild 4.9). Im Unterschied zum Schraubenmodell mit unendlich steifer Umgebung, bewirken diese Verformungen eine Begrenzung der aufnehmbaren Verbundkraft. Durch größere Aufweitungen des Betonkanals wird die Kontaktfläche zwischen Litze und Beton verändert. Hierdurch wird die Neigung der Schraubenfläche δ begrenzt. Unterschreitet dieser Winkel die für die Selbsthemmung notwendigen Grenzwerte, resultiert durch die erzwungene Orientierung der Kräfte zwischen Litze und Beton ein negatives Moment M , welches zu Verschiebungen der Litze in Richtung der Kraft P führt. In Bild 4.9 werden die Zusammenhänge veranschaulicht. Bild 4.9 a) zeigt die Verhältnisse bei geringer Aufweitung des Betonkanals. Die Orientierung der Kontaktfläche ermöglicht

die Selbsthemmung, d. h. es tritt kein resultierendes Moment auf. In Bild 4.9 b) ist die Krafrichtung bei größerer Beanspruchung und Aufweitung zu erkennen. Hieraus resultiert ein negatives Moment M und es kommt zur Verschiebung gegenüber dem Beton in Längsrichtung der Litze.

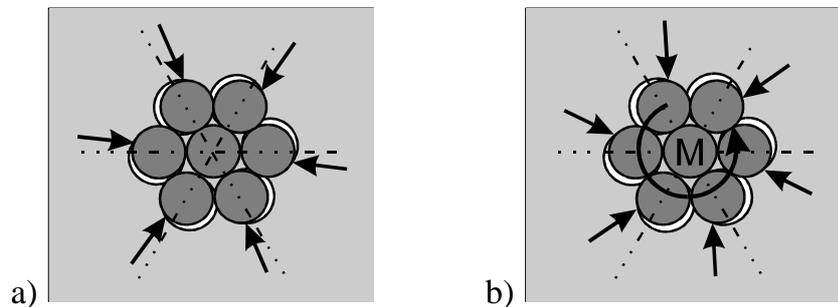


Bild 4.9: Richtung der Resultierenden in der Ebene rechtwinklig zur Schraubennachse in Abhängigkeit von der Aufweitung des Betonkanals

Dieser Effekt erklärt das näherungsweise starr-plastische Verbundverhalten der Litze. Die Verbundkraft wächst so lange an, bis durch die Aufweitung des Betonkanals und die damit erzwungene Richtungsänderung der Resultierenden kein Gleichgewicht mehr möglich ist. Charakteristisch für diesen Zustand ist die Orientierung der Kontaktfläche entsprechend dem für die Selbsthemmung erforderlichen Winkel δ entsprechend Tabelle 4.1. Darüber hinaus kann keine zusätzliche Beanspruchung mehr aufgenommen werden und die Litze verschiebt sich bei näherungsweise konstanter Verbundkraft.

Die Festigkeit und die damit verbundene Verformbarkeit des Betons der umgebenden Grenzschicht beeinflusst daher direkt die Verbundkräfte. Bei größerer Steifigkeit in radialer Richtung werden die geometrischen Verhältnisse nach Bild 4.9 b) erst bei größeren Radialkräften erreicht. Dies erklärt die im Versuch gemessenen größeren Verbundkräfte durch höhere Betonfestigkeiten mit höherer E-Modul und den Einfluß von Silikastaub durch die Verbesserung der Verbundzone.

Mit diesem Modell lassen sich auch die in den Pull-Out Versuchen nach einer Spannungsänderung der Litzen festgestellten veränderten Verbundkräfte erklären. Eine zusätzliche positive Querdehnung infolge einer Spannungsverminderung der Litze erzeugt Zusatzverformungen in radialer Richtung und der Grenzwert des Winkels δ wird erst bei größeren radialen Betonverformungen erreicht. Hiermit korrespondieren größere Verbundkräfte bei der Verschiebung. Demgegenüber bewirkt eine negative Querdehnung der Litze eine Verminderung der aufnehmbaren Verbundkraft, da die geometrischen Verhältnisse nach Bild 4.9 b) und die daraus resultierenden Verschiebungen bei geringeren Verbundkräften erreicht werden.

Die Abweichungen vom starr-plastische Verbundgesetz insbesondere bei negativen Querdehnungen vor dem Pull-Out Versuch lassen sich mit der die Litze umgebenden

Grenzschicht erklären. Durch Absetzvorgänge im Frischbeton besitzt diese Grenzschicht einen geringeren E-Modul als der umgebende Beton. Hierdurch muß diese Grenzschicht zunächst zusammengedrückt werden, damit der steifere Beton voll zum Tragen kommt. Bei den Versuchen mit vorhergehender positiven Querdehnung wird diese Verformung vorweggenommen und es ergibt sich ein starr-plastisches Verbundgesetz entsprechend einem linear-elastischen Verhalten des Betons. Dem entgegen bewirken negative Querdehnungen, daß die weiche Grenzschicht erst allmählich, mit zunehmender Verschiebung zusammengedrückt wird, bis der beschriebene Verbundmechanismus voll wirksam wird und die maximal aufnehmbare Verbundkraft wird erst bei größeren Verschiebungen erreicht (Bilder A 15 bis A 17).

Insgesamt läßt sich mit dem Schraubenmodell das bei den Pull-Out Versuchen gemessene Verbundkraft-Verschiebungsverhalten schlüssig erklären. Darüber hinaus werden Aussagen zur Beanspruchung des umgebenden Betons ermöglicht.

4.3.2 Erweitertes FE-Berechnungsmodell

Zur Ermittlung des dreidimensionalen Beanspruchungszustandes im Spannkrafteinleitungsbereich wird das in Abschnitt 4.2.3 beschriebene FE-Berechnungsmodell im Hinblick auf die Erkenntnisse aus dem Schraubenmodell erweitert. Hierbei steht das Zusammenwirken des Verbundmechanismus der Litzen mit dem nichtlinearen Verhalten des umgebenden Betons im Vordergrund.

Nach dem Schraubenmodell korrespondiert die gesamte Verbundkraft durch Reibung mit radialen Kräften und unter Voraussetzung eines wirklichkeitsnahen Reibungswertes ergibt sich die Beanspruchung des Betons als Zugring direkt aus den Verbundkräften nach Bild 4.7. Um das in Bild 4.9 dargestellte Verhalten abzubilden, wird das Modell so erweitert, daß bei einer Verschiebung der Betonzugring aufgeweitet wird, bis an der Grenze zur Selbsthemmung keine zusätzlichen Verbundspannungen aktiviert werden können. Das Anwachsen der Verbundspannungen und das anschließende Gleiten der Litzen wird daher durch ein elliptisch-lineares Gleitelement entsprechend Bild 4.10 abgebildet, welches die gleichen Reibeigenschaften wie die Oberfläche zwischen Spannstahl und Beton besitzt [23]. Durch die Kopplung mit Federelementen in Querrichtung, welche die Verformungseigenschaften des Betonzugrings (Bild 2.12) abbilden, ergibt sich ein mechanisch konsistentes Modell bis in den nichtlinearen Bereich der Sprengrißbildung.

Für die weiteren Untersuchungen wird entsprechend dem in [42] beschriebenen Auslösen von Zementsteinbröseln der resultierende Reibungswinkel zwischen Spannstahl und Beton an der oberen Grenze der in [47] angegebenen Werte für die Reibpartner Walzblech und geschliffener Beton zu $\rho = 30^\circ$ gewählt. Der Stich des Gleitelementes wird einheitlich zu 0,004 mm gewählt, um das bei den Pull-Out Versuchen gemessene Verbundverhalten bei 5,5-facher Betondeckung zu modellieren.

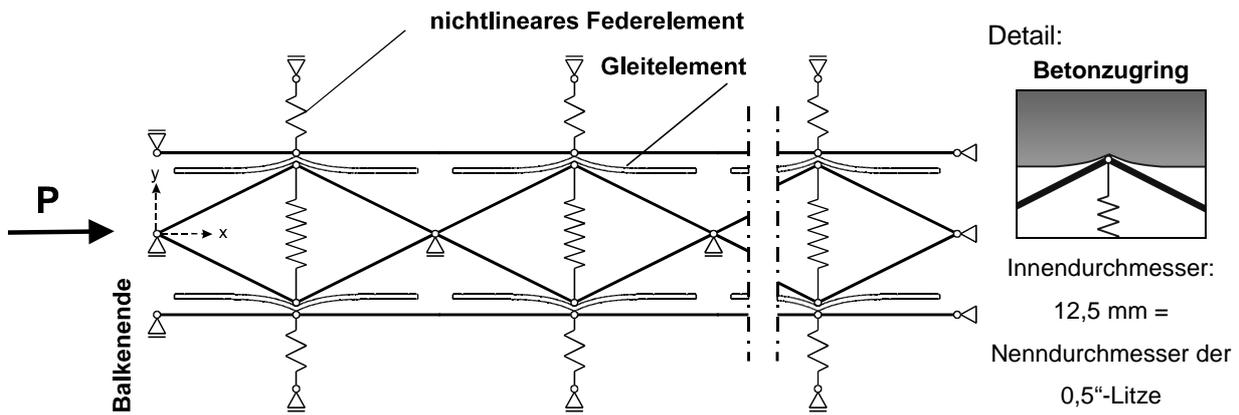


Bild 4.10: Erweitertes FE-Modell zur Abbildung des Verbundverhaltens

Die Verformungseigenschaften der 0,5''-Litze mit einer Ersatzquerdehnungszahl von 0,18 nach [80] werden durch die Stabelemente entsprechend Bild 4.11 abgebildet.

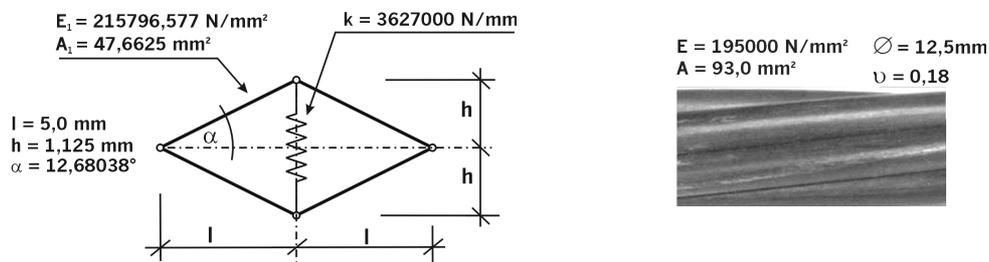


Bild 4.11: Abbildung der Verformungseigenschaften der 0,5''-Litze

Um das nichtlineare Verhalten des Betonzugrings zu beschreiben, wird der Ansatz nach [16] verwendet, bei dem die Betonzugspannungen nach der Rißöffnung entsprechend Bild 2.13 bercksichtigt werden (Bild 4.12 a). Je nach Betondeckung werden entsprechend dem Verformungsverhalten zunchst 2 bis 5 Risse abgebildet, bis bei durchgehender Sprengribildung nur ein Ri angenommen wird (Bild 4.12 b).

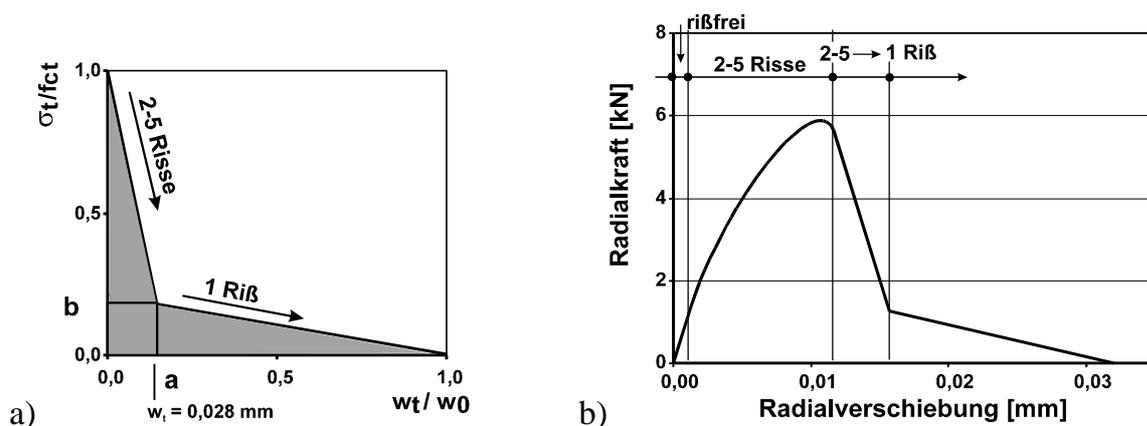


Bild 4.12: Rißöffnungsbeziehung und Rientwicklung beim Zugringfedergesetz

Die Betonzugfestigkeit wird nach EC 2 [18] mit dem Ansatz von Heilmann und der aus der gemessenen Wrfelfestigkeit ermittelten Zylinderfestigkeit [64] berechnet.

$$f_{cm} = 0,3 \cdot f_{cm}^{2/3} \quad \text{mit } f_{cm}, f_{ctm} \text{ in N/mm}^2 \quad (4.34)$$

Der konstante Anteil der Verbundspannung, der durch den vorgespannten Federstab zwischen den Gleitelementen abgebildet wird, ergibt sich nach Abschnitt 3 aus dem Aufschumpfen des Betons durch Schwinden. Es ist zu erwarten, daß auch auf die Zuschlagkörner die gleichen Schwindspannungen der umgebenden Zementmatrix wirken. Da die Zugfestigkeit des Betons und damit des Zugrings ohne Berücksichtigung dieses Eigenspannungszustandes ermittelt wird, muß auch der Eigenspannungszustand, der dem konstanten Anteil der Verbundspannung aus Schwinden entspricht, für die Belastung des Zugrings unberücksichtigt bleiben. Dies wird dadurch erfaßt, daß das Federgesetz um den entsprechenden Betrag der Radialkraft korrigiert wird.

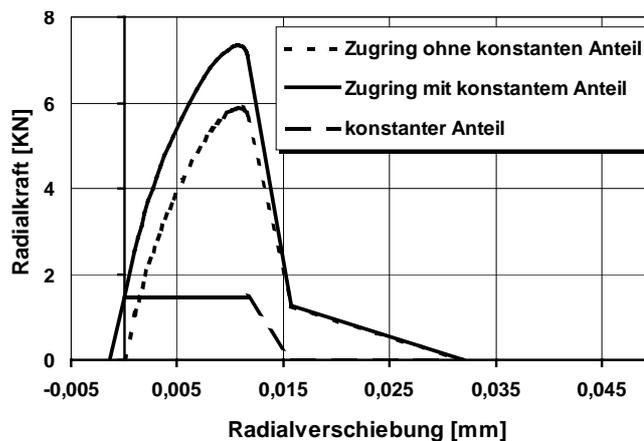


Bild 4.13: Konstanter Schwindanteil und Korrektur des Zugringfedergesetzes

Bei der Betonsorte M 65 K werden im Alter von 24 Stunden wegen der langsameren Erhärtung nur 60 % des konstanten Anteils der Verbundspannung als Eigenspannungszustand angesetzt.

Nach [16] können die unterschiedlichen Verbundbedingungen durch Absetzvorgänge des Betons durch ein Zugringmodell und einer dünnen Grenzschrift mit geringerem E-Modul simuliert werden. Die in Abschnitt 3 beschriebene Weichzone der Betonsorten M 65 K und M 105 K wird daher durch eine Modifikation der Federgesetze nach Bild 4.14 berücksichtigt, um das gemessene Verbundverhalten abzubilden.

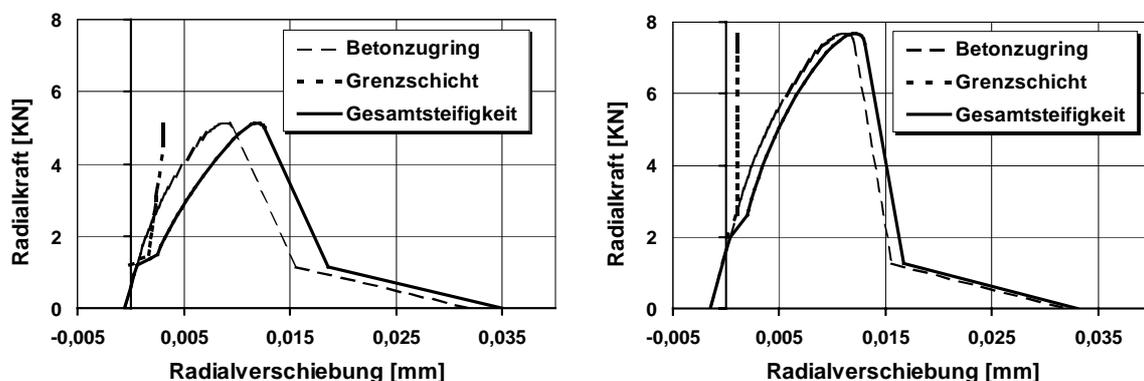
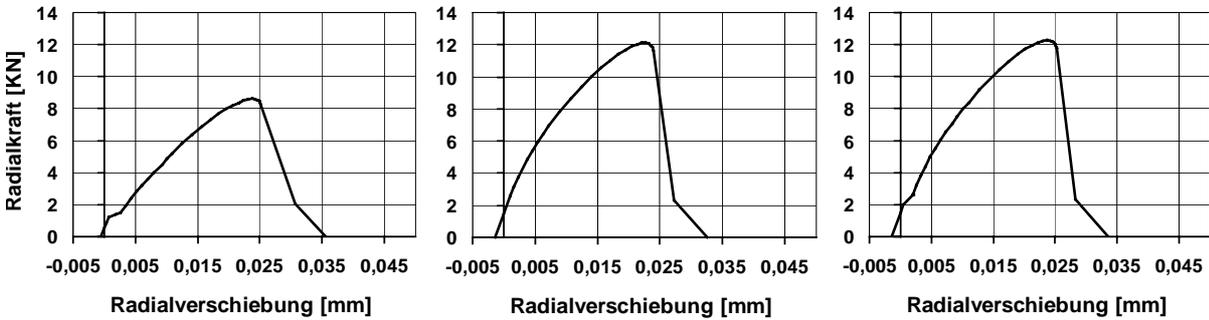


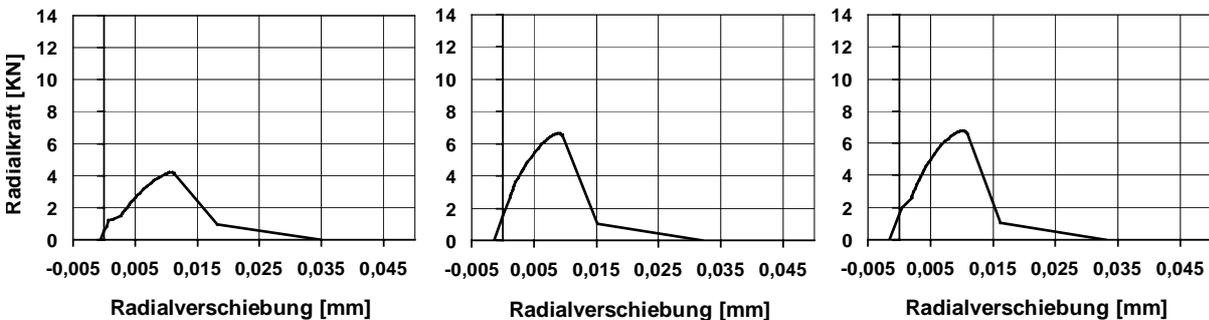
Bild 4.14: Modifiziertes Federgesetz für die Betonsorten M 65 K und M 105 KS

Insgesamt ergeben sich die Arbeitslinien des Betonzugringsmodells in Abhängigkeit von der Betonsorte und für unterschiedliche Betondeckungen nach den Bildern 4.15 bis 4.17. Der Einfluß der Größe der Betondeckung auf das Arbeitsvermögen und die Tragfähigkeit ist deutlich zu erkennen.



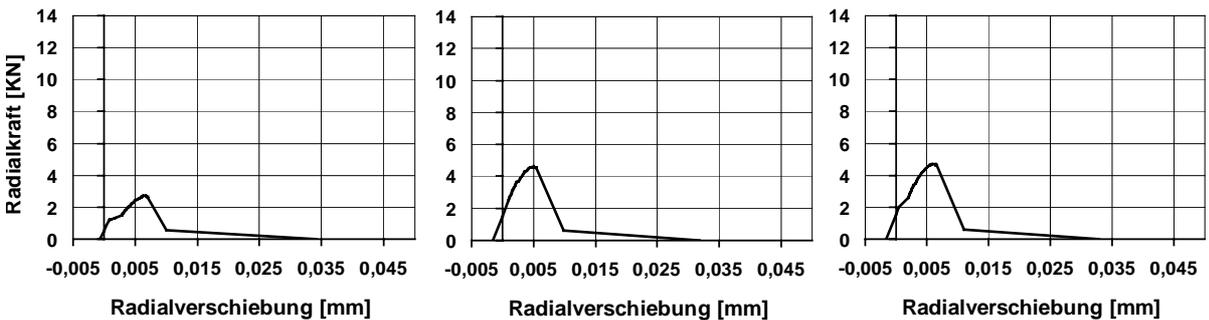
a) M 65 K, $f_{W150} = 48,5 \text{ N/mm}^2$ b) M 105 KS, $f_{W150} = 73,5 \text{ N/mm}^2$ c) M 105 BS, $f_{W150} = 75,6 \text{ N/mm}^2$

Bild 4.15: Arbeitslinien des Betonzugrings für eine Betondeckung von $c = 5,5 \text{ } \emptyset$



a) M 65 K, $f_{W150} = 46,5 \text{ N/mm}^2$ b) M 105 KS, $f_{W150} = 77,3 \text{ N/mm}^2$ c) M 105 BS, $f_{W150} = 80,7 \text{ N/mm}^2$

Bild 4.16: Arbeitslinien des Betonzugrings für eine Betondeckung von $c = 2,5 \text{ } \emptyset$



a) M 65 K, $f_{W150} = 46,5 \text{ N/mm}^2$ b) M 105 KS, $f_{W150} = 77,3 \text{ N/mm}^2$ c) M 105 BS, $f_{W150} = 80,7 \text{ N/mm}^2$

Bild 4.17: Arbeitslinien des Betonzugrings für eine Betondeckung von $c = 1,5 \text{ } \emptyset$

Zusammenfassend kann erwartet werden, daß durch die wirklichkeitsnahe Abbildung der Verformungseigenschaften von Spannstahl und Beton und durch die Kopplung mit einem Verbindungselement, das dem Schraubenmodell mechanisch ähnlich ist, der dreidimensionale Spannungs- und Verformungszustand im Spannkrafteinleitungsbe-
reich bis über die Rißbildung hinaus berechnet werden kann.

4.4 Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnungsmodelle mit den Pull-Out Versuchen

Um zu überprüfen, ob mit den FE Berechnungsmodellen das Verbundverhalten zutreffend abgebildet wird, werden nachfolgend die Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der Pull-Out Versuche verglichen. Bei Übereinstimmung mit dem näherungsweise lokal gemessenen Verbundverhalten kann gefolgert werden, daß sich auch die Verbundspannungen entlang des Spannstahls im Spannkrafteinleitungs- und Rißbereich wirklichkeitsnah durch die Berechnungsmodelle ermitteln lassen.

Bei dem FE-Berechnungsmodell nach Abschnitt 4.2.3 können die drei Anteile der Verbundwirkung im Spannkrafteinleitungsbereich nach Abschnitt 3.7 entsprechend den Gleichungen 3.7 bis 3.9 direkt eingegeben werden. Bei einer Spannungsverminderung ergeben sich daher die gleichen rechnerischen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen wie nach den Bildern 3.38 bis 3.42 und damit eine gute Übereinstimmung zum lokal gemessenen Verbundverhalten.

Im Rißbereich kann abweichend zu den Verbundgesetzen nach Gleichung 3.10 und Tabelle 3.1 das spannungsabhängige Verbundverhalten durch das Modell nach Abschnitt 4.2.3 genauer erfaßt werden. Durch Parameterstudien [85] wurden für die untersuchten Betonsorten mathematische Beschreibungen des Verbundverhaltens formuliert und im FE-Modell eingegeben. Die Ergebnisse hieraus sind in den Bildern 4.18 und 4.19 beispielhaft dargestellt (dicke Linien). Zum direkten Vergleich mit den Versuchsergebnissen (dünne Linien) werden die rechnerischen Verbundkräfte für einen Abschnitt des FE-Modells der Länge 1 cm nach Bild 4.2 für die effektive Verbundlänge von $l_{v,eff} = 45$ mm umgerechnet.

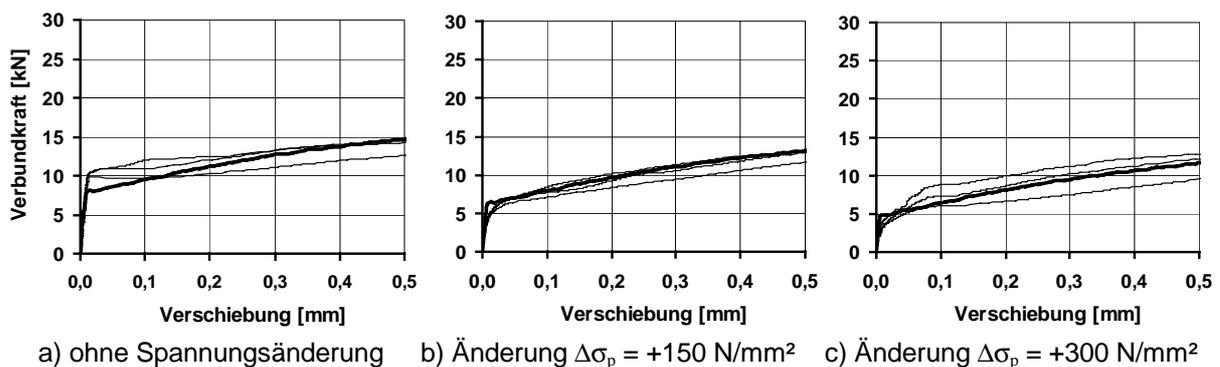


Bild 4.18: Vergleich der rechnerischen (Abschnitt 4.2.3) und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 13, Betonsorte M 65 K

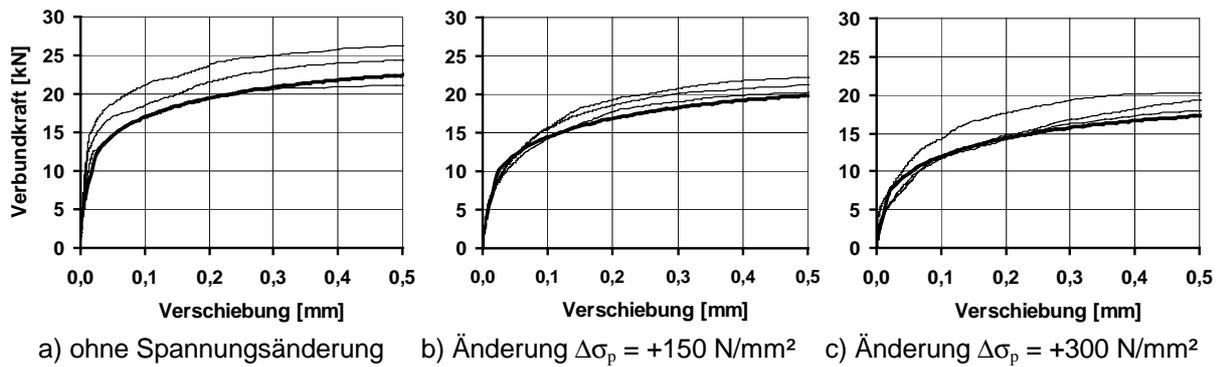


Bild 4.19: Vergleich der rechnerischen (Abschnitt 4.2.3) und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 14, Betonsorte M 105 KS

Zur Bewertung des lokalen Verbundkraft-Verschiebungsverhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich des erweiterten FE-Berechnungsmodells nach Abschnitt 4.3.2 werden die Ergebnisse (dicke Linien) mit den Pull-Out Versuchen (dünne Linien) verglichen.

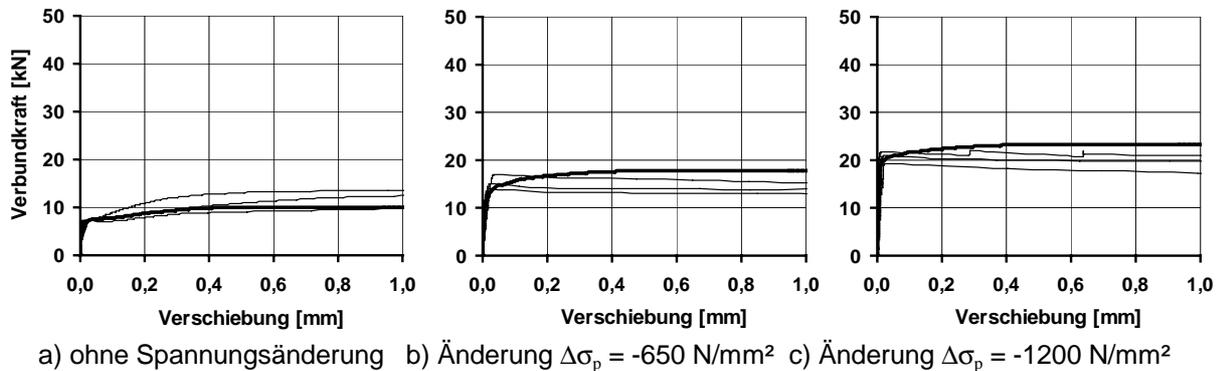


Bild 4.20: Vergleich der rechnerischen (Abschnitt 4.3.2) und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 7, Betonsorte M 65 K

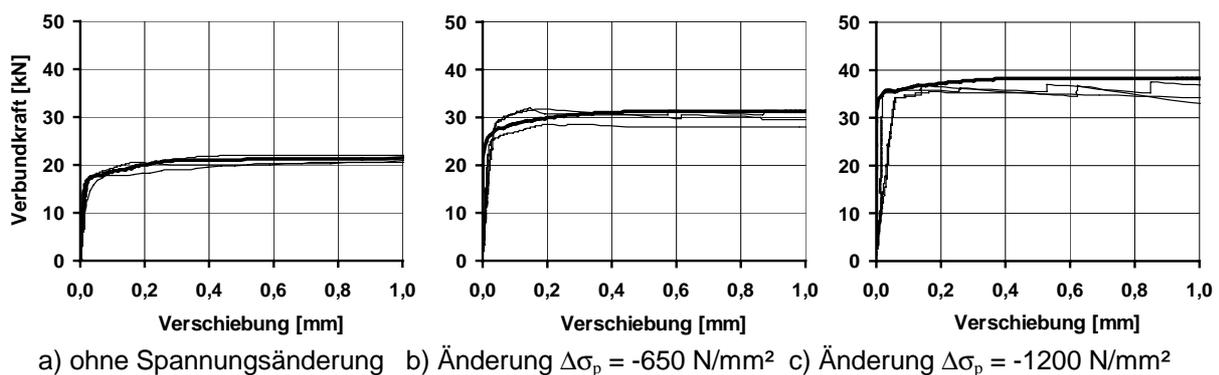


Bild 4.21: Vergleich der rechnerischen (Abschnitt 4.3.2) und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 5, Betonsorte M 105 KS

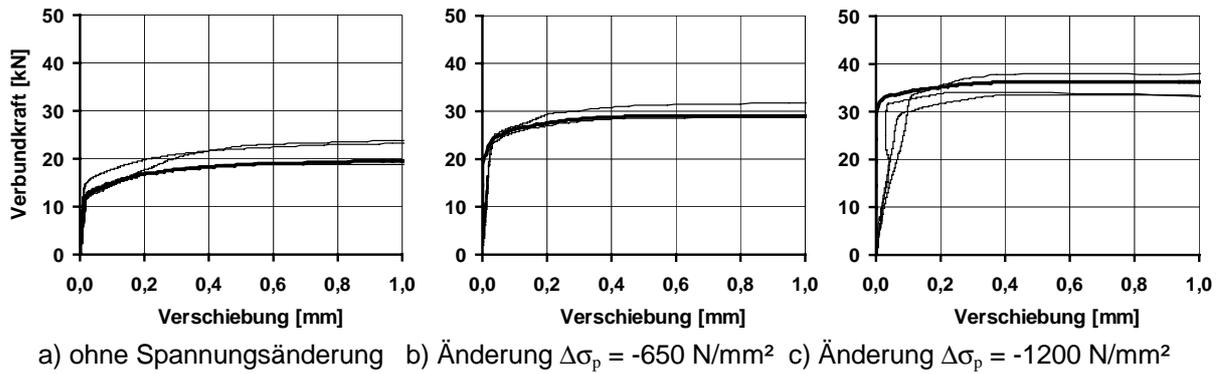


Bild 4.22: Vergleich der rechnerischen (Abschnitt 4.3.2) und der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 6, Betonsorte M 105 BS

Der Vergleich der rechnerischen Ergebnisse aus dem FE-Berechnungsmodell nach Abschnitt 4.2.3 und 4.3.2 zeigt bei einer Spannungserhöhung wie im Reißbereich und einer Spannungsverminderung wie im Spannkrafteinleitungsbereich eine gute Übereinstimmung mit dem näherungsweise lokal gemessenen Verbundverhalten bei den verschiedenen Betonsorten.

4.5 Wertung und Vergleich der Berechnungsmodelle

Aus der guten Übereinstimmung der Ergebnisse der FE-Berechnungsmodelle nach Abschnitt 4.2.3 und 4.3.2 mit den Pull-Out Versuchen über den gesamten Bereich der Spannungsänderungen (Bilder 4.18 bis 4.22) kann geschlossen werden, daß das Verbundverhalten von Litzen bei Spannbettfertigteilen zutreffend erfaßt wird. Werden die mit dem mechanischen Berechnungsmodell nach Abschnitt 4.3.1 ermittelten radialen Kraftkomponenten im erweiterten FE-Modell nach Abschnitt 4.3.2 verwendet, kann auch der Einfluß der Betondeckung im Spannkrafteinleitungsbereich wirklichkeitsnah abgebildet werden.

Zur Verifizierung der gewonnenen Zusammenhänge sollen die Ergebnisse der verschiedenen Berechnungsmodelle gegenübergestellt werden. Zunächst wird die analytische Lösung nach Abschnitt 4.2.1 für dehnungsabhängige Verbundgesetze mit der numerischen Lösung nach Abschnitt 4.2.2 verglichen. Anschließend werden die FE-Berechnungsmodelle für das dehnungs- und verschiebungsabhängige Verbundverhalten mit der numerischen Lösung verglichen.

Vergleich der analytischen mit den numerischen Berechnungsverfahren

Die vergleichenden Untersuchungen werden im Spannkraftübertragungsbereich durchgeführt. Hierfür werden zwei dehnungsabhängige Verbundgesetze zugrunde gelegt.

$$\text{Beton M 65 K: } \tau_{(x)} = 5,5 + 650 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} \quad (4.34)$$

$$\text{Beton M 105 KS: } \tau_{(x)} = 9,5 + 975 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} \quad (4.35)$$

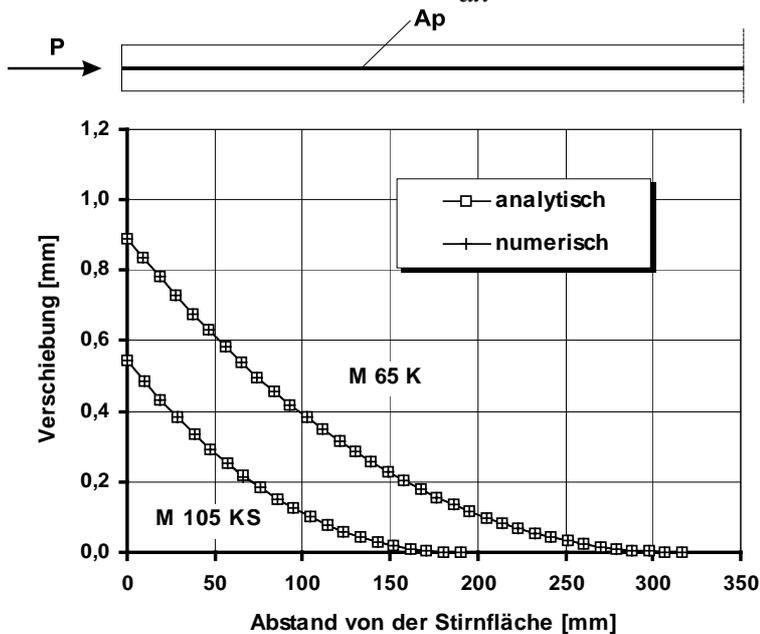


Bild 4.23: Verlauf der Verschiebung zwischen Spannstahl und Beton bei der Spannkrafteinleitung nach analytischen und numerischen Verfahren

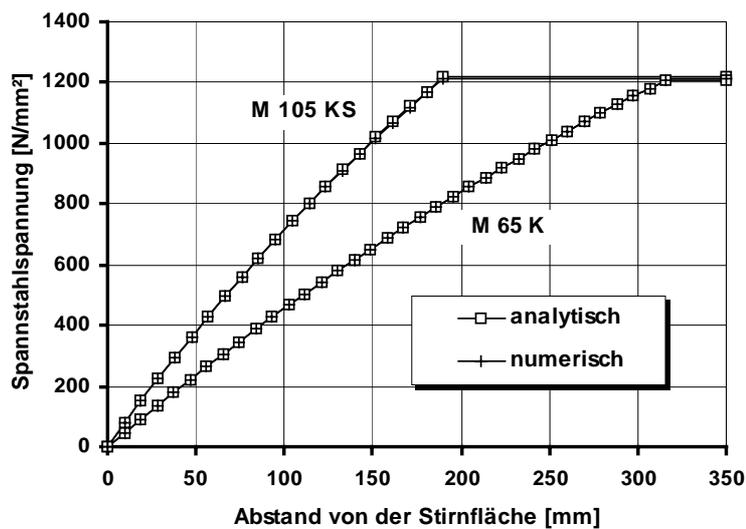


Bild 4.24: Verlauf der Spannstahlspannung bei der Spannkrafteinleitung nach analytischen und numerischen Verfahren

In den Bildern 4.23 und 4.24 ist eine sehr gute Übereinstimmung der numerischen Lösung nach Gl. 4.16 bis 4.22 mit der analytischen Lösung Gl. 4.11 und 4.13 zu erkennen. Die höhere Verbundfestigkeit bei der Betonsorte M 105 KS bewirkt eine geringere Verschiebung an der Stirnfläche durch den schnelleren Anstieg der Spannstahlspannung. Die Abweichung der Verschiebung aus dem numerischen Berechnungsverfahren gegenüber der analytischen Lösung der Differentialgleichung beträgt für die untersuchten dehnungsabhängigen Verbundbeziehungen 0,01 % bzw. 0,22 %. Die kleinere Abweichung bei der Verbundbeziehung für M 65 K ergibt sich aus der feineren Intervallunterteilung bei der schrittweisen Integration, so daß die Näherungslösung aus dem numerischen Berechnungsverfahren beliebig genau an die analytische Lösung angeglichen werden kann. Da eine geschlossene analytische Lösung für das dehnungs- und verschiebungsabhängigen Verbundproblem nach Gl. 4.5 nicht bekannt ist, kann daher zur Verifizierung der Ergebnisse aus den FE-Modellen die numerische Lösung zugrunde gelegt werden.

Vergleich der numerischen Berechnungsverfahren mit den Ergebnissen der FE-Berechnungsmodelle

Zum Vergleich mit dem FE-Modell werden folgende Verbundgesetze zugrunde gelegt.

$$\text{Beton M 65 K: } \tau_{(x)} = 1,72 + 620 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} + 3,76 \cdot s^{0,08}(x) \quad (4.36)$$

$$\text{Beton M 105 KS: } \tau_{(x)} = 2,86 + 1030 \cdot \frac{ds_p(x)}{dx} + 8,92 \cdot s^{0,08}(x) \quad (4.37)$$

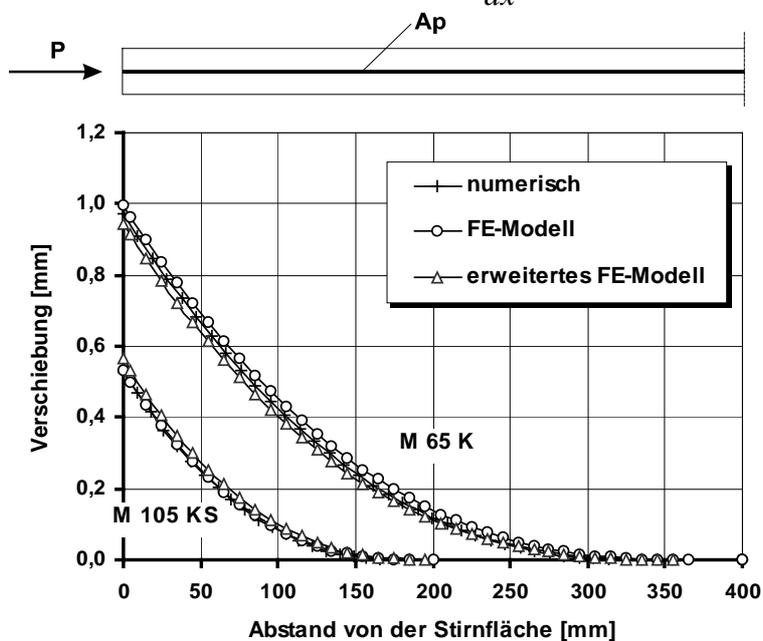


Bild 4.25: Verlauf der Verschiebung zwischen Spannstahl und Beton bei der Spannkrafteinleitung nach analytischen und numerischen Verfahren

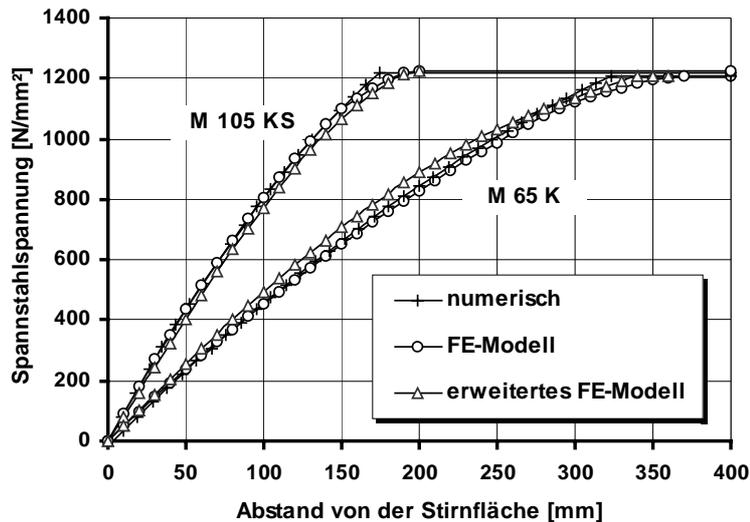


Bild 4.26: Verlauf der Spannstahlspannung bei der Spannkrafteinleitung nach analytischen und numerischen Verfahren

Der Vergleich der Ergebnisse nach dem FE-Modell mit den numerischen Berechnungen (Bilder 4.25 und 4.26) ergibt ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Da die Abweichungen kleiner als 1,5 % sind, kann davon ausgegangen werden, daß durch das FE-Modell die Verbundspannungen entlang des Spannstahls zutreffend ermittelt werden können.

Zusätzlich sind auch die Ergebnisse aus dem erweiterten FE-Modell für eine 2,5-fache Betondeckung der Litzen dargestellt. Die größeren Abweichungen ergeben sich daraus, daß die Verbundgesetze nach den Gleichungen 4.36 und 4.37 nicht direkt eingegeben werden können, sondern aus dem Zusammenwirken mit dem Betonzugring resultieren. Da das lokale Verbundverhalten dabei mit den Verbundgesetzen näherungsweise übereinstimmt (Bilder 4.20 bis 4.22 und 3.38 bis 3.40), können auch diese Ergebnisse mit den numerischen Berechnungen verglichen werden. Im Rahmen der Streuungen des gemessenen Verbundverhaltens wird deutlich, daß auch mit dem erweiterten FE-Modell das Verbundverhalten im Spannkrafteinleitungsbereich wirklichkeitsnah abgebildet wird.

Insgesamt ergibt sich eine gute Übereinstimmung, so daß durch das FE-Modell das Verbundverhalten sowohl im Reißbereich als auch im Spannkrafteinleitungsbereich zutreffend abgebildet wird. Zusätzlich kann durch das erweiterte FE-Modell der Spannungs- und Dehnungszustand der Betondeckung im Spannkrafteinleitungsbereich ermittelt werden.

5 Spannkrafteinleitungsversuche

5.1 Allgemeine Vorbemerkungen

Mit den durchgeführten 18 Spannkrafteinleitungsversuchen soll das Verhalten im Übertragungsbereich der Vorspannkraft bei Fertigteilen aus hochfestem Beton untersucht werden. Bei sofortigem Verbund wird die Übertragung der Vorspannkraft auf den Beton durch das spannungs- und verschiebungsabhängige Verbundverhalten der Spannstähle bestimmt, das in Abschnitt 3 beschrieben wird. Im Mittelpunkt der Untersuchungen in Anlehnung an [17] stehen daher das Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung, die Übertragungslänge der Vorspannkraft und die Rißentwicklung im Übertragungsbereich. Um den Einfluß der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten bei den verschiedenen Betonsorten zu ermitteln, wurden hochfeste Betonsorten mit und ohne Silikastaub sowie zum Vergleich normalfester Beton zur Herstellung der Versuchskörper verwendet. Zusätzlich wurden systematisch die Betondeckung ($c = 1,5 \varnothing$ bis $3,0 \varnothing$, $\varnothing =$ Nenndurchmesser) und der lichte Abstand s der Spannstähle variiert.

Zur Untersuchung des Übertragungsbereichs wurden zunächst zwölf Spannkrafteinleitungskörper mit rechteckigem Querschnitt aus hochfestem Beton im Spannbett mit den von den Fertigteilherstellern bevorzugten 0,5“-Litzen vorgespannt. Wie Bild 5.1 verdeutlicht, können damit die Beanspruchungsverhältnisse im Übertragungsbereich eines Spannbettträgers abgebildet werden.

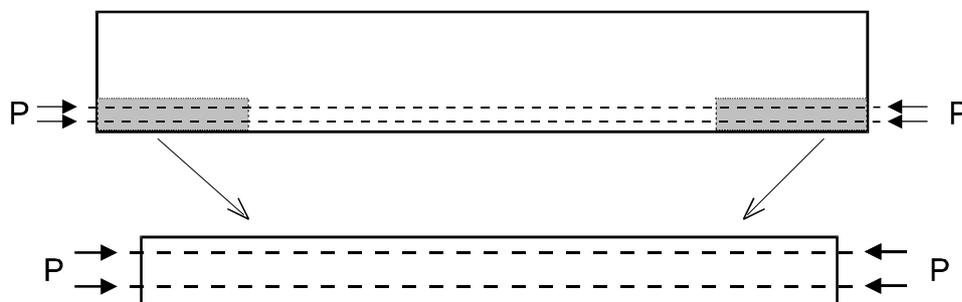


Bild 5.1: Spannkrafteinleitungskörper als Modell des Übertragungsbereichs

Zur Überprüfung der Ergebnisse bei den Spannkrafteinleitungskörpern, insbesondere zu den Mindestabmessungen zur rißfreien Spannkrafteinleitung bei mehr als zwei Litzen in einer Lage, wurden zusätzlich drei Spannbettbalken mit vier 0,5“-Litzen in einer Lage untersucht. Zwei Balken wurden aus den selben hochfesten Betonsorten wie die Spannkrafteinleitungskörper und ein dritter Balken zum direkten Vergleich aus normalfestem Beton hergestellt. Um das Verhalten bei gerippten Spanndrähten zu untersuchen, wurden an drei weiteren Balken mit ansonsten gleichen Verhältnissen Spannkrafteinleitungsversuche mit Spanndrähten $\varnothing 12$ mm durchgeführt.

Eine Übersicht der Versuchsparameter befindet sich auf der Seite B 1.

5.2 Beschreibung der Spannkrafteinleitungsversuche

5.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Für die erste Versuchsserie wurden zwölf Spannkrafteinleitungskörper mit einer Länge von 1,60 m hergestellt, um den Übertragungsbereich vollständig abzubilden. Die rechteckigen Querschnitte wurden entsprechend der zu erwartenden Festigkeit in Anlehnung an die zulässigen Betondruckspannungen der vorgedrückten Zugzone nach DIN 4227-1 [22] gewählt. Die Versuchskörper wurden im Spannbett mit zwei oder vier 0,5“-Litzen vorgespannt. Um eine Beeinflussung der Rißbildung auszuschließen, wurden die Versuchskörper ohne Betonstahlbewehrung hergestellt. Die Tafel B 1 und Bild B 37 geben eine Übersicht über die Querschnittsabmessungen und die Bewehrung der Spannkrafteinleitungskörper 1 bis 12.

Die zweite Versuchsserie bestand aus sechs Spannbettbalken der Länge $l = 3,60$ m. Zunächst wurden drei Balken mit Spanndrahtlitzen 0,5“ (Nenndurchmesser 12,5 mm) vorgespannt. Bei weiteren drei Balken bestand die Spannbewehrung aus geripptem Spannstahldraht $\varnothing 12$ mm. Um den Einfluß einer Bügelbewehrung auf die Rißbildung gezielt untersuchen zu können, wurden jeweils am linken Balkenende auf einer Länge von 25 cm bzw. 30 cm keine Bügel angeordnet, während jedes rechte Balkenende mit zwei-schnittigen Bügeln $\varnothing 10/10$ cm bewehrt war. In Bild 5.2 sind die Abmessungen und die Bewehrung der Versuchsbalken 5 bis 10 dargestellt.

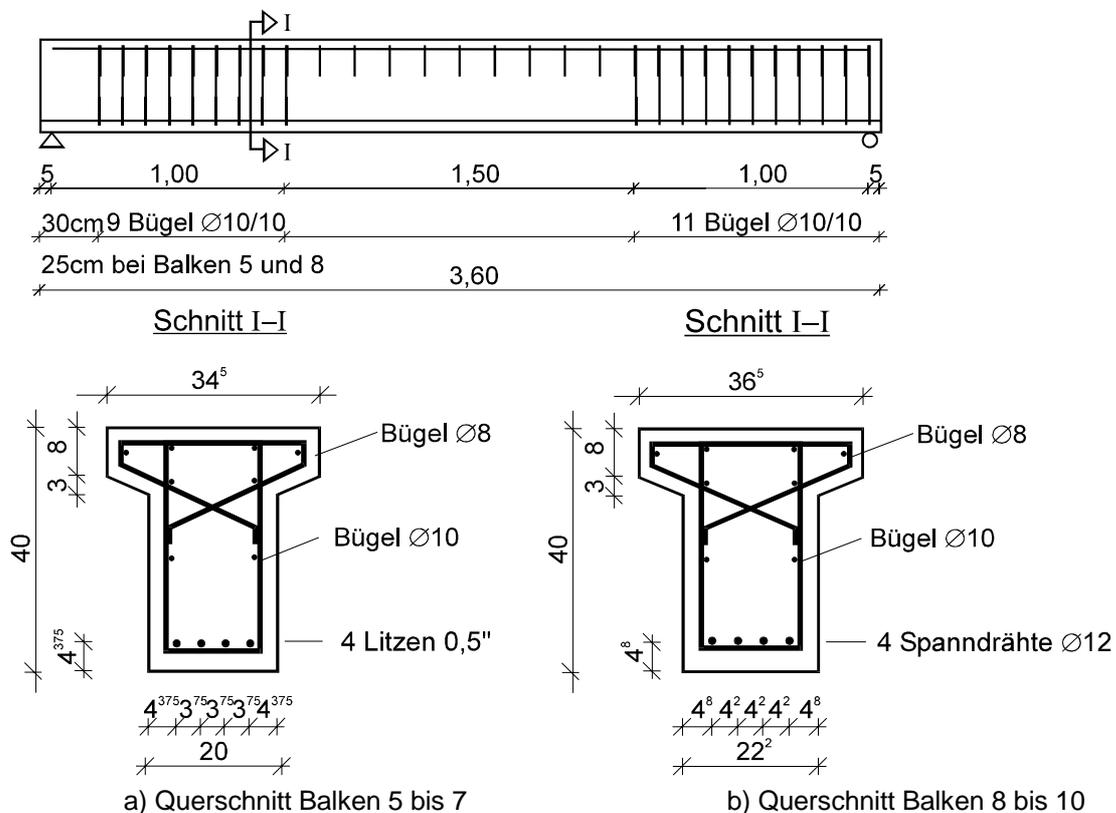
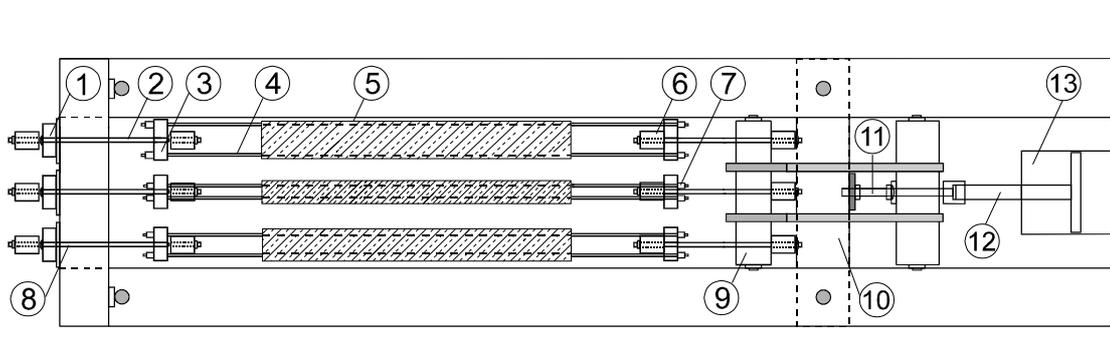


Bild 5.2: Abmessungen und Bewehrung der Balken 5 bis 10

Die Spannkrafteinleitung erfolgte in dem geschlossenen Prüfraumen einer liegenden Zugprüfmaschine, wodurch die Verhältnisse im Spannbett zutreffend nachvollzogen wurden. Durch eine Absetzspindel konnte der Spannweg der Spannstäbe bei der Herstellung der Versuchskörper bis zum Spannkrafteinleitungsversuch konstant gehalten werden. Nach dem Lösen dieser Verblockung wurde die Spannkraft durch einen hydraulischen Zugzylinder abgelassen. Hierbei wurde die Spannkraft über eine Zentrierung durch eine Kugelkalotte in ein bewegliches Spannjoch weitergeleitet, das wiederum die Zugkraft über ein gelenkiges Umsetzgehänge gleichmäßig an die Spannstahebewehrung abgab. Die einwirkende Kraft der Spannstäbe wurde durch Druckmeßdosen am festen Querjoch gemessen (Bild 5.3). Um Zwängungen auszuschließen, wurde zwischen Versuchskörper und Schalboden eine Zwischenlage aus Hartschaumplatten oder doppelter Folie angeordnet und die Lage von der Herstellung bis zum Versuchsende nicht verändert.



Versuchsaufbau für die Versuchskörper 1 bis 9 mit zwei Litzen

- | | |
|--|--|
| 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 Absetzspindel auf Kugelkalotte |
| 5 Spannkrafteinleitungskörper (L = 160 cm) | 12 Zugstange |
| 6 Umsetzgehänge | 13 Hydraulischer Zugzylinder (2000 kN) |
| 7 Spannanker | |

Bild 5.3: Versuchsaufbau der Spannkrafteinleitungskörper - Prüfraumen und Belastungseinrichtung

Zur gezielten Untersuchung der Betondeckung wurden bei den Spannkrafteinleitungskörpern 1 bis 9 mit zwei Litzen jeweils drei Versuchskörper aus der gleichen Betonmischung mit unterschiedlichen Querschnittsabmessungen gleichzeitig geprüft. Bei den übrigen Spannkrafteinleitungskörpern 10 bis 12 mit vier Litzen wurde wegen der begrenzten Prüfkraft jeweils nur ein Körper vorgespannt.

Für die Spannbettbalken 5 bis 10 wurde der in Bild 5.3 dargestellte Prüfraumen verlängert. Die Spannkrafteinleitung erfolgte wie bei den Spannkrafteinleitungskörpern.

5.2.2 Baustoffe

Zum direkten Vergleich mit den Ergebnissen der durchgeführten Pull-Out Versuche wurden die Versuchskörper aus den Betonsorten M 65 K, M 105 KS, und M 105 BS mit der gleichen Zusammensetzung nach Tafel A 2 hergestellt.

Zur Ermittlung der Betonfestigkeit wurden Erhärtungsprüfungen zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung nach 24 Stunden sowie bei den Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton nach drei Tagen an je drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm und je drei Spaltzugzylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm durchgeführt. Die Prüfkörper für die Erhärtungsprüfung wurden unter den gleichen Bedingungen wie die Versuchskörper gelagert. Für die Güteprüfung nach 28 Tagen wurden je drei Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm entsprechend DIN 1048, Teil 1 [19], gelagert. Die Tafeln B 3 und B 4 enthalten die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der Spannkrafteinleitungskörper und der Spannbettbalken.

Die Spannstahlbewehrung der Spannkrafteinleitungskörper und der Balken 5 bis 7 bestand aus kaltgezogenen Spanndrahtlitzen 0,5“ (Nenndurchmesser 12,5 mm, St 1570/1770). Die Balken 8 bis 10 wurden mit vergütetem, gerippten Spannstahldraht \varnothing 12 mm (St 1420/1570) vorgespannt. Die Materialeigenschaften des verwendeten Spannstahls sind in Tafel B 5 zusammengestellt.

Für die Bügel- und schlaffe Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500/550) verwendet.

5.2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden im Prüfraumen gemäß Bild 5.3 betoniert. Um eine größtmögliche Maßgenauigkeit bei der Herstellung der Spannkrafteinleitungskörper sicherzustellen, wurde eine Stahlschalung verwendet. Bei den Spannbettbalken wurde eine Holzschalung aus kunststoffbeschichtetem wasserfestem Sperrholz eingesetzt. Zum maßgenauen Einbau wurden die Spannstähle in Lochschablonen verankert und vorgespannt. Um eine symmetrische und zentrische Bewehrungsanordnung während des Erhärtens sicherzustellen, wurde die Schalung mit Meßlehren an der vorgespannten Bewehrung ausgerichtet, mit Stellschrauben höhenjustiert und an den Stirnschalungen seitlich fixiert. Der Betoniervorgang erfolgte liegend in einem Arbeitsgang, wobei der Beton lagenweise in die Schalung eingebracht und mit einem Flaschenrüttler sorgfältig verdichtet wurde.

Die Lagerung fand bei einer gleichmäßigen Raumtemperatur von etwa 22° C und einer Luftfeuchtigkeit von 50 - 60 % in der Institutshalle statt. Die Seitenschalungen wurden einen Tag nach der Herstellung entfernt. Bis zum Versuch wurden die Versuchskörper mit einer Kunststoffolie abgedeckt. Die Vergleichskörper zur Ermittlung der Schwind- und Temperaturdehnungen wurden unter den gleichen Bedingungen wie die Versuchskörper gelagert.

5.2.4 Meßverfahren und Meßwerterfassung

Die Messung der Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich erfolgte kontinuierlich während des Versuchs mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) mit einer Meßbasis von 20 mm an zwei gegenüberliegenden Meßstrecken auf den Seitenflächen der Versuchskörper. Um den Verlauf der Betondehnungen im Einleitungsbereich vollständig zu erfassen, wurden sechs DMS je Seite und Körperende angeordnet. Der erste DMS der Meßstrecke wurde 20 mm hinter der Stirnfläche am Anfang der Eintragungslänge fixiert. Die Abstände der folgenden vier DMS variierten entsprechend der zu erwartenden Eintragungslänge zwischen 50 mm und 170 mm. Ein weiterer DMS jeder Meßstrecke wurde in größerem Abstand angeordnet, um die Betondehnungen außerhalb der Eintragungslänge zu erfassen (Bild 5.4). Zur Kompensation von Schwind- und Temperaturdehnungen wurden gleichzeitig unbewehrte Vergleichskörper mit jeweils demselben Querschnitt wie die Versuchskörper hergestellt. Zusätzlich wurden Vergleichsmessungen an einem Körper aus nicht mehr schwindendem Beton durchgeführt. Zur Kontrolle der Meßwerte aus den DMS wurden bei jeder Stufe der eingeleiteten Vorspannkraft die Betondehnungen im Bereich zwischen den Eintragungslängen mit induktiven Messungen mit einer Meßbasis von jeweils 500 mm erfaßt.

Die Verschiebung jedes Spannstahls an den Enden der Versuchskörper wurde durch induktive Wegaufnehmer gemessen, welche die Verschiebung gegenüber den Stirnflächen kontinuierlich erfaßten. Diese Wegaufnehmer wurden mit Dreipunkthaltern 9 mm hinter den Stirnflächen punktförmig auf den Spannstählen fixiert. Durch eine Befestigung der Meßhalter über Kugelgelenke auf den Spannstählen und der Anordnung der induktiven Wegaufnehmer in der Ebene von je zwei Spannstählen konnte durch die Auswertung der Verschiebungsebene die Verschiebung in der Spannstahlachse genau bestimmt werden (Bild 5.4).

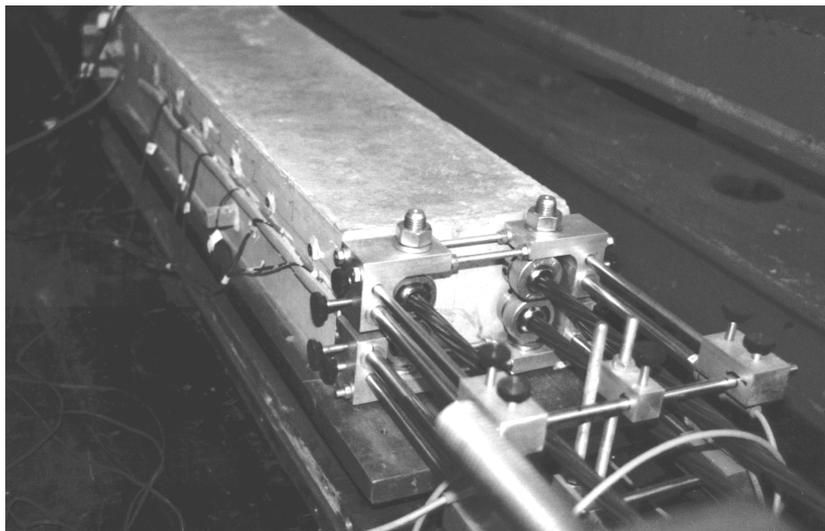


Bild 5.4: Meßanordnung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Die Kontrolle der eingeleiteten Spannkraft erfolgte über Druckmeßdosens (Bild 5.3).

Zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens wurden die Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich mit den Dehnungsmeßstreifen und die Verschiebungen der Spannstähe durch die induktiven Wegaufnehmer bis zum Ausbau der Versuchskörper gemessen. Die Messungen erfolgten in der Regel 24 Stunden, 5 Tage, 13 Tage und 27 Tage nach dem Spannkrafteinleitungsversuch.

Alle elektrischen Meßsignale wurden während des Versuchs kontinuierlich elektronisch aufgezeichnet. Die Meßwerte der induktiven Messungen mit 500 mm Meßbasis wurden bei den vorgesehenen Belastungsstufen protokolliert. Neben diesen elektronischen und mechanischen Meßwerterfassungen wurde für die spätere Auswertung die Ribbildung der Versuchskörper nach jeder Belastungsphase aufgenommen.

5.2.5 Belastungsgeschichte

Entsprechend den üblichen Herstellbedingungen und der hohen Frühfestigkeit wurden die Spannkrafteinleitungskörper und die Balken aus hochfestem Beton bereits 24 Stunden nach der Herstellung vorgespannt. Bei Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton erfolgte die Spannkrafteinleitung wegen der langsameren Erhärtung nach drei Tagen.

Die Spanndrahtlitzen $\varnothing 12,5$ mm wurden entsprechend der zulässigen Spannung im Spannbett nach DIN 1045-1[18] von $\sigma_{0,max} = 1350 \text{ N/mm}^2 (= 0,9 \cdot f_{p0,1k})$ vorgespannt (Tafel B 2). Hierdurch ergab sich eine Vorspannkraft je Litze von rund 125 kN. Die Vorspannkraft der gerippten Spanndrähte $\varnothing 12$ mm wurde zum direkten Vergleich des Verhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich wie bei den Litzen mit rund 125 kN gewählt. Damit liegt die gewählte Spannbettvorspannung mit 1100 N/mm^2 um 9 % unter der zulässigen Vorspannung nach DIN 1045-1 von $\sigma_{0,max} = 1215 \text{ N/mm}^2 (= 0,9 \cdot f_{p0,1k})$.

Die Vorspannkraft der Spannstähe wurde in je 10 Laststufen jeweils gleichzeitig innerhalb einer Stunde lastgesteuert eingeleitet. Hierbei wurde zunächst die Absetzspindel durch Aufbringen einer Zugkraft des Hauptzugzylinders gelöst (Bild 5.3). Anschließend wurde die äußere Zugkraft entsprechend der Vorspannkraft unmittelbar vor dem Betonieren eingestellt. Hierdurch wurden die eingetretenen Temperatur- und Schwindverformungen ausgeglichen. Der Beton war dann bei vernachlässigbar geringen Relaxationsverlusten des Spannstahls spannungslos und es wurden keine Kräfte vom Spannstahl auf den Beton übertragen. Die Vorspannkraft wurde anschließend in 10 Stufen innerhalb einer Stunde gleichzeitig eingeleitet bis keine äußere Zugkraft mehr vorhanden war.

Entsprechend den in Abschnitt 6 beschriebenen Zugkörperversuchen wurde 14 Tage nach der Herstellung bei den Spannkrafteinleitungskörpern 2, 5, 8 und 10 bis 12 die äußere Zugkraft an den Litzen zunächst bis zur Laststufe der Dekompression und anschließend bis zur Zugribbildung gesteigert, um das Verbundverhalten bei einer Verschiebungsumkehr und bei Verhältnissen wie im Verankerungsbereich mit Biegerissen zu untersuchen. Anschließend wurden die Versuchskörper vollständig entlastet.

5.3 Ergebnisse der Spannkrafteinleitungsversuche

5.3.1 Vorbemerkungen

Zunächst wird der Zusammenhang zwischen dem Verbundverhalten, der Übertragungslänge der Vorspannkraft und der Verschiebung zwischen Spannstahl und Beton erläutert. Nach dem Lösen der Verankerung im Spannbett wird die Vorspannung von den Spannstählen in den Beton eingeleitet, so daß sich im Bereich der Übertragungslänge ein Gleichgewicht zwischen der eingeleiteten Spannkraft und den Verbundspannungen einstellt. Entsprechend Abschnitt 3.7 kann das Verbundverhalten mit den drei Anteilen der Verbundwirkung nach den Gleichungen 3.4 bis 3.6 beschrieben werden.

Bei einem rein starr-plastischen Verbundverhalten, das dem konstanten Anteil der Verbundspannung $\tau = C_1$ entspricht, wächst die gleichgewichtshaltende Verbundkraft im gleichen Verhältnis wie die Übertragungslänge proportional zur eingeleiteten Vorspannkraft an. In Bild 5.5 sind die dazugehörigen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft für verschiedene Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt.

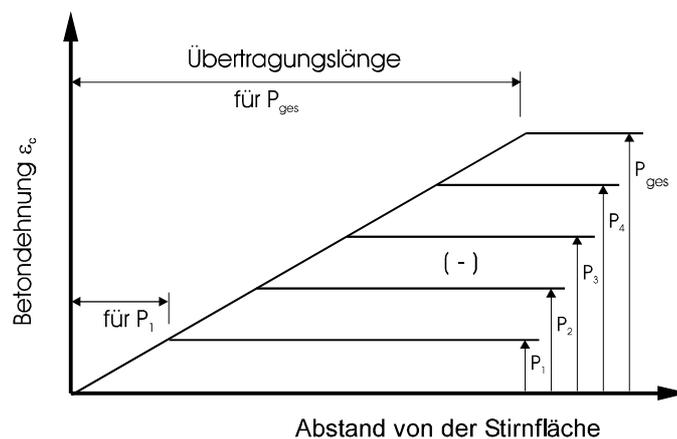


Bild 5.5: Betondehnungen im Übertragungsbereich ($\tau = C_1$)

Für eine konstante Verbundspannung ergibt sich ein linearer Zuwachs der Betondehnung, bis die Betondehnung ihren größten Wert bei vollständig eingeleiteter Spannkraft erreicht.

Bei Berücksichtigung des spannungsabhängigen Verbundverhaltens $\tau = C_2 \cdot \sigma_p$ ergeben sich bei der Spannkrafteinleitung durch die Spannungsverminderung der Spannstähle höhere Verbundspannungen (Bild 5.6). Der Gradient der Betondehnung, der dem Verlauf der Verbundspannung entspricht, wird daher mit zunehmender Spannkrafteinleitung größer. Die höchste Verbundspannung ergibt sich schließlich am Bauteilende entsprechend der Spannungsverminderung bei der vollständigen Spannkrafteinleitung.

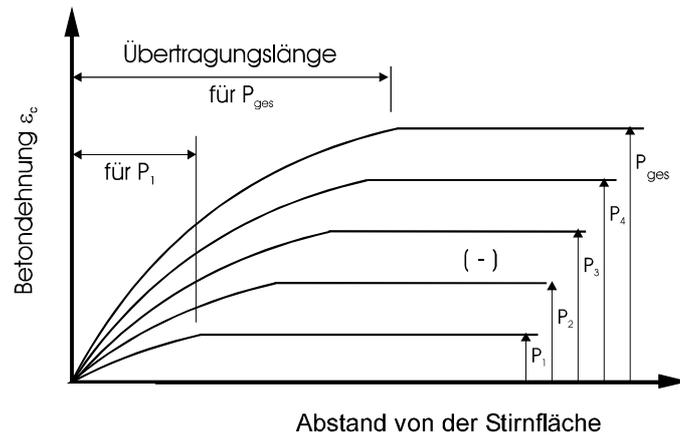


Bild 5.6: Betondehnungen im Übertragungsbereich ($\tau = C_1 + C_2 \cdot \sigma_P$)

Bei einem verschiebungsabhängigen Verbundverhalten erhöhen sich die Verbundspannungen $\tau = C_3 \cdot s^\alpha$ mit zunehmender Verschiebung. Am Ende der Übertragungslänge wird die Zunahme der Betondehnungen wegen der geringen Verschiebungen sehr klein, da hier entsprechend dem Potenzansatz für den verschiebungsabhängigen Verbund kleinere Verbundkräfte vorhanden sind. Der Betondehnungsverlauf geht daher stetig in die Horizontale des Größtwertes über (Bild 5.7).

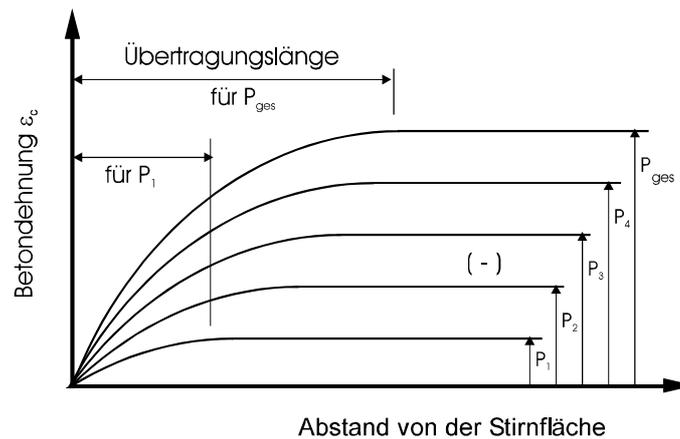


Bild 5.7: Betondehnungen im Übertragungsbereich ($\tau = C_3 \cdot s^\alpha$)

Da sich die größten Verschiebungen zwischen Spannstahl und Beton an der Stirnfläche des Bauteils ergeben (Bild 5.8), sind hier die verschiebungsabhängigen Verbundspannungen am höchsten. Der Anstieg der Betondehnungen ist daher am Anfang der Übertragungslänge am größten.

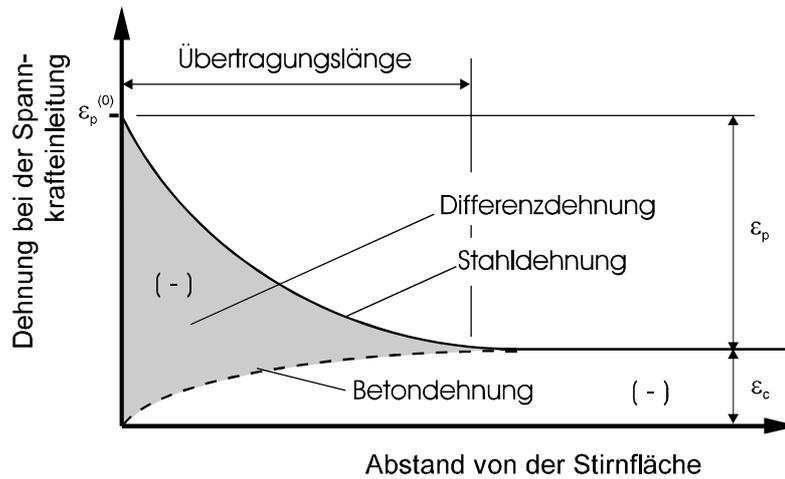


Bild 5.8: Dehnungsdifferenzen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft

Wegen des inneren Gleichgewichts entsprechen die Betondehnungen im Verhältnis der Steifigkeiten den Spannstahldehnungen und die Verschiebung an der Stirnfläche errechnet sich zu

$$\Delta s = \int_0^{l_{ep}} (\varepsilon_p - \varepsilon_c) \cdot dx = \frac{1 + \mu \cdot \alpha_p}{E_p} \cdot \int_0^{l_{ep}} \sigma_p \cdot dx. \quad (5.1)$$

Mit der mittleren Verbundspannung

$$\tau_{pm} = \frac{\sigma_p \cdot A_p}{U_p \cdot l_{ep}} \text{ und dem Völligkeitsbeiwert } \alpha_e = 2 \cdot \frac{\int_0^{l_{ep}} \varepsilon_c(x) \cdot dx}{\varepsilon_c \cdot l_{ep}}, \quad (5.2)$$

der den nichtlinearen Dehnungsverlauf nach Bild 5.8 infolge der spannungs- und verschiebungsabhängigen Verbundwirkung erfasst, ergibt sich der direkte Zusammenhang zwischen der mittleren Verbundspannung, der Übertragungslänge und der Verschiebung an der Stirnfläche der Versuchskörper zu

$$\Delta s = \alpha_e (1 + \mu \cdot \alpha_p) \cdot \frac{U_p}{E_p \cdot A_p} \cdot \frac{\tau_m}{2} \cdot l_{ep}^2. \quad (5.3)$$

Bei $\alpha_e = 1$ ist die Verbundspannung über die Übertragungslänge gemäß Bild 5.5 konstant. Bei $\alpha_e = 2/3$ ist der Verlauf gemäß einem rein verschiebungsabhängigen Verbundverhalten nach Bild 5.7 parabelförmig.

Durch die im Versuch ermittelte Übertragungslänge und der an der Stirnfläche gemessenen Verschiebung können daher mit den Gleichungen 5.2 und 5.3 die mittlere Verbundspannung und der Verlauf der Verbundspannung bestimmt werden.

Die Versuchsergebnisse werden nachfolgend anhand ausgewählter Versuche dargestellt und erläutert. Eine vollständige Dokumentation befindet sich im Anhang B.

5.3.2 Übertragungslänge der Vorspannkraft

Zur Ermittlung der Übertragungslängen der Vorspannkraft werden zunächst die elastischen Betondehnungen im Übertragungsbereich bei der Spannkrafteinleitung dargestellt. Hierbei werden die im Versuch gemessenen Betondehnungen der gegenüberliegenden Meßstrecken und die eingeleitete Spannkraft je Spannglied als Mittelwerte angegeben. Wegen der geringen Betondeckungen kann die Eintragungslänge näherungsweise mit der Übertragungslänge der Vorspannkraft gleichgesetzt werden und die Betondehnungen sind nach Bild 5.8 proportional zu den Spannstahldehnungen. In den Bildern 5.9 und 5.10 sind die Betondehnungen der Versuchskörper 11 und 12 für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung zu erkennen. Es wird deutlich, daß die Betondehnungen ausgehend von der Stirnfläche mit zunehmender Spannkrafteinleitung steiler ansteigen. Die mit zunehmender Spannkrafteinleitung ansteigenden Verbundspannungen erzeugen Sannungsverläufe im Beton, die den Bildern 5.6 und 5.7 mit spannungs- und verschiebungsabhängigen Anteilen der Verbundwirkung entsprechen.

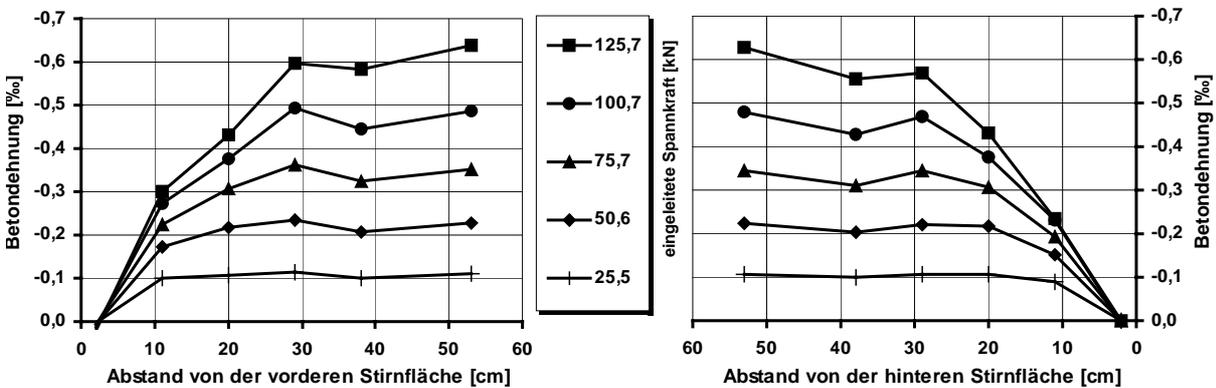


Bild 5.9 Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

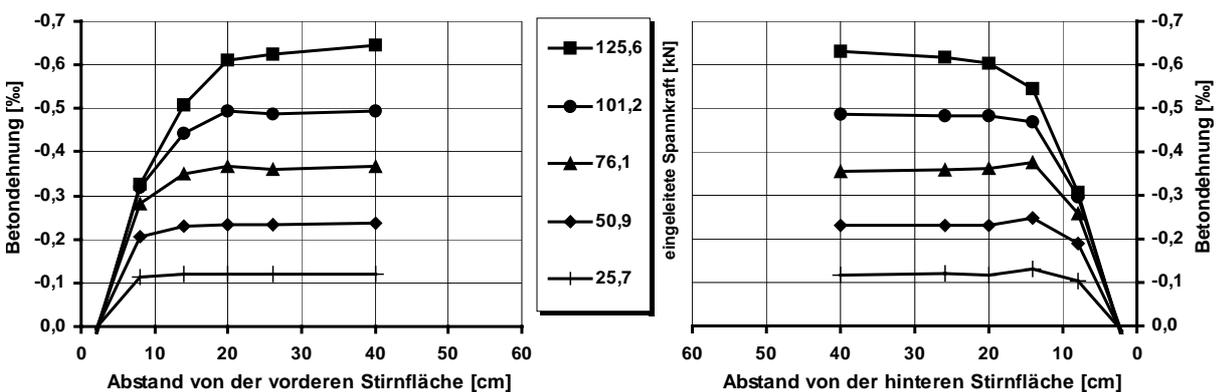


Bild 5.10: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

Da die Betondehnungen konstant bleiben, wenn keine Verbundspannungen übertragen werden, kann aus den in den Bildern 5.9 und 5.10 dargestellten Betondehnungsverläufen

fen die Übertragungslänge abgelesen werden. Aus den größeren Verbundspannungen bei der Betonsorte M 105 KS ergeben sich bei dem Versuchskörper 11 deutlich kleinere Übertragungslängen als beim Versuchskörper 12.

Die zeitabhängigen Betondehnungen aus dem Kriechen sind exemplarisch für den Versuchskörper 11 in Bild 5.11 dargestellt.

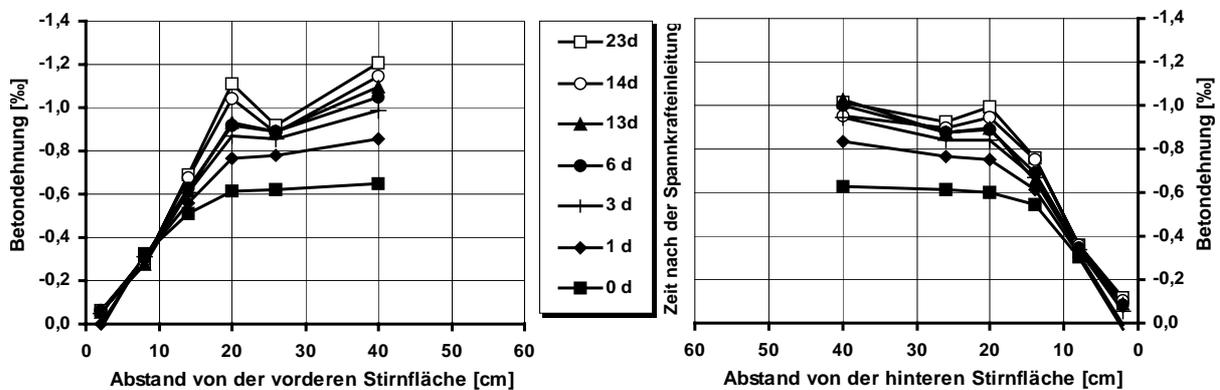


Bild 5.11: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 nach der Spannkrafteinleitung

Es ist zu erkennen, daß sich die Betondehnungen durch Kriechen vergrößern. Bei einem zeitlich unveränderten Betonspannungsverlauf würde die Kriechdehnung proportional zu den Betondehnungen nach der Spannkrafteinleitung anwachsen. Im Gegensatz dazu bleibt die gemessene Dehnung bis zu einem Abstand von $x = 10$ cm von der Stirnfläche näherungsweise unverändert, während anschließend deutliche Kriechverformungen zu erkennen sind. Hieraus kann gefolgert werden, daß im Abstand $x = 10$ cm die Zunahme der Dehnungen infolge von Kriechverformungen durch eine gleichzeitige Verminderung der Betonspannungen ausgeglichen wird. Der Verlauf der Verbundspannungen verändert sich daher von einem parabelförmigen Verlauf mit der Zeit zu einem linearen Verlauf entsprechend einer konstanten Verbundspannung gemäß Bild 5.5. Offensichtlich kommt es zu einer Umlagerung der Verbundspannungen aus dem höher beanspruchten Bereich am Anfang der Übertragungslänge in den zunächst gering beanspruchten Bereich am Ende der Übertragungslänge, ohne daß sich die Übertragungslänge wesentlich vergrößert.

5.3.3 Verschiebungsverhalten der Spannstähle

Beim Einleiten der Vorspannung treten im Übertragungsbereich Dehnungsdifferenzen zwischen den Spannstählen und dem Beton gemäß Bild 5.8 auf, die sich zum Bauteilende hin aufsummieren. Zum Vergleich der Auswirkungen der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten sind in den Bildern 5.12 und 5.13 die Verschiebungen jeder Litze bei der Spannkrafteinleitung für die Versuchskörper 11 und 12 dargestellt. Hierbei werden die Verschiebungen an der Stirnfläche aus den während der Versuchsdurchführung aufgenommenen Meßwerte in der Litzenachse unter Berücksichtigung der

elastischen Spannstahldehnungen bis zur Meßhalterbefestigung errechnet. Es ist deutlich der nichtlineare Anstieg mit zunehmender Spannkrafteinleitung und anwachsender Übertragungslänge gemäß Gleichung 5.3 zu erkennen.

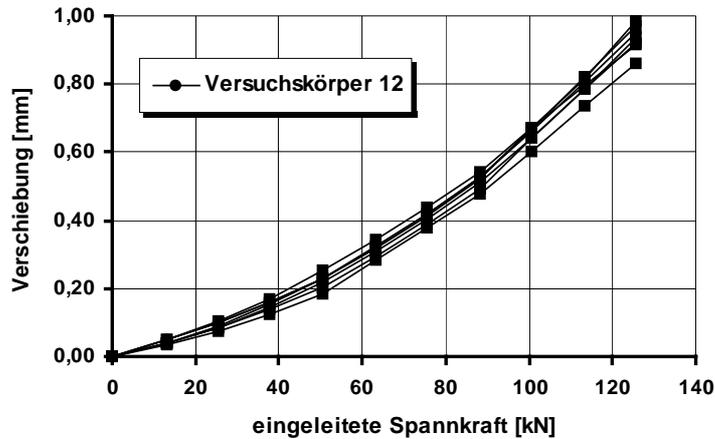


Bild 5.12: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Versuchskörper 12 aus M 65 K

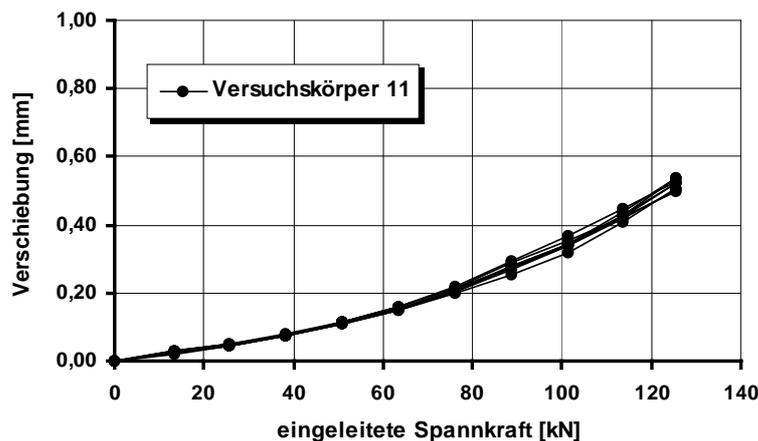


Bild 5.13: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Versuchskörper 11 aus M 105 KS

Der Vergleich zeigt den Einfluß der Betonrezeptur auf die Spannstahlverschiebungen. Gegenüber dem Beton M 65 K ergeben sich beim Beton M 105 KS mit Silikastaub durch die höhere Verbundfestigkeit nur etwa halb so große Verschiebungen.

Insgesamt betragen die Verschiebungen an den Stirnseiten der Versuchskörper ohne sichtbare Rißbildung bei der Betonsorte M 65 K ohne Silikastaub zwischen 0,84 mm und 1,14 mm. Im Unterschied dazu ergeben sich bei den Betonsorten M 105 KS und M 105 BS mit Silikastaub deutlich geringere Verschiebungen zwischen 0,47 mm und 0,71 mm.

Die zeitabhängigen Verschiebungen sind in Bild 5.14 für den Versuchskörper 11 dargestellt. Der geringfügige Verschiebungssprung nach 14 Tagen im Vergleich zu den

Verschiebungen nach 13 Tagen resultiert aus dem Aufbringen einer äußeren Last an den Litzenenden und dem anschließenden Entlasten. Da die querpressungsabhängigen Verbundspannungen der Litzen nach dem in Abschnitt 4 beschriebenen Schraubenmodell von der Bettungsreaktion des umgebenden Betons abhängen, ergibt sich eine Verminderung der Verbundkräfte, wenn sich der Beton durch Kriechen infolge der Querpressungen verformt (Verbundkriechen) und es kommt zu einer Zunahme der Verschiebungen.

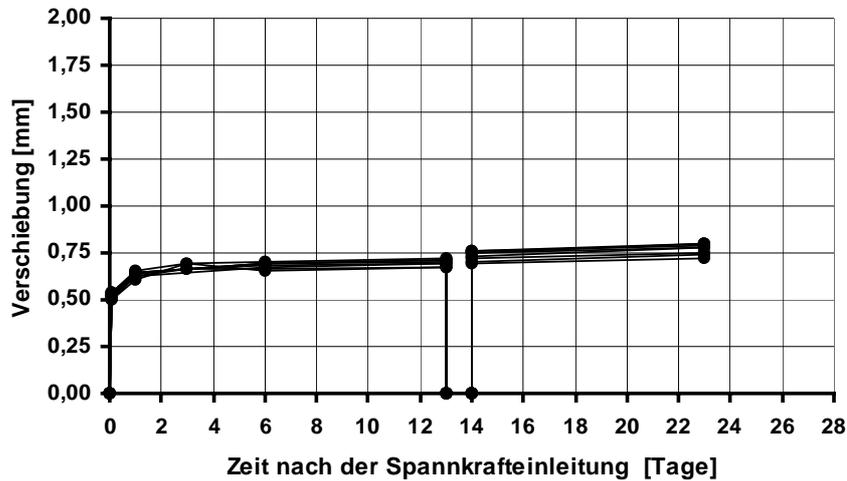


Bild 5.14: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS bis 23 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Entsprechend dem Kriechverhalten wachsen die Verschiebungen im jungen Beton zunächst rasch an. Mit fortschreitender Zeit nehmen die Kriechverformungen immer langsamer zu. In Bild 5.15 sind die Verschiebungen über eine logarithmische Zeitachse aufgetragen. Es wird deutlich, daß sich hieraus ein nahezu linearer Verschiebungsverlauf entsprechend einer logarithmischen Kriechfunktion für Beton ergibt.

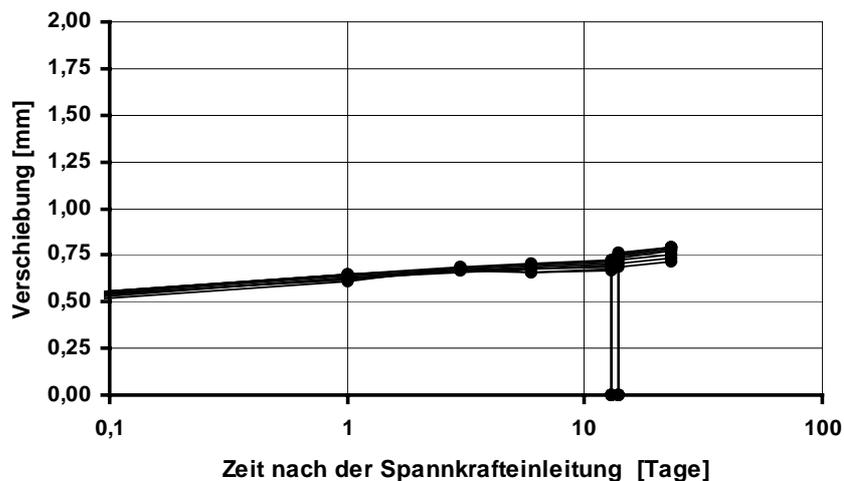


Bild 5.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper 11 (logarithmische Darstellung)

Zum Vergleich ist in dem Bild 5.16 das gemessene zeitabhängige Verschiebungsverhalten nach der Spannkrafteinleitung in drei Tage altem normalfesten Beton für Litzen und für gerippte Spanndrähte gegenübergestellt.

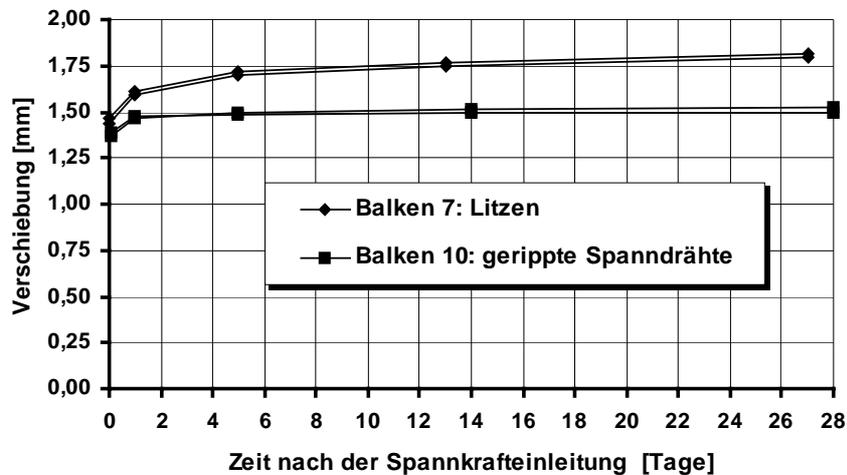


Bild 5.16: Zeitabhängige Verschiebungen der äußeren Spannstähle an den Stirnflächen der verbügelten Enden bei Balken 7 und 10 aus M 45 K

Es wird deutlich, daß die zeitabhängigen Verschiebungen bei den gerippten Spanndrähten wesentlich geringer sind als bei den Litzen. Ursächlich hierfür ist der Scherverbund, der weniger durch Kriechen des Betons beeinflusst wird als das querpressionsabhängige Verbundverhalten der Litzen.

5.3.4 Rißentwicklung im Übertragungsbereich

Im Übertragungsbereich wachsen die Verbundkräfte durch den spannungs- und verschiebungsabhängigen Anteil der Verbundwirkung bei zunehmender Spannkrafteinleitung an. Die höchste Verbundspannung und damit die größten Beanspruchungen der Betondeckung ergeben sich somit an den Bauteilenden. Bei einer geringen Betondeckung ist deshalb zu erwarten, daß die Sprengkräfte bei zunehmender Spannkrafteinleitung nicht mehr aufgenommen werden können. Ausgehend vom Bauteilende bilden sich Sprengrisse, die solange fortschreiten, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand mit der eingeleiteten Vorspannkraft einstellt. Entsprechend der geringen Festigkeit des bis außen gerissenen Zugrings können dann nur noch geringe Verbundkräfte im gerissenen Bereich übertragen werden (Bild 4.12). Es ist zu erwarten, daß die Übertragungslänge sprunghaft größer wird, wenn keine Querbewehrung vorhanden ist.

Als Beispiel hierfür sind in Bild 5.17 und Bild 5.18 die Betondehnungen der Versuchskörper 2 und 3 dargestellt. Die Versuchskörper aus Beton M 105 KS unterscheiden sich lediglich durch die Querschnittsausbildung (Betondeckung 2,5 Ø und 2,0 Ø, Ø = Nenndurchmesser der Litzen = 12,5 mm).

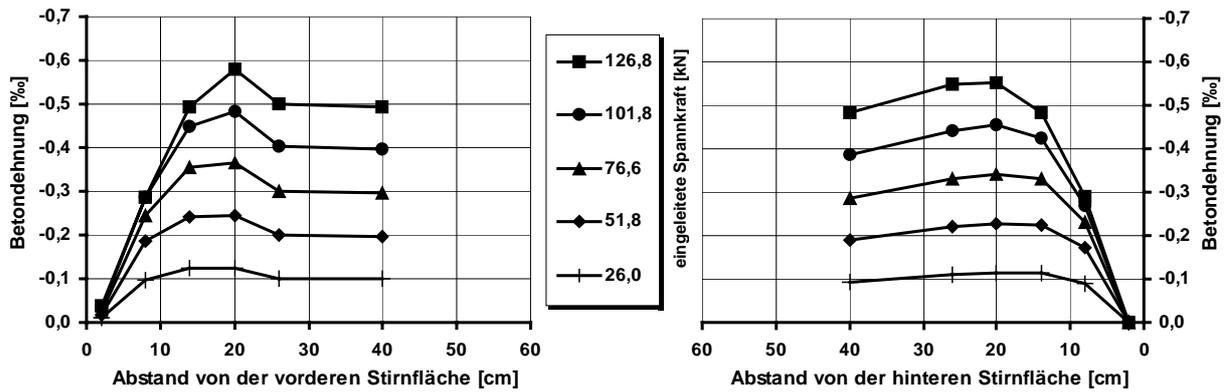


Bild 5.17: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 2 ($c = 2,5 \text{ Ø}$)

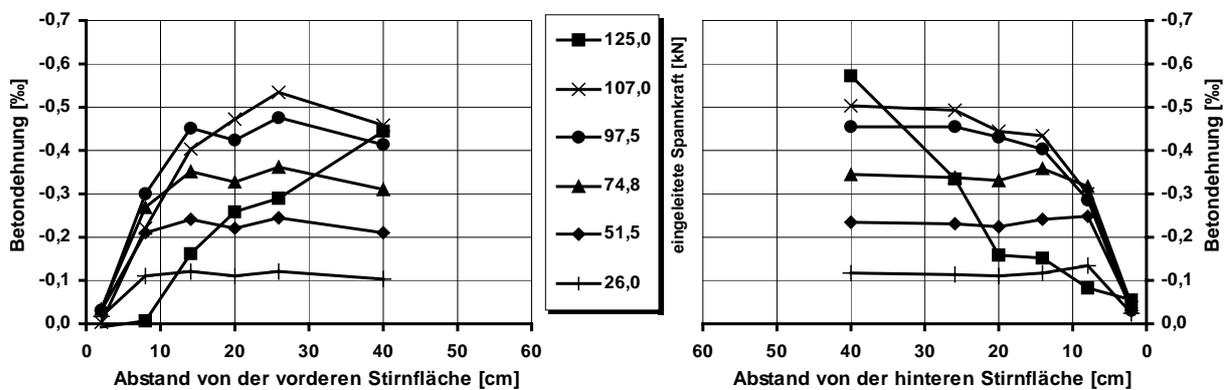


Bild 5.18: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 3 ($c = 2,0 \text{ Ø}$)

Offenbar reichte die Betondeckung des Versuchskörpers 3 von $c = 2,0 \text{ Ø}$ bereits bei der Laststufe 107 kN nicht mehr aus, um die anwachsende Verbundspannung vollständig aufzunehmen, da die Betondehnungen am Anfang der Übertragungslänge wieder abnahmen. Die Verbundspannungen konnten sich hierbei noch ohne eine sichtbare Sprengrißbildung umlagern. An dem zunächst deutlich flacheren Anstieg der Betondehnung bei der letzten Stufe der Spannkrafteinleitung sind die geringeren Verbundspannungen infolge einer Sprengrißbildung zu erkennen.

Neben der Betondeckung wird die Sprengrißbildung durch den Abstand der Litzen untereinander beeinflusst. Während bei dem Versuchskörper 11 eine Betondeckung von $c = 2,5 \text{ Ø}$ ausreichend war, um die Spannkraft ohne Sprengrißbildung einzuleiten, bildeten sich bei Versuchskörper 10 mit der gleichen Betondeckung zunächst am vorderen Ende und einen Tag nach der Spannkrafteinleitung auch am hinteren Ende Sprengrisse. Die Versuchskörper unterschieden sich lediglich durch die Querschnittsabmessungen mit unterschiedlichen Abständen der Litzen. Bei dem geringeren lichten Abstand von $s = 2,0 \text{ Ø}$ war die Betondeckung $c = 2,5 \text{ Ø}$ offensichtlich nicht

ausreichend, so daß sich die Übertragungslänge durch die Sprengrißbildung deutlich vergrößerte (Bild 5.19).

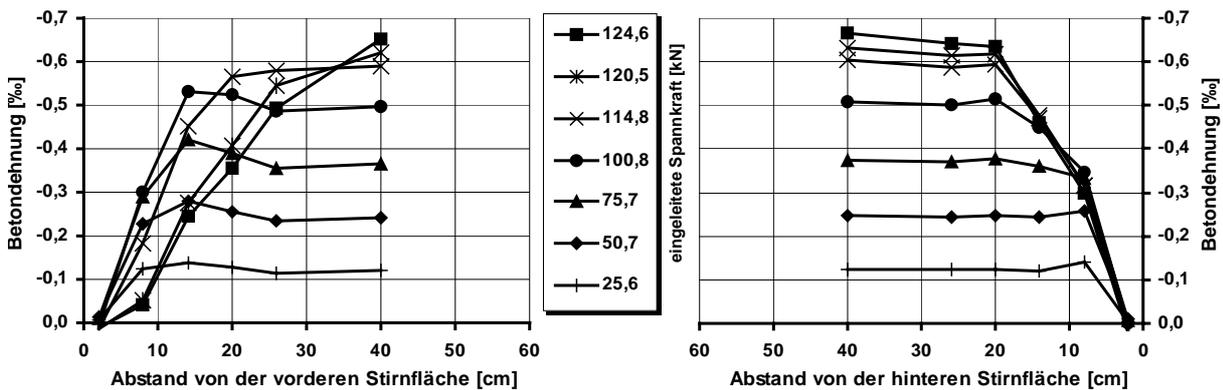


Bild 5.19: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 10 ($s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

Eine Übersicht der Sprengrißbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s der 0,5“-Litzen bei den Spannkrafteinleitungskörpern zeigt Bild B 37. Insgesamt ergibt sich, daß eine Betondeckung von $c = 1,5 \text{ Ø}$ bzw. $c = 2,0 \text{ Ø}$ keinesfalls ausreicht, um die Sprengkräfte aus den zulässigen Vorspannkraften der 0,5“-Litzen nach [18] im Einleitungsbereich rißfrei aufzunehmen. Auch der gegenseitige lichte Abstand der Litzen muß begrenzt werden, wie die Körper 8 und 10 mit einer Betondeckung von $c = 2,5 \text{ Ø}$ zeigen.

Um die gegenseitige Beeinflussung bei mehr als zwei Spannstählen in einer Lage und die Auswirkungen einer Bügelbewehrung auf die Rißbildung zu ermitteln, werden nachfolgend die Ergebnisse der Versuchsbalken 5 bis 7 mit vier Litzen ($c = 3,0 \text{ Ø}$) und 8 bis 10 mit vier gerippten Spanndrähten ($c = 3,5 \text{ Ø}$) dargestellt.

Die Betondehnungen während des Spannkrafteinleitungsversuchs werden zunächst für den Balken 5 am unverbügelt und verbügelt Balkenende gegenübergestellt (Bild 5.20). Die Dehnungen erreichen aufgrund der geringeren Betonspannungen in Höhe der Spannstähle geringere Werte als bei den Spannkrafteinleitungskörpern. Der Verlauf der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 1 entspricht insbesondere am verbügelt Balkenende annähernd dem Verlauf bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS (Bild 5.10). Es kann daher davon ausgegangen werden, daß mit den Spannkrafteinleitungskörpern die Übertragungslängen von Spannbettfertigteilen zutreffend ermittelt wurden.

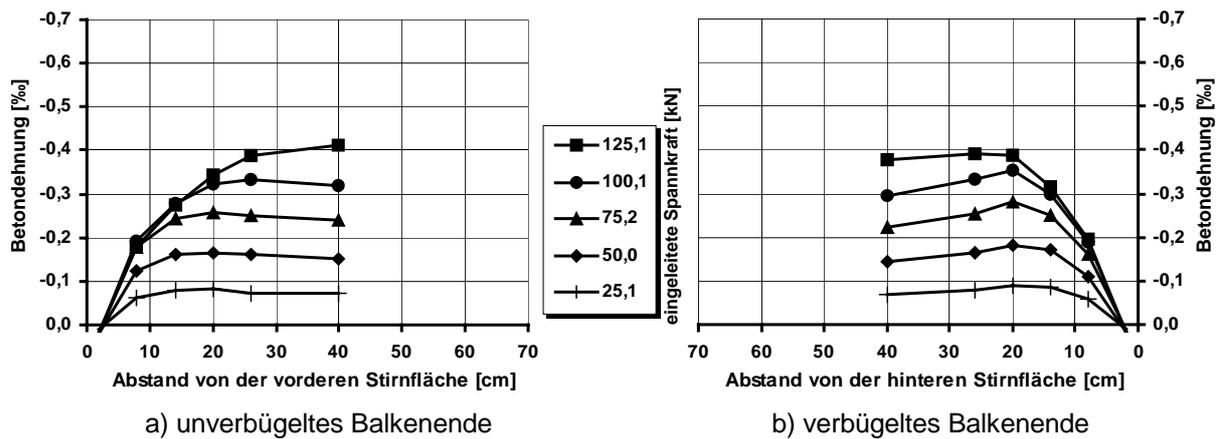


Bild 5.20: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 5 aus M 105 KS (Litzen: $s = 2,0 \text{ } \emptyset$, $c = 3,0 \text{ } \emptyset$)

In Bild 5.21 sind die während des Spannkrafteinleitungsversuchs gemessenen Verschiebungen der äußeren Spannstäbe an den Stirnflächen dargestellt.

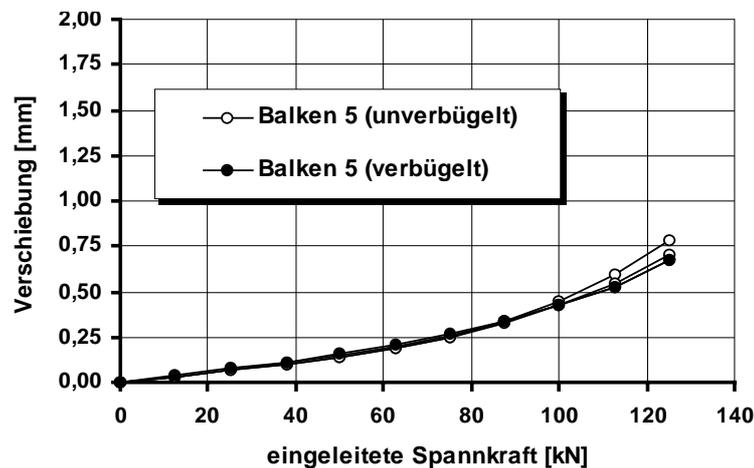


Bild 5.21: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 5 aus M 105 KS ($s = 2,0 \text{ } \emptyset$, $c = 3,0 \text{ } \emptyset$)

Es wird deutlich, daß die Verschiebungen insbesondere am unverbügelter Balkenende größer sind als beim vergleichbaren Versuchskörper 11. Offenbar sind die Verbundspannungen an der Grenze zur Sprengrißbildung entsprechend den durchgeführten Pull-Out Versuchen mit Rißbildung (Serien 9 bis 11) kleiner, und es ergibt sich am unverbügelter Balkenende eine größere Übertragungslänge.

In Bild 5.22 sind bei Balken 6 die Betondehnungen am unverbügelter und verbügelter Balkenende gegenübergestellt. Im Vergleich zu Balken 5 ist zu erkennen, daß bei der jeweils gleichen Betondeckung die Betondehnungen geringer anwachsen. Am unverbügelter Balkenende ergeben sich insbesondere in der letzten Laststufe geringere Betondehnungen als am verbügelter Balkenende. Offensichtlich führen die Bügel zu größeren Verbundspannungen und damit zu kleineren Übertragungslängen.

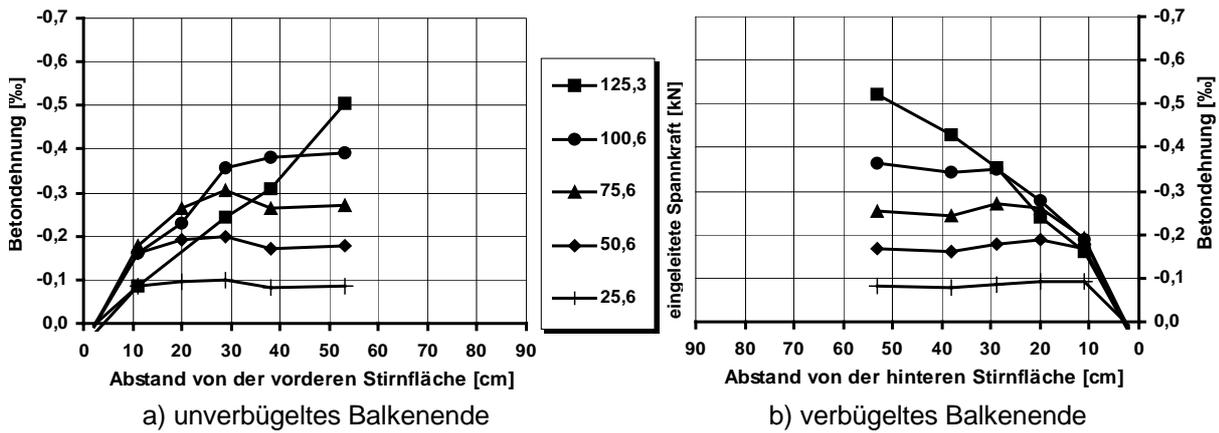


Bild 5.22: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 6 aus M 65 K (Litzen: $s = 2,0 \text{ } \emptyset$, $c = 3,0 \text{ } \emptyset$)

Die geringeren Betondehnungen an den unverbügelten Balkenenden korrespondieren mit einem deutlich sichtbaren Sprengriß in der Ebene der vier Spannstähle (Bild 5.23). Aus Bild 5.24 ist zu erkennen, daß die Verschiebungen der Litzen durch die Ribbildung deutlich anwachsen.

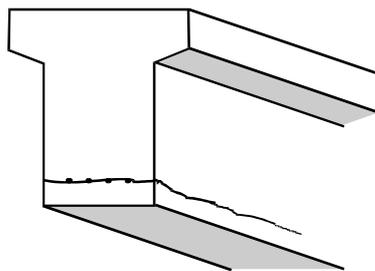


Bild 5.23: Sprengrißbildung an dem unverbügelten Enden des Balkens 6

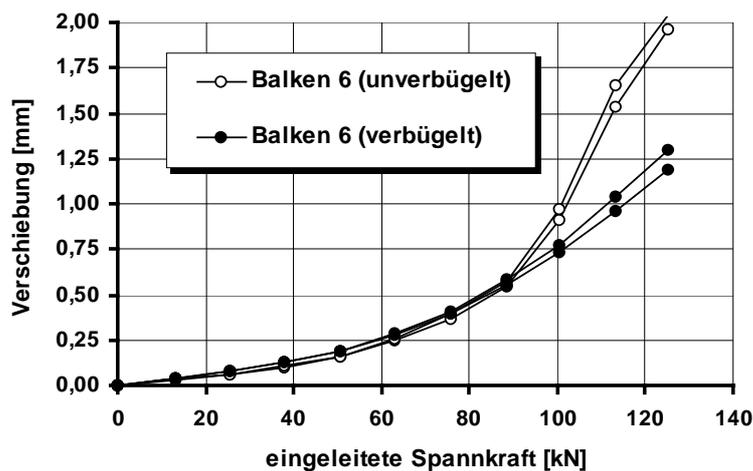


Bild 5.24: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 6 aus M 65 K ($s = 2,0 \text{ } \emptyset$, $c = 3,0 \text{ } \emptyset$)

Am verbügelten Balkenende ergeben die Dehnungsverläufe in der letzten Laststufe ebenfalls geringere Verbundspannungen am Anfang der Übertragungslänge. Dement-

sprechend sind die Übertragungslängen und die Verschiebung deutlich größer als bei den ungerissenen Einleitungskörpern aus M 65 K. Dies deutet auf eine grundsätzliche Verminderung der Verbundspannungen durch eine Rißbildung auch bei einer Verbügelung hin. Da hier im Gegensatz zu den unverbügelteten Balkenenden keine deutlich sichtbaren Sprengrisse festgestellt wurden, hat die Bügelbewehrung eine Rißbreitenbeschränkung bewirkt bzw. eine Rißbildung bis zur Betonoberfläche verhindert. Dieses Verhalten konnte bei allen sechs geprüften Balken beobachtet werden. Als Beispiel für das Verhalten bei der Spannkrafteinleitung mit gerippten Spanndrähten sind in Bild 5.25 die Verschiebungen an den Stirnflächen bei Balken 8 dargestellt. Diese sind am unverbügelteten Balkenende deutlich größer, außerdem wurde ein Sprengriß in der Ebene der vier Spanndrähte beobachtet.

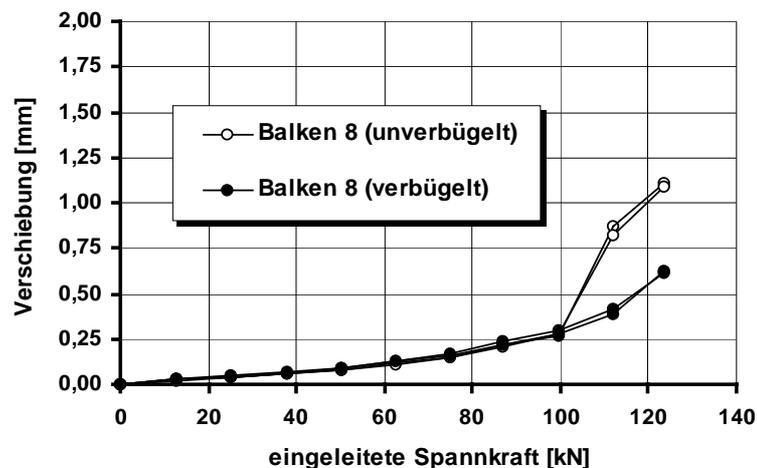


Bild 5.25: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 8 aus M 105 KS ($s = 2,5 \text{ } \varnothing$, $c = 3,5 \text{ } \varnothing$)

Die Ergebnisse zeigen, daß bei mehreren Litzen in einer Lage auch eine Betondeckung von $3 \text{ } \varnothing$ nicht ausreichend ist, um die zulässigen Vorspannkkräfte rißfrei einzuleiten. Durch eine Querbewehrung werden die Rißentwicklung im Spannkrafteinleitungsbe- reich und damit auch die Verbundspannungen bei geringen Betondeckungen günstig beeinflusst. Da die Querbewehrung die Sprengkräfte bei der Rißbildung des Betons aufnimmt, können wesentlich größere Verbundspannungen übertragen werden.

5.4 Auswertung

5.4.1 Ermittlung der Übertragungslängen

Die Übertragungslängen an den Enden der Spannkrafteinleitungskörper ohne sichtbare Sprengrißbildung sind in Tabelle 5.1 zusammengestellt. Gemäß [17] wird die Übertragungslänge mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ (mit $l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 % der Gesamtvorspannung) aus den gemessenen Betondehnungen errechnet. Die Werte in Tabelle 5.1 verdeutlichen, daß für Betonsorten mit höherer Festigkeit und Silikastaubzugabe mit wesentlich kürzeren Übertragungslängen zu rechnen ist.

Versuchskörper Nr.	Betonsorte [-]	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung β_{W150} [N/mm ²]	Übertragungslänge am festen Querjoch l_{bp} [cm]	Übertragungslänge am beweglichen Spannjoche l_{bp} [cm]
5	M 65 K	46,5	37,4	39,8
12	M 65 K	48,3	32,9	33,2
10	M 105 KS	73,8	Rißbildung	22,2
11	M 105 KS	74,2	19,7	17,3
2	M 105 KS	77,3	17,8	17,2
8	M 105 BS	80,7	21,0	Rißbildung

Tabelle 5.1: Aus Betondehnungen nach [17] errechnete Übertragungslängen für 0,5“-Litzen unmittelbar nach Spannkrafteinleitung in 24 Stunden altem Beton

In Bild 5.26 sind die rechnerischen Übertragungslängen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit β_{W150} unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung, nach 13 Tagen und nach 23 bis 40 Tagen dargestellt. Bei der Berechnung der Übertragungslänge $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ ergeben sich allein aus der Veränderung des parabelförmigen Dehnungsverlaufs in einen linearen Verlauf scheinbare Zuwächse der Übertragungslängen, obwohl der größte Wert der Betondehnung nach wie vor an der gleichen Stelle erreicht wird (Bild 5.11). Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen wird daher überschätzt.

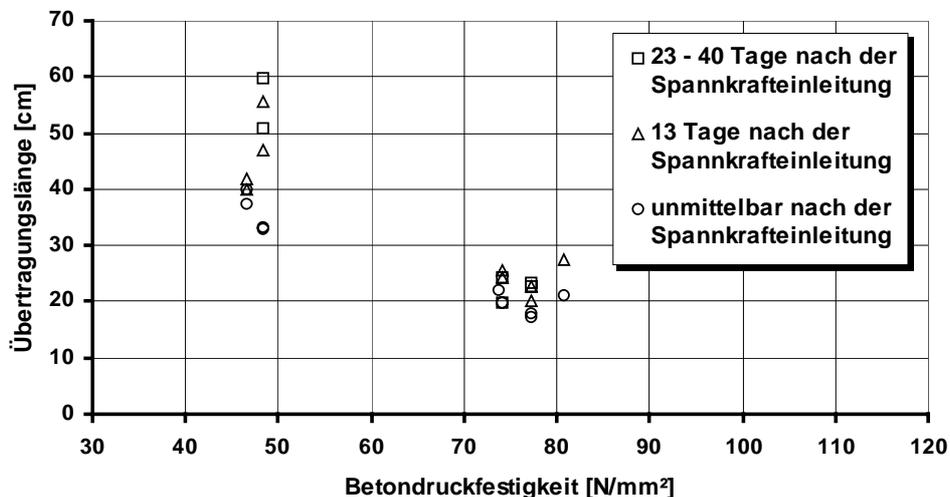


Bild 5.26: Übertragungslängen für 0,5“-Litzen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit β_{W150} nach Spannkrafteinleitung für Versuche ohne Rißbildung

Insgesamt wird deutlich, daß die Übertragungslänge und der zeitabhängige Zuwachs der Übertragungslänge bei den Versuchskörpern mit Silikastaub und Druckfestigkeiten von $\beta_{W150} > 70$ N/mm² durch die hohe Verbundfestigkeit um den Faktor zwei geringer sind als bei den übrigen Versuchskörpern ohne Silikastaub.

5.4.2 Ermittlung der Verbundspannungen

Nachfolgend werden die mittlere Verbundspannung und der Verlauf der Verbundspannungen aus den Übertragungslängen nach Tabelle 5.1 und den an den Stirnflächen gemessenen Verschiebungen ermittelt. In Bild 5.27 ist zu erkennen, daß die zeitabhängigen Verschiebungen bezogen auf die Anfangsverschiebung insbesondere bei den Versuchskörpern mit Druckfestigkeiten von $\beta_{W150} > 70 \text{ N/mm}^2$ im Vergleich zu den Übertragungslängen nach Bild 5.26 stärker zunehmen. Um die zeitabhängigen Veränderungen zu ermitteln, wird daher auch der Zeitpunkt 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung näher untersucht.

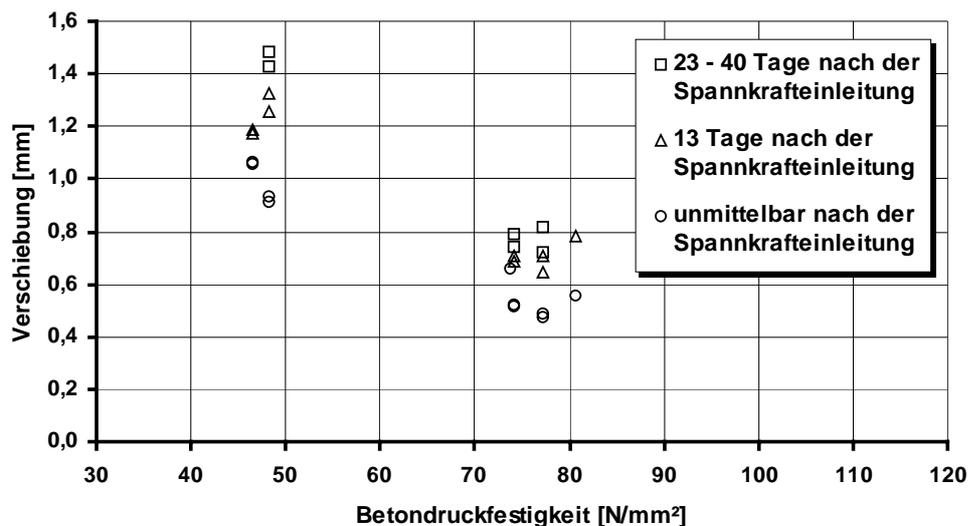


Bild 5.27: Verschiebungen der Litzen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit β_{W150} nach Spannkrafteinleitung für Versuche ohne Rißbildung

In der Tabelle 5.2 sind für die in Bild 5.27 dargestellten Versuche die Mittelwerte der gemessenen Verschiebungen unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung, die dazugehörigen mittleren Verbundspannungen τ_{pm} nach Gleichung 5.2 und die Völligkeitsbeiwerte α_e nach Gleichung 5.3 zusammengestellt. Die kleineren Verschiebungen an der Stirnfläche bei der Betonsorte M 105 KS korrespondieren entsprechend den Ergebnissen der Pull-Out Versuche mit deutlich höheren Verbundspannungen. Der Vergleich der mittleren Verbundspannungen mit den lokal ermittelten Verbundspannungen bei den Pull-Out Versuchen nach 24 Stunden mit einer mittleren Spannungsänderung um -650 N/mm^2 zeigt bis auf die Versuchskörper 8 und 10 mit späterer Sprengrißbildung eine gute Übereinstimmung (Bilder A 9 b bis A 11 b). Demnach wird das Verbundverhalten im Übertragungsbereich neben der Betonzusammensetzung maßgebend von den Spannungsänderungen bei der Spannkrafteinleitung beeinflusst.

Der Völligkeitsbeiwert α_e nach Gleichung 5.3 liegt zwischen $2/3$ und eins. Es kann daher bei allen Versuchskörpern von einem nichtlinearen Spannungsverlauf gemäß Bild 5.6 ausgegangen werden. Der größte Wert $\alpha_e = 0,86$ und damit der am stärksten lineare Verlauf ergibt sich bei Versuchskörper 10. Gleichzeitig ergeben sich hier die

geringsten Verbundspannungen der Betonsorte M 105 KS, da kurz nach der Spannkrafteinleitung Sprengrisse auftraten. Es ist zu vermuten, daß sich die hohen Verbundspannungen durch die Ribbildung ausgehend von der Stirnfläche verminderten und sich annähernd ein linearer Spannungsverlauf entsprechend einer konstanten Verbundspannung einstellte.

Versuchskörper [Nr.]	Betonsorte [-]	mittlere Verschiebung Δs [mm]	mittlere Verbundspannung τ_{pm} [N/mm ²]	Völligkeitsbeiwert α_e [-]
5	M 65 K	1,06	6,1	0,78
12	M 65 K	0,92	7,1	0,81
10	M 105 KS	0,66	10,5	0,86
11	M 105 KS	0,52	12,7	0,81
2	M 105 KS	0,48	13,8	0,76
8	M 105 BS	0,56	11,1	0,76

Tabelle 5.2: Verschiebungen, Verbundspannungen und Völligkeitsbeiwerte ($t = 0$)

Die zeitabhängigen Verschiebungszuwächse bis 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung enthält Tabelle 5.3. Die prozentuale Zunahme der Verschiebungen ist mit Ausnahme des Versuchskörpers 5 unabhängig von der Betonsorte in etwa gleich.

Versuchskörper [Nr.]	Betonsorte [-]	mittlere Verschiebung Δs [mm]	Zuwachs [%]	mittlere Verbundspannung τ_{pm} [N/mm ²]	Völligkeitsbeiwert α_e [-]
5	M 65 K	1,18	11	5,0	0,93
12	M 65 K	1,29	40	4,1	0,81
10	M 105 KS	Rißbildung	-	-	-
11	M 105 KS	0,70	35	8,3	0,91
2	M 105 KS	0,67	40	10,0	0,99
8	M 105 BS	0,79	41	6,6	1,03

Tabelle 5.3: Verschiebungen, Verbundspannungen und Völligkeitsbeiwerte ($t = 13$ d)

Durch die zeitabhängigen Betonverformungen und die gleichzeitige Vergrößerung der Übertragungslänge nehmen die mittleren Verbundspannungen im Vergleich zu den Werten nach Tabelle 5.2 ab. Die größte Verminderung ergibt sich bei Versuchskörper 8. Hier war die Betondeckung nicht ausreichend, um am gegenüberliegenden Ende die Verbundspannungen ohne eine Sprengribbildung aufzunehmen. Bereits bei der Spannkrafteinleitung war eine verhältnismäßig große Übertragungslänge zu erkennen

(Tabelle 5.1). Da der Völligkeitsbeiwert bei Versuchskörper 8 größer als eins ist, sind die Verbundspannungen an der Stirnfläche zunächst geringer als im anschließenden Bereich der Übertragungslänge. Die geringe Verbundfestigkeit der Betonsorte M 105 BS kann in diesem Fall mit einer beginnenden Rißbildung erklärt werden.

Bei den übrigen Versuchskörpern ohne Rißbildung nähert sich der Völligkeitsbeiwert dem Wert eins entsprechend dem konstanten Verlauf der Verbundspannungen gemäß Bild 5.5 an. Offenbar kommt es neben einer Vergrößerung der Übertragungslänge zu einer zeitabhängigen Umlagerung der Verbundspannungen aus dem höher beanspruchten Bereich in den geringer beanspruchten Bereich der Übertragungslänge.

Zusammenfassend ergibt sich, daß die kürzeren Übertragungslängen in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung mit deutlich höheren Verbundspannungen korrespondieren. Zusätzlich führen die Spannungsänderungen bei der Spannkrafteinleitung durch Querdehnungen, wie in Abschnitt 3 beschrieben, zu höheren Verbundspannungen. Der Verlauf der Verbundspannungen ist entsprechend den spannungs- und verschiebungsabhängigen Anteilen der Verbundwirkung zunächst annähernd parabelförmig. Mit der Zeit kommt es neben der Verminderung der Verbundspannungen durch Kriechen zu einer Umlagerung, so daß sich ein näherungsweise linearer Verlauf entsprechend einer konstanten Verbundspannung ergibt.

5.4.3 Auswertung zum Rißverhalten

Die Abhängigkeit der Sprengrißbildung von den bezogenen Werten der Betondeckung und dem lichten Abstand der Litzen bei den Spannkrafteinleitungskörpern ist in Bild 5.28 zu erkennen. Hierbei kennzeichnet der grau angelegte Bereich die Abmessungen, bei denen die resultierenden Sprengkräfte aus der Einleitung der Vorspannkraft durch den Beton rißfrei aufgenommen werden können. In Übereinstimmung mit den Pull-Out Versuchen (Abschnitt 4) ist eine Betondeckung von $2 \varnothing$ nicht ausreichend.

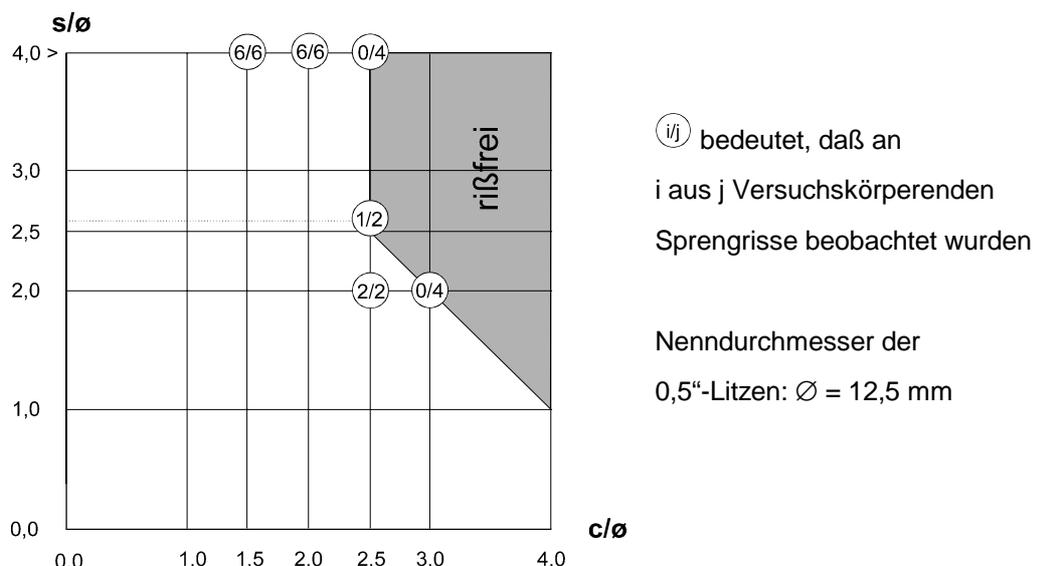


Bild 5.28: Rißbildung in Abhängigkeit von Betondeckung c und lichtigem Abstand s

In Bild 5.29 sind die eingeleiteten Spannkraften bei den Einleitungsversuchen zum Zeitpunkt der Rißbildung für verschiedene Betonsorten in Abhängigkeit von der bezogenen Betondeckung dargestellt. Hierbei wird die Rißbildung anhand des sprunghaften Anstiegs der Verschiebungen der Litzen definiert. Die Säulen mit kleineren eingeleiteten Vorspannkraften als 126 kN kennzeichnen eine vorzeitige Sprengrißbildung. Zum Vergleich sind auch die eingeleiteten Vorspannkraften der Versuchskörper ohne eine Sprengrißbildung dargestellt.

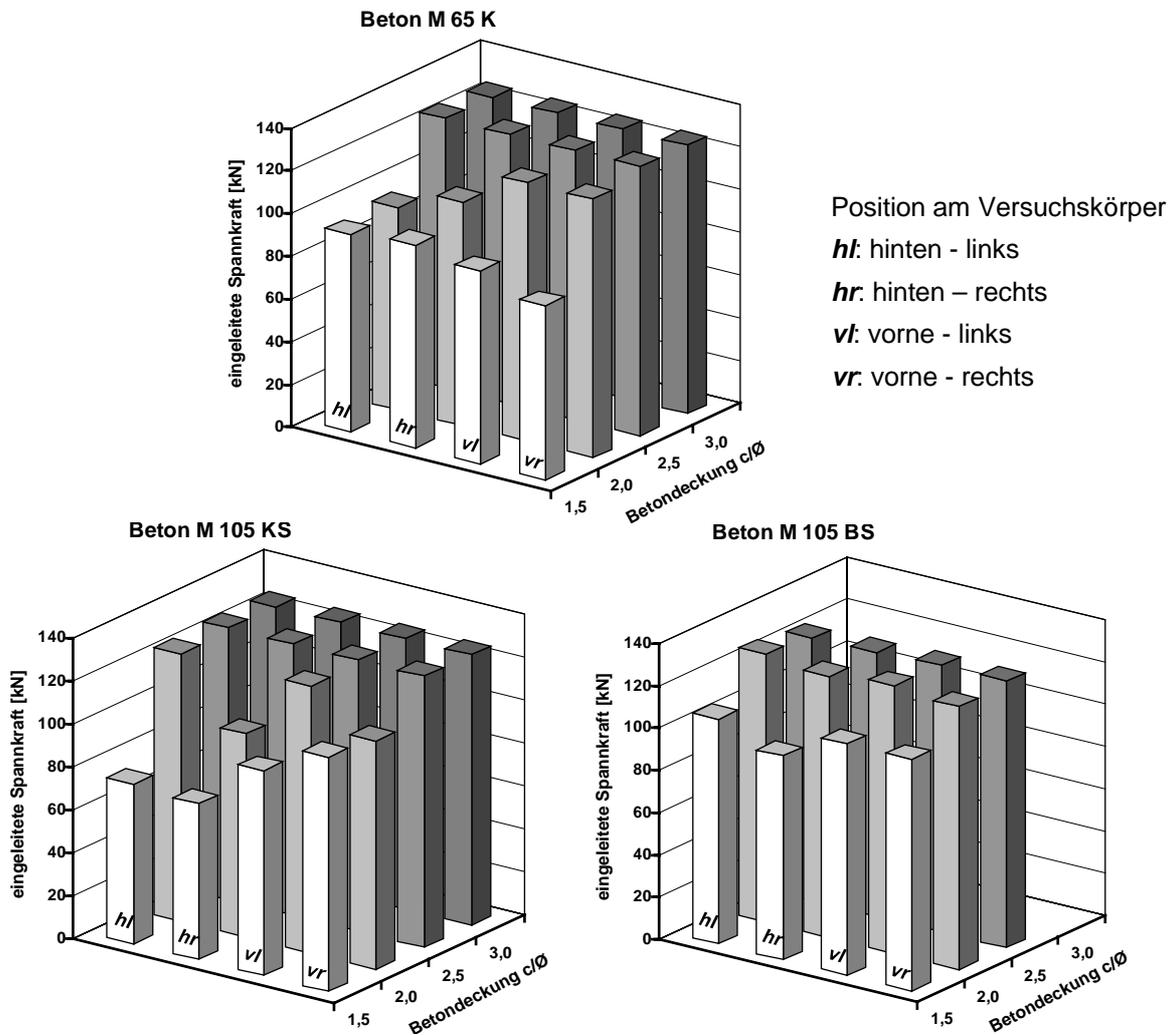
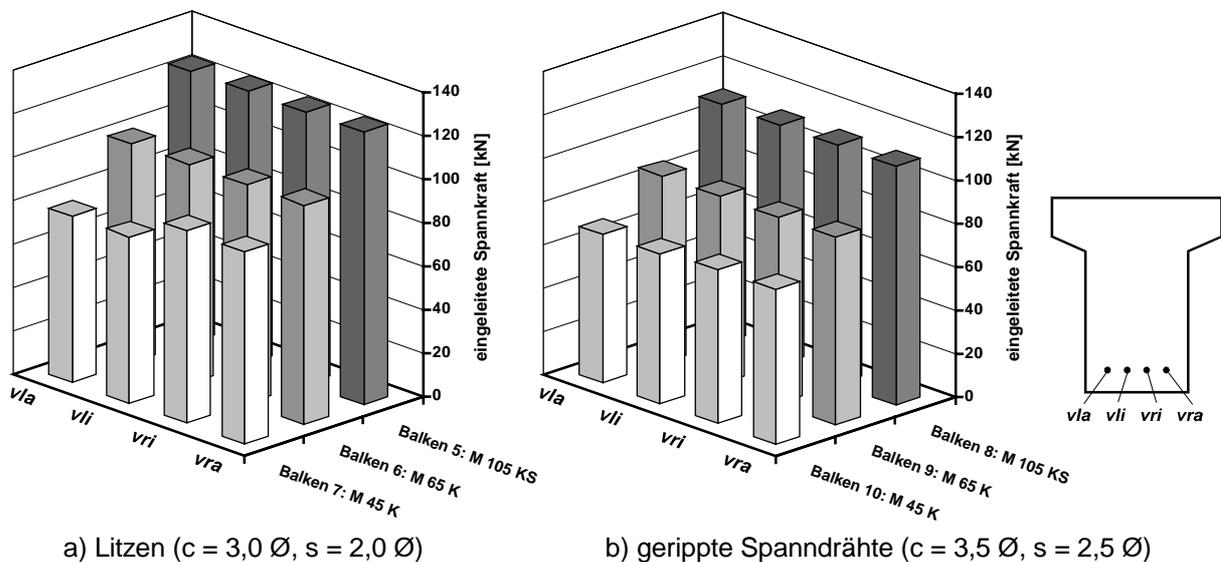


Bild 5.29: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrißbildung in Abhängigkeit von der bezogenen Betondeckung für die Spannkrafteinleitungskörper

Der Vergleich zeigt, daß die Betonsorte M 105 BS mit höherer Festigkeit eine geringere Neigung zur Sprengrißbildung aufweist.

In Bild 5.30 sind die Laststufen bei der Sprengrißbildung während der Spannkrafteinleitungsversuche auf der unverbügelten Seite der Versuchsbalken für Litzen und Spanndrähte zusammengestellt. Bei den gewählten Abmessungen können bei gleicher Betonsorte durch die Litzen größere Vorspannkraften als durch die gerippten Spanndrähte rißfrei eingeleitet werden. Da bei den Balken mit Spanndrähten \varnothing 12 mm um

0,5 Ø größere Betondeckungen und Abstände gegenüber den Balken mit Litzen Ø 12,5 mm vorhanden waren, ergibt sich bei den gerippten Spanndrähten bei gleichen Vorspannkraften eine größere Sprengrißneigung.



a) Litzen ($c = 3,0 \text{ Ø}$, $s = 2,0 \text{ Ø}$)

b) gerippte Spanndrähte ($c = 3,5 \text{ Ø}$, $s = 2,5 \text{ Ø}$)

Bild 5.30: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrißbildung in Abhängigkeit von der Betonsorte für die Versuchsbalken

Die Auswertung zeigt, daß bei Litzen und gerippten Spanndrähten die Sprengrißneigung der untersuchten Betonsorten mit zunehmender Betonfestigkeit abnimmt. Trotz der wesentlich kürzeren Übertragungslängen sind daher bei hochfestem Beton keine größeren Betondeckungen erforderlich als bei normalfestem Beton.

5.4.4 Verbundverhalten bei Verschiebungsumkehrung

Zur weitergehenden Ermittlung des Verbundverhaltens der Litzen im Übertragungs- und Verankerungsbereich wird nachfolgend das Verschiebungsverhalten bei einer Wiederbelastung 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung bis in den Bereich der Zugrißbildung ausgewertet. Zunächst wird der Zusammenhang zwischen einer äußeren Zugkraft an den Litzen und der Verschiebung an der Stirnfläche in Bild 5.31 erläutert.

- Bei der Spannkrafteinleitung wächst die Verschiebung mit zunehmender Krafteinleitung und Übertragungslänge immer schneller an, bis die gesamte Vorspannkraft durch Verbundspannungen aufgenommen wird.
- Bis zum Zeitpunkt von 13 Tagen nach der Spannkrafteinleitung treten zeitabhängige Verschiebungen durch Verbundkriechen auf.
- Durch eine äußere Zugkraft werden Verschiebungen in umgekehrter Richtung erzeugt. Hierbei nimmt die Verschiebung zunächst langsam, dann schneller zu.
- Bei einer Steigerung der äußeren Zugkraft über den Punkt der Dekompression hinaus kommt es zu einer Umkehr der Verbundspannungen. Wegen der zunächst kür-

zieren Übertragungslänge der Zugkraft und der Zugrißbildung im Übertragungsbereich wächst die Verschiebung der Litzen ab der Dekompression langsamer an.

- Bei dem Entlasten wird die verbleibende Vorspannkraft erneut eingeleitet, und die Verschiebung erreicht annähernd wieder den Endwert.

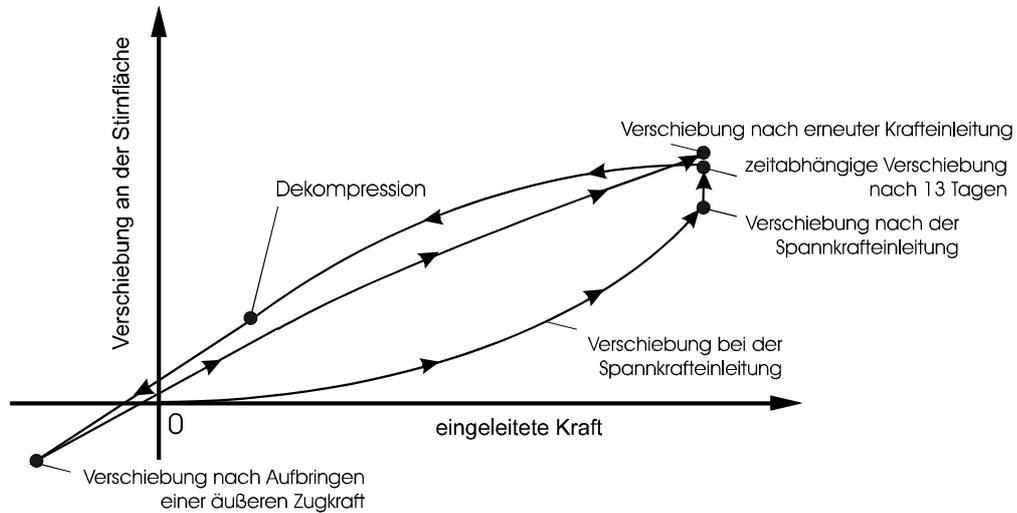


Bild 5.31: Schematische Darstellung der Verschiebungen der Litzen

Exemplarisch ist in Bild 5.32 das im Versuch gemessene Verschiebungsverhalten an einer Stirnfläche für den Versuchskörper 11 mit vier Litzen dargestellt.

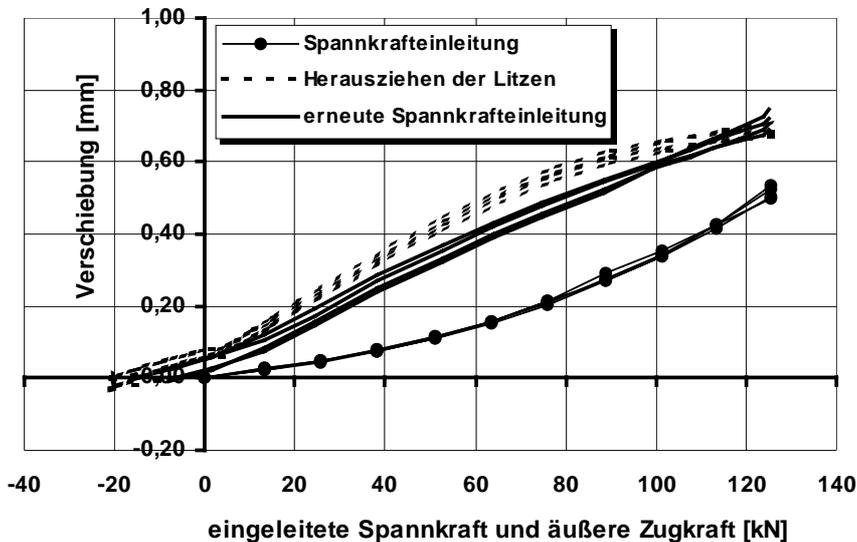


Bild 5.32: Verschiebungen der Litzen an einer Stirnfläche des Versuchskörpers 11

Aus dem Verlauf der Verschiebungskurven sind Rückschlüsse auf die Verformungsarbeit und damit auf das zeit- und verschiebungsabhängige Verbundverhalten möglich. Da die äußere Arbeit ($= \int F \cdot dx$ mit F = äußere Kraft, x = Weg der Litzen an der Stirnfläche) bekannt ist, können die frei werdende Verformungsarbeit bei der Spannkrafteinleitung und die aufgebrauchte Arbeit beim Herausziehen miteinander verglichen werden. Hierbei ist zwischen drei Anteilen der Verformungsarbeit zu unterscheiden:

- Elastische Verformungsarbeit des Spannstahls und des Betons (reversibel)
- Reibungsarbeit durch den verschieblichen Verbund (irreversibel)
- Plastische Verformungsarbeit durch Kriechen des Betons (irreversibel)

Die Flächen, die aus den umhüllenden Kurven bei der gemessenen Verschiebungshysterese gebildet werden, entsprechen der irreversiblen Arbeit. Zum Vergleich werden in Bild 5.33 die Hysterese bei der Spannkrafteinleitung und dem Herausziehen der Litzen sowie der erneuten Spannkrafteinleitung dargestellt.

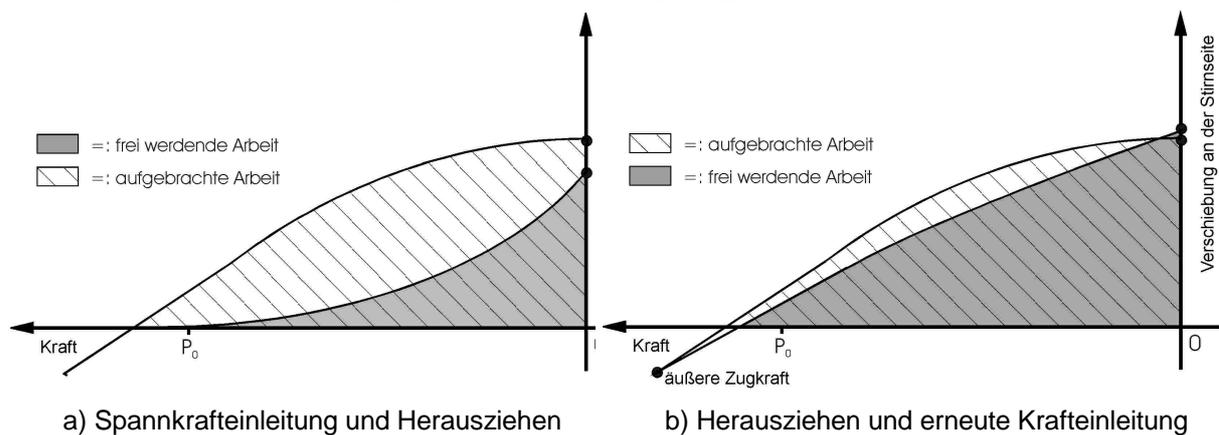


Bild 5.33: Äußere Arbeit bei der Krafteinleitung und dem Herausziehen der Litzen

Der Vergleich zeigt, daß die irreversible Reibungsarbeit bei der erstmaligen Spannkrafteinleitung deutlich größer ist als bei der erneuten Krafteinleitung. Da die Vorspannkraft nach dem in Abschnitt 4 beschriebenen Schraubenmodell allein durch den Reibungsverbund aufgenommen werden, ist die Summe der Reibungskräfte bei der Spannkrafteinleitung immer gleich der eingeleiteten Kraft. Wenn sich, wie bei der erneuten Krafteinleitung, sehr kleine Anteile der Reibungsarbeit ergeben, ist der mittlere Weg der Summe der Reibungskräfte gering und es treten daher erst kurz vor dem Erreichen der Endverschiebung große Reibungskräfte auf. Dies deutet darauf hin, daß der gewendelte Betonkanal bei erneuter Spannkrafteinleitung durch die Querpressungen bereits aufgeweitet und verfestigt ist.

Diese bleibende Verformung des Betonkanals korrespondiert mit dem Verbundkriechen, da durch die zeitabhängigen Querverformungen des Betons die lokalen Querpressungen abgebaut werden und sich kleinere Reibungskräfte ergeben. Zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes zieht dies weitere Verschiebungen nach sich, bis durch die zusätzlichen Querdehnungen der Litze das Kriechen des Betons ausgeglichen wird und ein neuer Gleichgewichtszustand mit der Spannkraft erreicht ist.

Da die Verschiebung trotz einer Verbundspannungsumkehr annähernd den gleichen Endwert wie vor dem Herausziehen erreicht, deutet dies auf eine Klemmwirkung entsprechend Bild 4.9 hin, die unabhängig von der Reibungsarbeit allein von der Steifigkeit des Betonzugrings entsprechend dem Berechnungsmodell nach Abschnitt 4.3.2 abhängt.

Der Zugriß quer zum Spannstahl im Bereich der Übertragungslänge hat bei erneuter Krafteinleitung keinen signifikanten Einfluß auf den Endwert der Verschiebung. Hieraus kann gefolgert werden, daß durch eine Biegerißbildung im Verankerungsbereich die Verbundwirkung der Litzen nicht durch lokale Schädigungen beeinträchtigt wird.

5.5 Vergleich mit fremden Versuchen zur Spannkrafteinleitung

Zum Vergleich der Übertragungslängen werden nachfolgend die eigenen Versuchsergebnisse mit Versuchen zur Spannkrafteinleitung mit 0,5-Litzen nach [57] verglichen. Zur Anbindung an die Versuche mit normalfestem Beton nach [57] werden auch die Übertragungslängen der Balken am verbügelten Ende ohne sichtbare Sprengrißbildung dargestellt. Im Hinblick auf die um 17 % höheren Vorspannkkräfte bei den eigenen Versuchen ist in Bild 5.34 eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse zu erkennen.

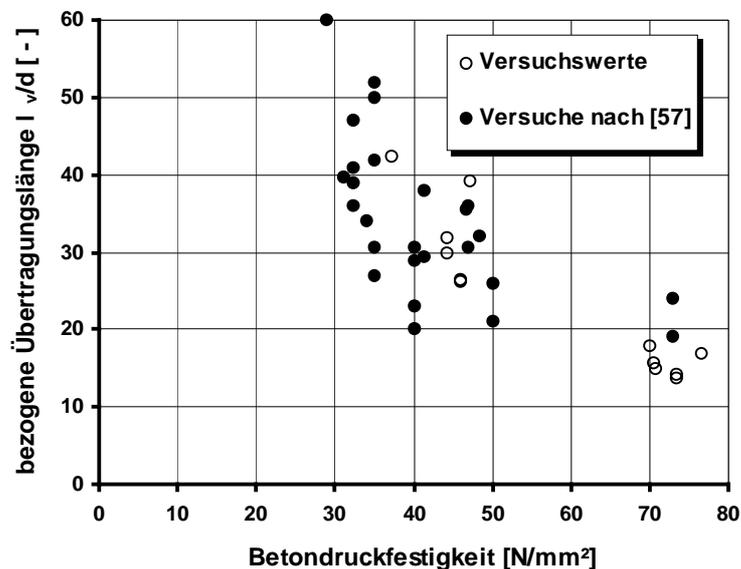


Bild 5.34: Vergleich der gemessenen Übertragungslängen l_{bp}/\varnothing bei Litzen $\varnothing = 12,5$ mm mit Versuchen nach [57]

Für gerippte Spanndrähte $\varnothing 12$ mm wird aus Spannkrafteinleitungsversuchen mit normalfestem Beton B 35 bzw. B 55 in [42] eine Übertragungslänge von 74 cm bzw. 47 cm bei einer Spannstahlspannung von $1020 N/mm^2$ ermittelt. Dies stimmt mit der Übertragungslänge von 69,3 cm bzw. 46,4 cm am verbügelten Ende des Balkens 10 bzw. 9 mit ähnlicher Festigkeit überein. Aufgrund der Übereinstimmung bei normalfestem Beton kann davon ausgegangen werden, daß auch die ermittelten kurzen Übertragungslängen in hochfestem Beton wirklichkeitsnah und reproduzierbar sind.

In [14] werden Spannkrafteinleitungsversuche mit Litzen und hochfestem Beton beschrieben. Bei einem ungerissenen Versuchskörper wird die Übertragungslänge bei Würfelfestigkeiten von $66 N/mm^2$ für den 19 Stunden alten Beton mit dem 28,8-fachen Nenndurchmesser der 0,5“-Litzen angegeben. Bei größerer Betondeckung werden Übertragungslängen in hochfestem Beton mit einer Würfelfestigkeiten von

69 N/mm² in Höhe des 24,2-fachen Nenndurchmessers der 3/8“-Litze ermittelt. Bei den eigenen Versuchen mit Würfelfestigkeiten von 73,8 N/mm² bis 80,7 N/mm² ergeben sich kürzere Übertragungslängen zwischen dem 13,8- und dem 17,8-fachen Nenndurchmesser. Die Abweichung kann zum Teil mit höheren Festigkeiten bei der Spannkrafteinleitung und der um 14 % geringeren SpannstaHVorspannung erklärt werden.

In [56] werden für die Verschiebungen der Litzen bei der Spannkrafteinleitung in normalfesten Beton mit einer Würfelfestigkeit von 48,3 N/mm² Werte zwischen 0,57 mm und 0,61 mm angegeben. Die Verschiebungen wuchsen innerhalb von vier Tagen um bis zu 20 % an. Unter Berücksichtigung der um 17 % höheren Vorspannkkräfte stimmen diese Werte mit den Ergebnisse nach Bild 5.27 gut überein.

Wie bei den eigenen Versuchen wird in [14] festgestellt, daß hochfester Beton bei kürzerer Übertragungslänge eine geringere Neigung zur Sprengrißbildung aufweist als normalfester Beton. Allerdings wird die erforderliche Betondeckung zur rißfreien Spannkrafteinleitung mit dem 1,5-fachen Nenndurchmesser deutlich geringer festgelegt. Für die 0,5“-Litzen liegen jedoch auch Versuche nach [14] vor, bei denen eine Betondeckung mit dem 1,8-fachen Nenndurchmesser zur Rißbildung führte, so daß eine Betondeckung von 1,5-fachem Nenndurchmesser zur rißfreien Spannkrafteinleitung unrealistisch klein erscheint.

In [42] wird in Übereinstimmung mit [7] festgestellt, daß bei gerippten Spanndrähten und einer Betondeckung von 3,0 Ø Sprengrisse zu erwarten sind. Der Vergleich mit Bild 5.30 b) bestätigt dieses Ergebnis auch für hochfesten Beton.

Insgesamt ergibt der Vergleich mit den fremden Versuchen in normalfestem Beton ein sehr ähnliches Verhalten im Spannkrafteinleitungsbereich. Bei der Spannkrafteinleitung in hochfestem Beton werden trotz ähnlicher Übertragungslängen unterschiedliche Angaben zur Mindestbetondeckung gemacht.

5.6 Nachrechnung mit dem FE-Modell

Zum Vergleich der Ergebnisse des FE-Modells nach Abschnitt 4.2.3 mit den Versuchsergebnissen werden in Bild 5.35 die Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen exemplarisch für die Versuchskörper 11 und 12 bei der Spannkrafteinleitung dargestellt. Übereinstimmend ist die kleinere Verschiebung bei der Betonsorte M 105 KS durch die höhere Verbundfestigkeit nach den Bildern 3.38 und 3.39 zu erkennen.

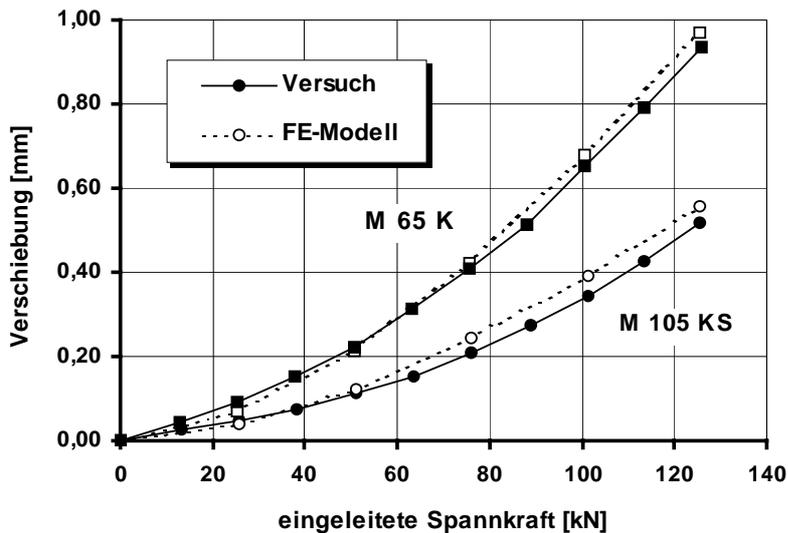


Bild 5.35: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Verschiebungen der Litzen für die Versuchskörper 11 und 12

Zum Vergleich der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Spannkraft werden die an der Betonaußenseite gemessenen Dehnungsverläufe entsprechend dem Verzerungszustand nach Bild 5.36 korrigiert.

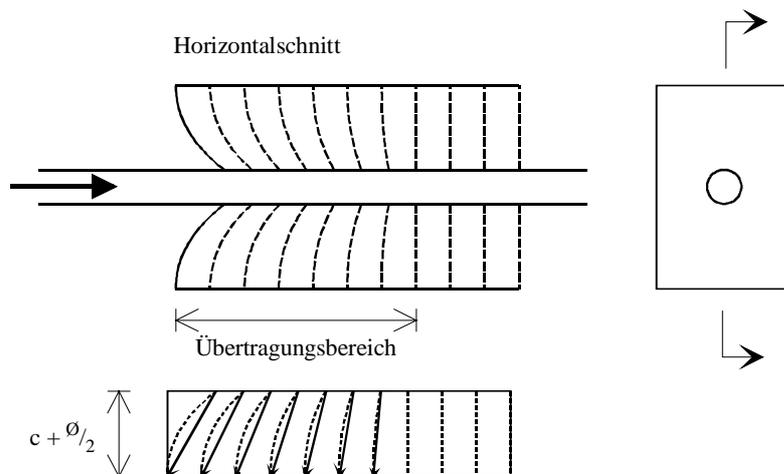


Bild 5.36: Verzerrungen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft

Für die Verschiebung Δx der Meßwerte an der Betonaußenseite (Eintragungslänge) gegenüber den Dehnungen in der rechnerischen Systemachse (Übertragungslänge) wird daher die Korrekturfunktion

$$\Delta x = \frac{1}{x} \cdot (c + \frac{\phi}{2}), \text{ mit } x = \text{Abstand von der Stirnfläche} \quad (5.4)$$

gewählt. In Bild 5.37 sind die rechnerischen und die im Versuch ermittelten Betondehnungsverläufe für die Versuchskörper 11 und 12 dargestellt. Zum Vergleich werden die auf den Maximalwert bezogenen Betondehnungen für fünf Stufen der Spann-

krafteinleitung angegeben. Entsprechend den Verschiebungen zeigt der Vergleich der Bilder 5.36 a) und b) eine gute Übereinstimmung der Dehnungsverläufe bei den unterschiedlichen Betonsorten.

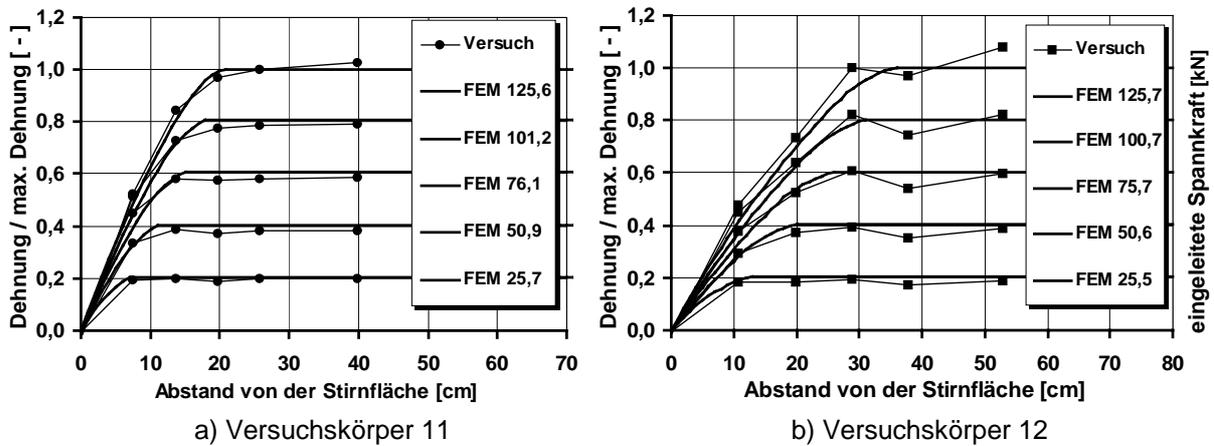


Bild 5.37: Vergleich der rechnerischen und im Versuch ermittelten Betondehnungen

Für die Spannkrafteinleitungskörper ohne sichtbare Sprengrisse sind die rechnerischen Verschiebungen und Übertragungslängen den Versuchsergebnissen in Bild 5.38 gegenübergestellt. Die größten Abweichungen ergeben sich bei den Versuchskörpern 8 und 10. Die größeren Werte im Versuch korrespondieren mit geringeren Verbundkräften an der Grenze zur Sprengrißbildung (Tabellen 5.1 und 5.2).

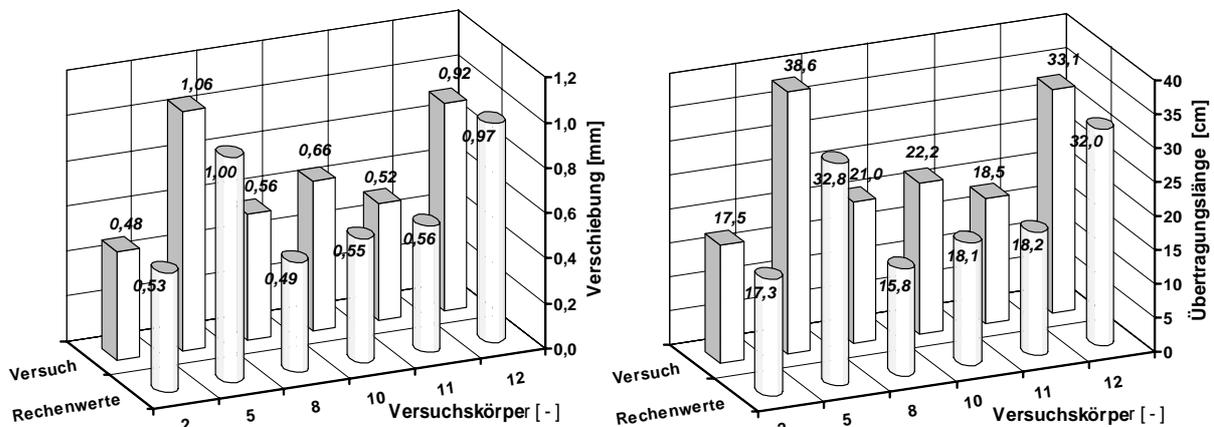


Bild 5.38: Vergleich der rechnerischen und im Versuch ermittelten Verschiebungen und Übertragungslängen

Aufgrund der sehr guten Übereinstimmung der Ergebnisse von Berechnung und Versuch bei den ungerissenen Versuchskörpern kann davon ausgegangen werden, daß mit den Verbundgesetzen nach Abschnitt 3.7 und dem FE-Modell nach Abschnitt 4.2.3 das Verbundverhalten von Litzen bei der Spannkrafteinleitung ohne Sprengrißbildung für die hochfesten Betonsorten zutreffend abgebildet wird.

Da bei einer Sprengrißbildung die Verschiebungen stärker anwachsen als bei den ungerissenen Versuchskörpern bzw. nach dem FE-Modell, lassen größere Verschiebun-

gen der Versuchskörper im Vergleich zum FE-Modell Aussagen zur Rißbildung zu. Damit belegen die Bilder B 28 bis B 30 und B 34 bis B 36 sowohl für Spanndrahtlitzen als auch für gerippte Spanndrähte eindeutig die geringere Sprengrißneigung bei steigender Betonfestigkeit trotz der kürzeren Übertragungslängen.

Mit dem erweiterten FE-Modell nach Abschnitt 4.3.2 kann zusätzlich das Rißverhalten bei der Spannkrafteinleitung abgebildet werden. Zum Vergleich sind in Bild 5.39 die Verschiebungen bei dem gerissenen Versuchskörper 3 exemplarisch dargestellt. Während sich bei der 100-fachen Betondeckung eine gute Übereinstimmung der beiden Berechnungsmodelle für den ungerissenen Beton ergibt, zeigt der Vergleich der Verschiebungen mit den Versuchsergebnissen bei der tatsächlichen Betondeckung von $c = 2 \varnothing$, daß durch das erweiterte FE-Modell auch die Rißbildung zutreffend abgebildet wird.

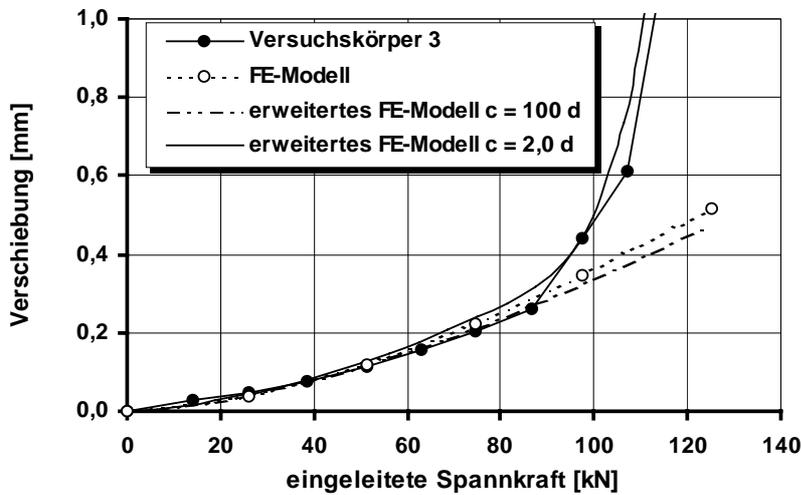


Bild 5.39: Vergleich der rechnerischen und im Versuch ermittelten Verschiebungen

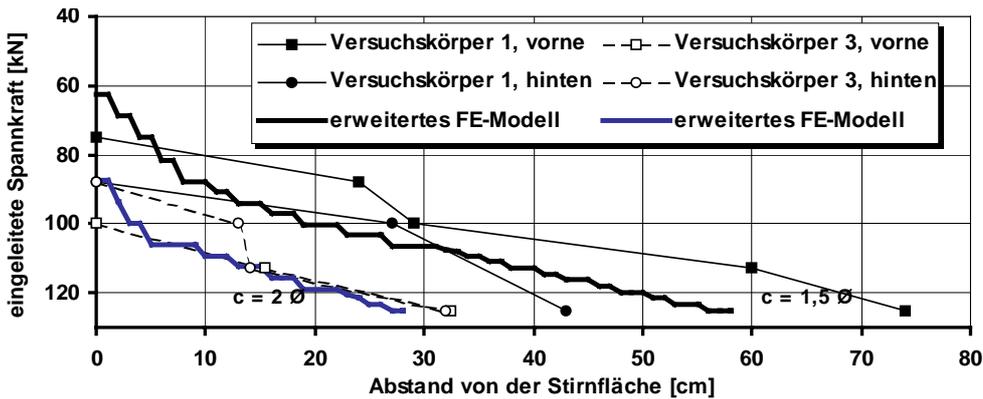


Bild 5.40: Vergleich der rechnerischen und im Versuch ermittelten Rißentwicklung

In Bild 5.40 ist die Rißentwicklung bei den Versuchskörpern 1 und 3 dargestellt. Wie im Versuch bewirkt die Restzugfestigkeit des gerissenen Betons, daß die Rißentwicklung nicht schlagartig, sondern in Abhängigkeit von der Betondeckung allmählich mit zunehmender Spannkrafteinleitung erfolgt.

Auch die beginnende Sprengrißbildung bei den Versuchskörpern 8 und 10 kann wirklichkeitsnah berechnet werden, wenn die gegenseitige Beeinflussung der Litzen nach Bild 5.41 durch eine modifizierte Betondeckung erfaßt wird.

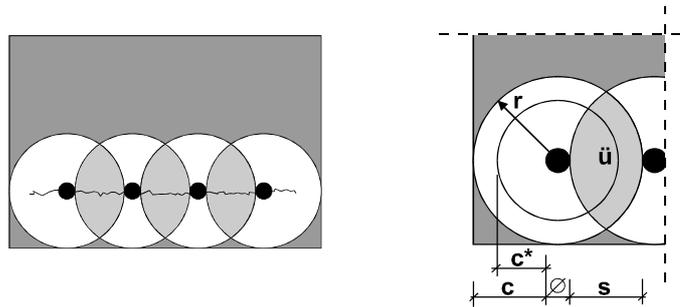


Bild 5.41: Rißentwicklung im Überschneidungsbereich ü

Der Radius des Betonzugrings r entspricht bei einem Spannstahl der Betondeckung c . Bei einer Überschneidung der Betonzugringe durch mehrere Spannstähle im Abstand s überlagern sich die Ringzugspannungen im Überschneidungsbereich \ddot{u} . Für einen Spannstahl am Bauteilrand kann daher die gegenseitige Beeinflussung der Spannstähle durch die modifizierte Betondeckung

$$c^* = \frac{1}{2} \left(c + \frac{s}{2} \right) \leq c \quad (5.5)$$

erfaßt werden. Die Berechnungsergebnisse mit der modifizierten Betondeckung stimmen sehr gut mit den gemessenen Verschiebungen überein. In Bild 5.42 sind exemplarisch die rechnerischen und die im Versuch ermittelten Verschiebungen für den Versuchskörper 8 dargestellt. Während die Verschiebungen nach dem FE-Modell nach Abschnitt 4.2.3 und dem erweiterten FE-Modell nach Abschnitt 4.3.2 ($c = 100 \varnothing$) für den ungerissenen Beton übereinstimmend kleiner sind als die Versuchswerte, ergibt sich mit der modifizierten Betondeckung $c = 2,32 \varnothing$ nach Gleichung 5.5 eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

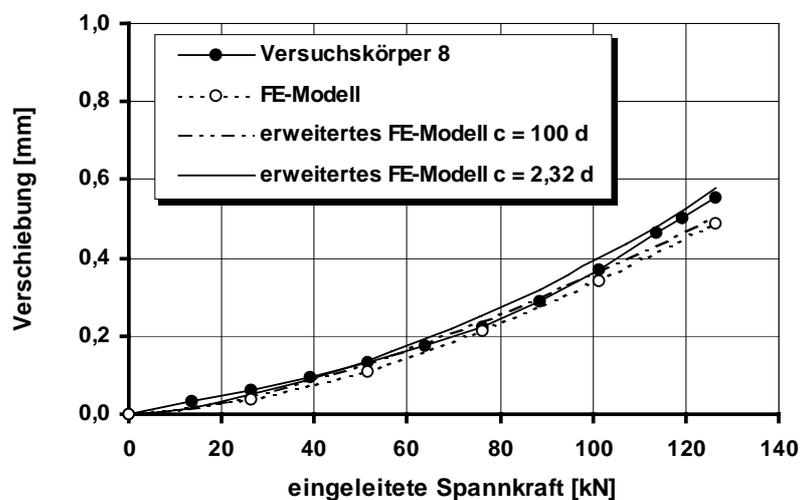


Bild 5.42: Vergleich der rechnerischen und im Versuch ermittelten Verschiebungen

Abschließend werden in Bild 5.43 die Laststufen bei der Sprengrißbildung verglichen. Die Grenze zur Sprengrißbildung ergibt sich für Litzen bei den untersuchten Betonarten zu $c = 2,4 \varnothing$ und stimmt damit mit dem im Versuch beobachteten Verhalten überein ($c > 2,0 \varnothing$, $c < 2,5 \varnothing$).

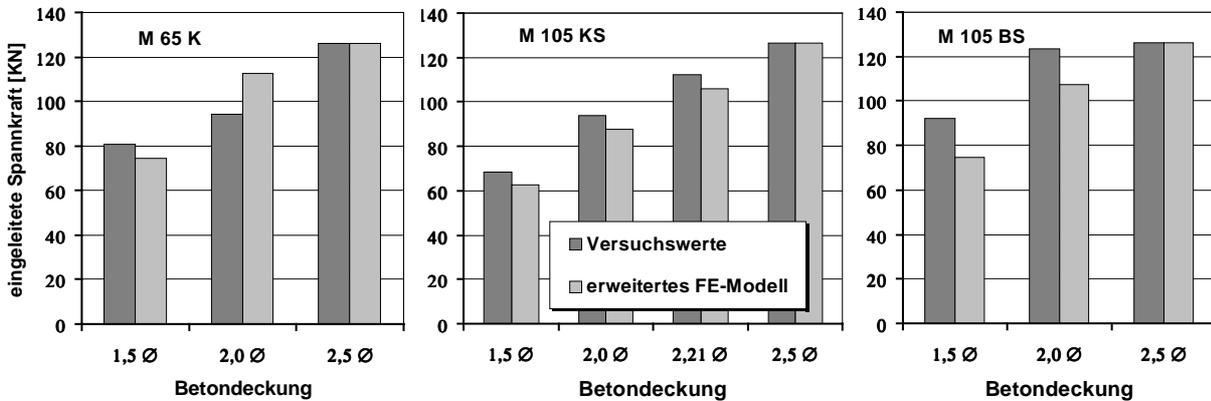


Bild 5.43: Vergleich der rechnerischen und im Versuch ermittelten Rißbildung

Insgesamt kann festgestellt werden, daß durch das erweiterte FE-Modell das Verhalten im gerissenen Spannkrafteinleitungsbereich zutreffend erfaßt wird.

5.7 Bemessungskonzept zum Spannkrafteinleitungsbereich

Die Versuchsergebnisse haben gezeigt, daß insbesondere bei großen Verschiebungen, die Verbundfestigkeit proportional zur Betonfestigkeit ist. (Bilder 5.23 und 5.24). Die Verbundspannungen für Litzen und gerippte Spanndrähte im ungerissenen Spannkrafteinleitungsbereich können daher in Abhängigkeit von der Zylinderfestigkeit des Betons bei der Spannkrafteinleitung angegeben werden. Für den Grundwert der Verbundspannung im Spannkrafteinleitungsbereich wird der Ansatz

$$\tau_b = \eta_p \frac{f_{cm}}{10} \quad (5.6)$$

mit f_{cm} = Tatsächliche Betonfestigkeit bei der Spannkraftübertragung
 η_p = 1,2 bei Litzen
= 1,6 bei gerippten Drähten

gewählt. In Tabelle 5.4 sind Werte der Verbundspannung nach Gl. 5.6 für normalfesten und hochfesten Beton zusammengestellt.

Tatsächliche Betonfestigkeit bei der Spannkraftübertragung f_{cm} [N/mm ²]	τ_b									
	25	30	35	40	45	50	60	70	80	90
Litzen	3,0	3,6	4,2	4,8	5,4	6,0	7,2	8,4	9,6	10,8
gerippte Drähte	4,0	4,8	5,6	6,4	7,2	8,0	9,6	11,2	12,8	14,4

Tabelle 5.4: Verbundspannung in der Übertragungslänge für Litzen und Drähte in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt des Vorspannens

Die Übertragungslänge ergibt sich mit der Verbundspannung nach Tabelle 5.4 zu

$$l_{bp} = \alpha_l \frac{A_p \sigma_{pm}}{U_p \tau_b} \quad (5.7)$$

- mit α_l = 1,0 bei stufenweisem Eintragen der Vorspannung,
= 1,25 bei schlagartigem Eintragen der Vorspannung,
 A_p = Nennquerschnitt der Litze oder des Drahtes,
 U_p = $\pi \cdot \varnothing$ bei Drähten
= $1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_p}$ bei Litzen,
 σ_{pm} = Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung.

Aufgrund der Streuung der Übertragungslänge wird empfohlen, den Bemessungswert der Übertragungslänge l_{bpd} im Gebrauchszustand entsprechend [18] mit $0,8 l_{bp}$ oder $1,2 l_{bp}$ ungünstigst anzunehmen.

Die Versuchsergebnisse und die Nachrechnung mit dem FE-Modell verdeutlichen, daß eine Sprengrißbildung im Übertragungsbereich der Spannkraft zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge führt. Eine Bügelbewehrung kann die Rißbildung im Übertragungsbereich zwar beschränken, bei nicht ausreichender Betondeckung ist jedoch in jedem Fall von einer Vergrößerung der Übertragungslänge auszugehen. Zur Sicherstellung der Funktion des Konstruktionselementes "Verbundverankerung" und der Berechenbarkeit der Übertragungslänge sind daher Mindestmaße der Betondeckung und der gegenseitigen Abstände der Spannstähle für eine rißfreie Spannkrafteinleitung erforderlich. Die Auswertung des Rißverhaltens ergibt folgende Mindestabmessungen, um die Einleitung der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1 für 0,5"-Litzen sicherzustellen:

$$\text{für } s \geq 2,5 \varnothing: c_{\min} \geq 2,5 \varnothing \text{ oder} \quad (5.8)$$

$$\text{für } s = 2,0 \varnothing: c_{\min} \geq 3,0 \varnothing \quad (5.9)$$

- mit s = lichter Abstand der Litzen
 c_{\min} = Mindestbetondeckung
 \varnothing = Nenndurchmesser

Für gerippte Spanndrähte sind die Werte um $0,5 \varnothing$ zu erhöhen.

Die Zunahme der Betonzugfestigkeit ist bei hochfestem Beton ausreichend, um ohne eine Vergrößerung der Betondeckung die Vorspannkraft bei kürzeren Übertragungslängen sicher einleiten zu können. Die empfohlenen Mindestabmessungen gelten deshalb für normalfesten und hochfesten Beton.

5.8 Wertung und Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den Versuchsergebnissen

Der Vergleich der Werte nach Tabelle 5.4 mit der Auswertung nach Tabelle 5.3 zeigt für die Betonsorte M 65 K ($f_{cm} = 40$ bis 42 N/mm^2) und die Betonsorte M 105 KS ($f_{cm} = 64$ bis 67 N/mm^2) eine gute Übereinstimmung. Im Vergleich zu den Bemessungsverbundspannungen für gerippte Betonstähle mit 1,5-facher Sicherheit nach [18] und [24] sind die Werte nach Tabelle 5.4 deutlich höher, da hier die mittleren Verbundspannungen im Gebrauchszustand mit 1,0-facher Sicherheit angegeben werden. Zusätzlich ergeben sich aus den spannungsabhängigen Querpressungen bei der Spannkrafteinleitung höhere Verbundspannungen der Spannstäbe. In den Bildern 5.44 und 5.45 werden die mit Gleichung 5.7 und den Verbundspannungen nach Tabelle 5.4 berechneten Übertragungslängen mit den eigenen Versuchsergebnissen einschließlich der Balken verglichen. Die Zylinderfestigkeit f_{cm} bei der Spannkrafteinleitung wird aus der gemessenen Würfelfestigkeit nach [64] errechnet. Der Vergleich zeigt, daß die charakteristischen Werte der Übertragungslänge von $0,8 l_{bp}$ oder $1,2 l_{bp}$ die zeitabhängige Variation der Übertragungslänge bei Litzen und gerippten Drähten gut erfassen.

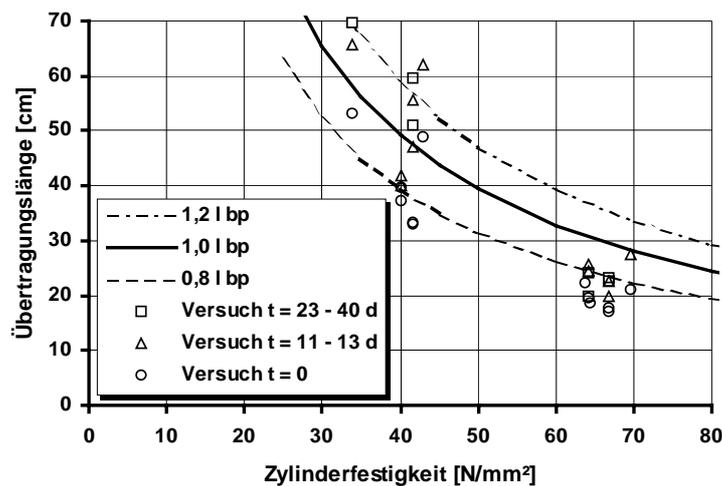


Bild 5.44: Vergleich der Übertragungslänge bei Spanndrahtlitzen $\varnothing = 12,5 \text{ mm}$

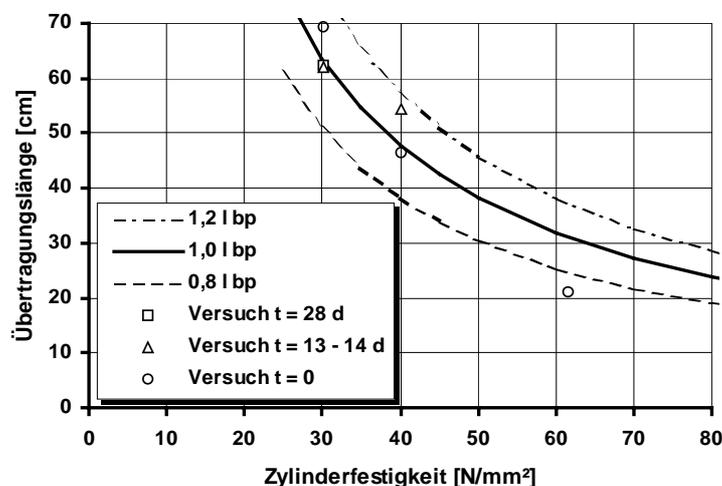


Bild 5.45: Vergleich der Übertragungslänge bei gerippten Spanndrähten $\varnothing = 12 \text{ mm}$

In Bild 5.46 wird der eigene Ansatz mit dem nach DIN 1045-1 [18] Ausgabe September 2000 und mit den Versuchsergebnissen nach [57] sowie mit den entsprechend der geringeren Vorspannung umgerechneten eigenen Versuchsergebnissen für 0,5“-Litzen verglichen. Es wird deutlich, daß die Übertragungslängen für die fremden und eigenen Versuche mit den Werten nach Gleichung (5.7) im Mittel zutreffend erfaßt werden. Bei dem in Bild 5.46 dargestellten Ansatz nach der Neufassung der DIN 1045-1: 2000-09 wird die Verbundspannung aus der Betonzugfestigkeit errechnet. Wegen des unterproportionalen Anstiegs der Zugfestigkeit ergeben sich bei hoher Betonfestigkeit größere Übertragungslängen im Vergleich zu den Versuchswerten. Gleichzeitig wurden im Gebrauchszustand und im Grenzzustand der Tragfähigkeit die gleichen Bemessungswerte der Verbundspannung ohne weiteren Sicherheitsbeiwert angenommen. Um beim Nachweis der Verankerung eine ausreichende Sicherheit zu berücksichtigen, wurden für den Gebrauchszustand entsprechend geringere Verbundspannungen angesetzt. Hierdurch können die Ergebnisse der Versuche mit 0,5“-Litzen auch auf 0,6“-Litzen übertragen werden. Dies führt jedoch z. B. bei der Berechnung der Spaltzug- und Stirnzugbeanspruchungen zu Ergebnissen, die auf der unsicheren Seite liegen können. Der eigene Ansatz, der zunächst die mittleren Werte der Verbundspannung angibt, die dann mit den entsprechenden Sicherheitsbeiwerten anzusetzen sind, führt daher zu einer konsistenteren Bemessung im Übertragungs- und Verankerungsbereich.

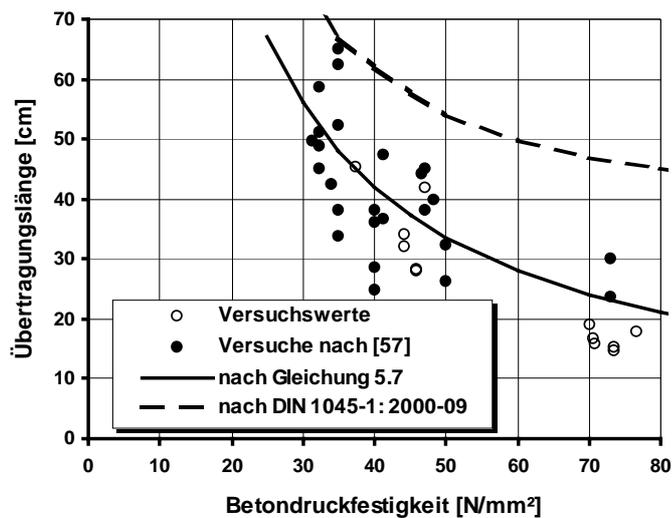


Bild 5.46: Vergleich der rechnerischen Übertragungslängen l_{bp} nach Gleichung 5.7 und nach DIN 1045-1: 2000-09 mit eigenen und fremden Versuchen

Die Versuchsergebnisse belegen, daß eine unzulässige Sprengrißbildung mit den empfohlenen Mindestabmessungen insbesondere bei mehreren Spannstählen in einer Lage und geringer bzw. fehlender Querbewehrung nicht ausgeschlossen ist (Bilder 5.28 bis 5.30). Mit Rücksicht auf das Vorhaltemaß der Betondeckung können jedoch die empfohlenen Mindestabmessungen als ausreichend angesehen werden, um unter günstigen Bedingungen die zulässige Vorspannkraft nach DIN 1045-1 [18] rißfrei einzuleiten. In Abhängigkeit von der eingeleiteten Vorspannkraft sind bei geringeren Vorspannkraften auch kleinere Mindestabmessungen ausreichend.

6 Versuche zum Verhalten im Gebrauchszustand

6.1 Allgemeine Vorbemerkungen

Mit den nachfolgend beschriebenen sechs Zugkörper- und zehn Balkenversuchen sollen weitere Erkenntnisse zum Bauteilverhalten von Spannbettfertigteilen mit unterschiedlichen Vorspanngraden unter Gebrauchslasten gewonnen werden. Bei einer teilweisen Vorspannung wird das Verhalten in erster Linie von der vorgedrückten Zugzone bestimmt, da bereits unter Gebrauchslasten mit einer planmäßigen Ribbildung zu rechnen ist. Das Verformungs- und Ribverhalten der Zugzone wird durch das Verbundverhalten der Spannbewehrung mit sofortigem Verbund geprägt.

Wie Bild 6.1 verdeutlicht, entsprechen die Beanspruchungsverhältnisse der gerissenen Zugzone näherungsweise einer zentrischen Zugbelastung und bei gleichen Bewehrungsverhältnissen kann das Verhalten der vorgedrückten Zugzone eines Biegeträgers mit einem vereinfachten Zugkörpermodell abgebildet werden.

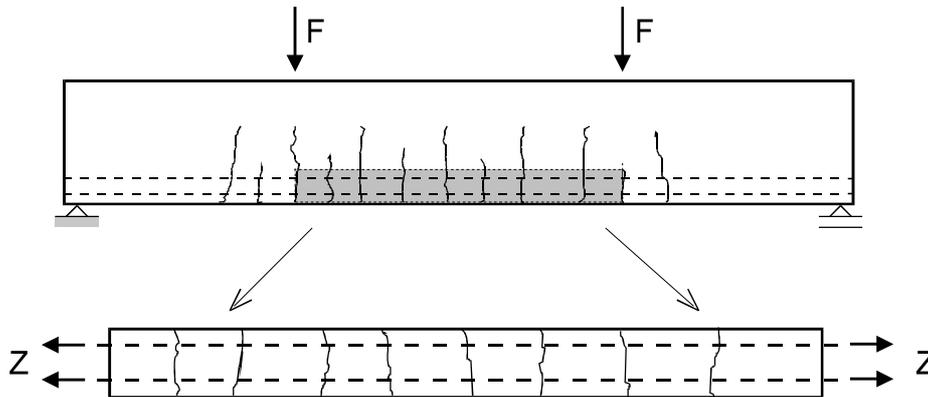


Bild 6.1: Zugkörper als Modell der gerissenen Zugzone

Um den grundsätzlichen Einfluß des in Kapitel 3 beschriebenen Verbundverhaltens auf die Verformung und Ribbildung im Gebrauchszustand zu untersuchen, wurden daher zunächst sechs vorgespannte Zugkörper mit einer Litzenbewehrung mit sofortigem Verbund aus drei unterschiedlichen hochfesten Betonsorten geprüft.

Zur Verifizierung des Verformungs- und Ribverhaltens bei einer Biegebeanspruchung von Spannbettfertigteilen aus hochfestem Beton wurden sechs Versuche mit Spannbettbalken unter Gebrauchslasten durchgeführt, bei denen weitere Parameter wie eine Bügelbewehrung und unterschiedliche Längsbewehrungs- und Vorspanngrade variiert wurden. Zusätzlich wurden zwei Balken mit einer Spannbewehrung aus gerippten Drähten untersucht. Zum direkten Vergleich wurden zwei weitere Spannbettbalken aus normalfestem Beton mit Litzen und gerippten Drähten geprüft.

Die Versuchsparameter der Zugkörper- und Balkenversuche sind in Anhang C und D zusammengestellt.

6.2 Beschreibung der Zugkörperversuche

6.2.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

Zur gezielten Untersuchung des Verformungs- und Rißverhaltens von Biegezugzonen vorgespannter Fertigteile wurden sechs Zugkörper aus hochfestem Beton im Spannbett hergestellt. Die Länge der Zugkörper wurde unter Beachtung der Prüfmaschinenabmessungen zu 1,60 m gewählt. Die Bewehrung bestand aus zwei oder vier 0,5“-Litzen. Die in Bild 6.2 und 6.3 dargestellten Querschnittsabmessungen und die sich daraus ergebenden Bewehrungsgrade wurden entsprechend den zu erwartenden Betonzugfestigkeiten der verwendeten Betonsorten gewählt, um gleiche Rißzugkräfte bei gleichem Spannstahlquerschnitt und den direkten Vergleich der Rißentwicklung der Zugkörper untereinander zu ermöglichen. Die Bewehrungsgrade der Körper der Betonsorten M 65 K / M 105 KS / M 105 BS verhalten sich wie 1/1,15/1,38. Dies entspricht in etwa den Mittelwerten der gemessenen Würfeldruckfestigkeiten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung nach Tabelle C 2 von 1/1,25/1,34. Bei gleicher Betonsorte wurden die Querschnitte der Zugkörper mit zwei und vier Litzen so gewählt, daß sie vergleichbare Bewehrungsgrade aufwiesen (Tafel C 1). Da Bügel durch die Schwächung des Betonquerschnitts Sollrißstellen ergeben, welche die Allgemeingültigkeit der Versuchsergebnisse einschränken, wurde keine Bügelbewehrung angeordnet, damit sich die Rißabstände frei einstellen konnten.

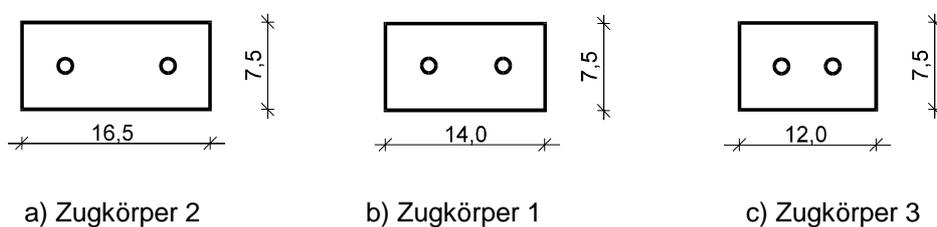


Bild 6.2: Querschnitte mit zwei Litzen, Betondeckung $c = 2,5 \text{ } \varnothing$

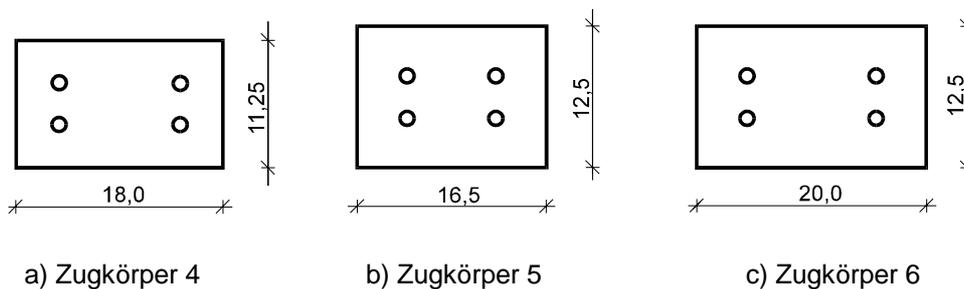
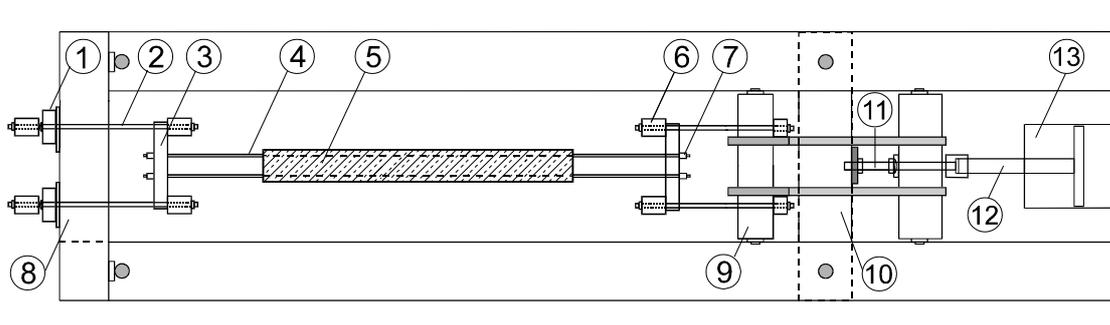


Bild 6.3: Querschnitte mit vier Litzen, Betondeckungen $c = 2,5 \text{ } \varnothing$ und $c = 3,0 \text{ } \varnothing$

Die Zugkörper wurden in dem geschlossenen Rahmensystem einer liegenden Zugprüfmaschine hergestellt, vorgespannt und belastet (Bild 6.4). Um eine zwängungsfreie Lagerung sicherzustellen wurden die Zugkörper auf einer doppelten PE-Folie

gelagert. Die Einleitung der zentrischen Prüfkraft erfolgte am Ende der Zugkörper durch den Verbund der Litzen.



- | | |
|--|---|
| 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 Absetzspannspindel auf Kugelkalotte |
| 5 Versuchskörper (L = 160 cm) | 12 Zugstange |
| 6 Umsetzgehänge | 13 Hydraulischer Zugszylinder (2000 kN) |
| 7 Spannanker | |

Bild 6.4: Versuchsaufbau der Zugkörperversuche mit vier Litzen in der liegenden Zugprüfmaschine

6.2.2 Baustoffe

Für die sechs Versuchskörper wurden die Betonsorten M 65 K, M 105 KS und M 105 BS mit derselben Zusammensetzung und Herstellung wie bei den Pull-Out Versuchen verwendet (Tafel A 2).

Zur Ermittlung der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurden die in Abschnitt 5.2.2 beschriebenen Erhärtungsprüfungen an zusätzlichen Prüfkörpern bei einem Betonalter von 14 Tagen durchgeführt. Darüber hinaus wurden zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung die Zylinderdruckfestigkeit und der E-Modul an je drei weiteren Zylindern bestimmt. Die Tafel C 2 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen.

Die Eigenschaften der verwendeten Spanndrahtlitzen 0,5“ werden in Abschnitt 5.2.2 beschrieben.

6.2.3 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Für die Zugkörperversuche wurden die ungerissenen Spannkrafteinleitungskörper 2, 5, 11 und 12 sowie 8 und 10 mit geringer Sprengrißbildung verwendet. Die Herstellung und Lagerung der Versuchskörper wird in Abschnitt 5.2.3 beschrieben. Die Lage der Zugkörper in der liegenden Zugprüfmaschine wurde bis zum Versuch nicht verändert.

Außer einer Unterbrechung zum Vorspannen wurden die Zugkörper bis zu einem Alter von 7 Tagen mit einer Kunststoffolie bedeckt.

Um das Schwinden des jungen Betons (autogenes Schwinden) möglichst früh zu erfassen, wurden auf die Körper unmittelbar nach dem Entfernen der Seitenschalungen nach 20 Stunden die Meßvorrichtungen für die induktiven Messungen und die Dehnungsmeßstreifen auf den Beton aufgeklebt. Hier durch konnte vor dem Vorspannen bereits nach 24 Stunden eine Nullmessung durchgeführt werden.

6.2.4 Meßverfahren und Meßwerterfassung

Zur Erfassung der Verformungen wurden an der Außenseite der Zugkörper Meßstrecken zur induktiven Wegmessung und zur Setzdehnungsmessung (SDM, Bauart Pfender) mit einer Meßbasis von 100 mm angeordnet. Diese Meßstrecken wurden bei den Versuchskörpern mit zwei Litzen auf der Oberseite und bei den Versuchskörpern mit vier Litzen gegeneinander versetzt auf den Seitenflächen angebracht. Während die Setzdehnungsmessungen bis annähernd zum Balkenende durchgeführt wurden (Bild 6.5), waren die Endpunkte der induktiven Meßstrecken unter Berücksichtigung der Störung durch die Krafteinleitung an den Enden der Zugkörper um 250 mm nach innen versetzt.

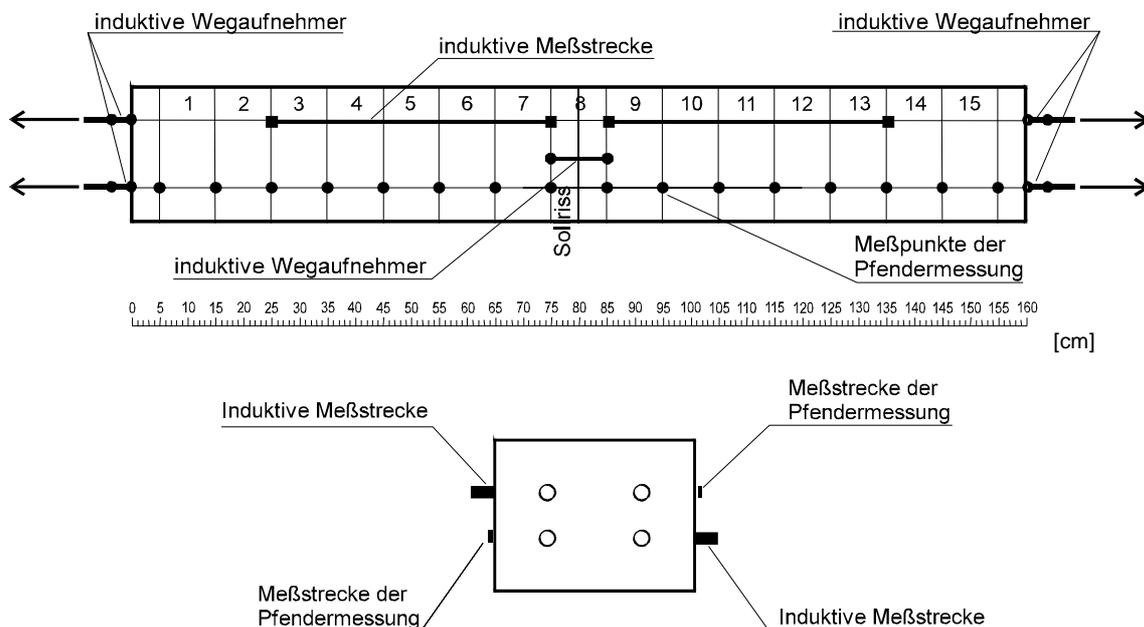


Bild 6.5: Prinzipskizze der Meßeinrichtungen am Versuchskörper mit 4 Litzen

Im ungestörten Bereich außerhalb der Krafteinleitung setzten sich die induktiven Messungen über eine Meßstrecke von 1100 mm aus je zwei 500 mm langen Meßstrecken und einer 100 mm langen Meßstrecke im Bereich eines Sollrisses in der Körpermitte zusammen. Die Addition ergab die Spannungs-Dehnungsbeziehung im ungestörten

Bereich. Gleichzeitig wurde die Rißentwicklung im Sollriß gezielt und kontinuierlich erfaßt. Aufgrund der gleichen Meßbasis wie die Summe der SDM 3 bis 13 ist ein direkter Vergleich der induktiven Meßverfahren und der SDM möglich.

Die Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen der Versuchskörper wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Mit den Meßstrecken der SDM 1 bis 15 ergeben sie die am Spannstahl gemessene Gesamtverformung des Körpers und erlauben somit den direkten Vergleich mit der Zustand II-Linie des Spannstahls. Durch die Meßbasis der SDM von 100 mm, die den zu erwartenden Rißabständen entspricht, können darüber hinaus die Einzelrißbreiten erfaßt werden.

Zusätzlich wurden die Betonverformungen durch Dehnungsmeßstreifen (DMS) mit einer Meßbasis von 20 mm an den Seitenflächen der Versuchskörper aufgenommen. Zur Messung der Stahldehnungen wurden bei den Körpern mit vier Litzen im Sollriß je ein DMS mit einer Meßbasis von 3 mm auf den Litzen angeordnet.

Zur Erfassung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens bis zum Zugkörperversuch wurden induktive Messungen und Messungen mit den Dehnungsmeßstreifen unmittelbar vor und nach dem Vorspannen sowie drei weitere Einzelmessungen bis zum Versuch durchgeführt. Zur Ermittlung der Temperatur- und Schwindverformungen wurden für alle Messungen entsprechende Kompensationskörper mit gleichem Querschnitt wie die Versuchskörper vorgesehen.

Die Kontrolle und Überwachung der aufgebrachten äußeren Belastung erfolgte über Druckmeßdosen (Bild 6.4). Alle elektrischen Meßsignale wurden während des Versuchs mittels einem Meßwerte-Erfassungsprogramm kontinuierlich elektronisch aufgezeichnet. Neben diesen elektronischen und mechanischen Meßwerterfassungen wurde für die spätere Auswertung die Rißbildung und die Rißentwicklung der Versuchskörper bei jeder Belastungsstufe protokolliert.

6.2.5 Belastungsgeschichte

Die Zugkörper wurden 24 Stunden nach der Herstellung vorgespannt. Die Einleitung der Vorspannkraft wird in Abschnitt 5.2.5 beschrieben.

Der Zugkörperversuch erfolgte 14 Tage nach der Herstellung. Die vorgespannten Versuchskörper wurden zunächst bis zur Laststufe der Dekompression entlastet, um anschließend die Zugbeanspruchung stufenweise bis zum abgeschlossenen Rißbild zu steigern. Die Zugkraft wurde bis zur voraussichtlichen Dekompressionskraft zunächst in vier Laststufen von 25 kN und dann in Laststufen von 10 kN je Litzenpaar aufgebracht. Danach wurde zur genauen Erfassung der Rißbildung die Zugkraft in kleinen Laststufen von 4 kN je Litzenpaar weiter gesteigert. Nach Erreichen der Höchstlast, die einer voraussichtlichen Zusatzspannung der Litzen ab der Dekompression von 400 N/mm² entsprach, wurde die Belastung zur weitergehenden Rißerfassung 24 Stunden konstant gehalten. Anschließend erfolgte eine vollständige Entlastung der

Versuchskörper. Der zeitliche Verlauf der äußeren und inneren Kräfte ist in Bild C 3 dargestellt.

Alle Versuche wurden mit einer elektro-hydraulischen Pumpe und einem Feinsteuer-ventil lastgesteuert durchgeführt. Die gesamte Versuchsdauer von der Erstbelastung bis zum Erreichen der planmäßigen Höchstlast betrug zwischen vier und fünf Stunden. Damit kann noch von Kurzzeitversuchen gesprochen werden, auch wenn kleinere Dauerlasteinflüsse infolge der Standzeiten während der Setzdehnungsmessungen nicht zu vermeiden waren.

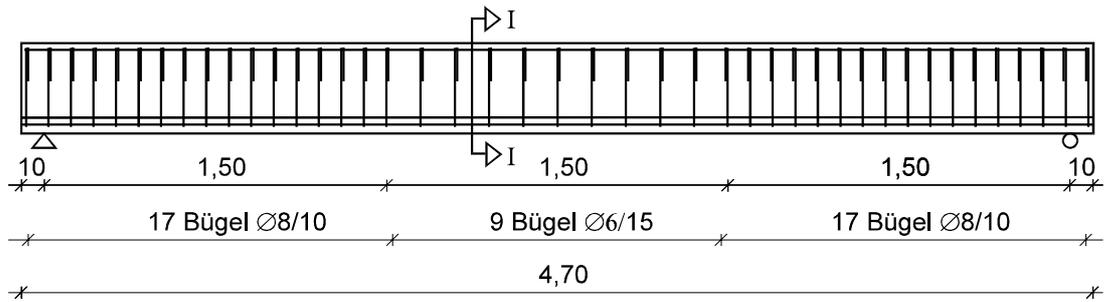
6.3 Beschreibung der Balkenversuche

6.3.1 Versuchskörper und Versuchsaufbau

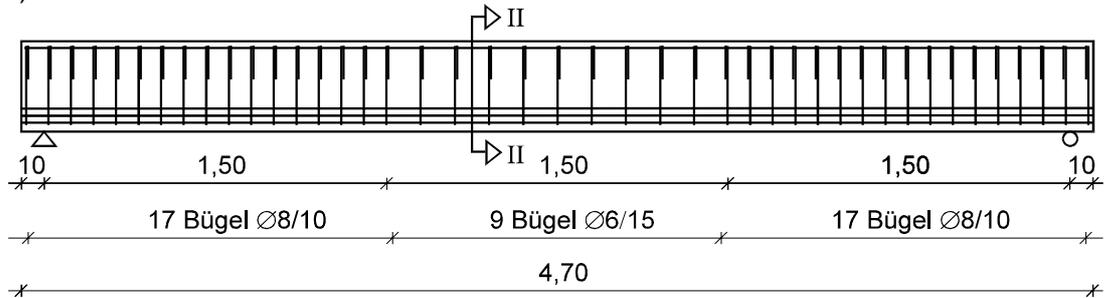
Um das Bauteilverhalten von teilweise vorgespannten Fertigteilen unter Gebrauchslasten zu untersuchen, wurden vier Spannbettbalken mit einer Biegezugbewehrung aus 0,5“-Litzen mit sofortigem Verbund und geringen Vorspanngraden hergestellt. Hierbei wurde der Bewehrungsgrad (Längsbewehrung aus vier oder sechs Litzen), die Beton-zusammensetzung (hochfester Beton mit und ohne Silikastaub) und die Bügelbewehrung (mit und ohne Bügel im mittleren Drittel des Balkens) variiert. Mit einer Stützweite von 4,50 m ergab sich eine Schlankheit als Verhältnis der Stützweite zur Trägerhöhe von 11. Durch die Vordehnung der Litzen im Spannbett von 30 % der Streckgrenze ergab sich eine teilweise Vorspannung. Bei einer Belastung auf Gebrauchslastniveau in Höhe von rund 50 % der rechnerischen Traglast betrug der Vorspanngrad $\kappa = 0,35$ ($= M_{DEK}/M = \text{Dekompressionsmoment} / \text{Gebrauchsmoment}$). Damit ergaben sich ähnliche Verhältnisse wie bei der vorgeschlagenen Konstruktionsform nach Bild 1 c und eine rechnerische Spannungszunahme ab der Laststufe der Dekompression von rund 350 N/mm² unter Gebrauchslasten. Hiermit kann der für die Rißbreitenbeschränkung wichtige Spannungsbereich erfaßt werden.

Die Ausbildung der Versuchsbalken 1 bis 4 ist in Bild 6.6 dargestellt.

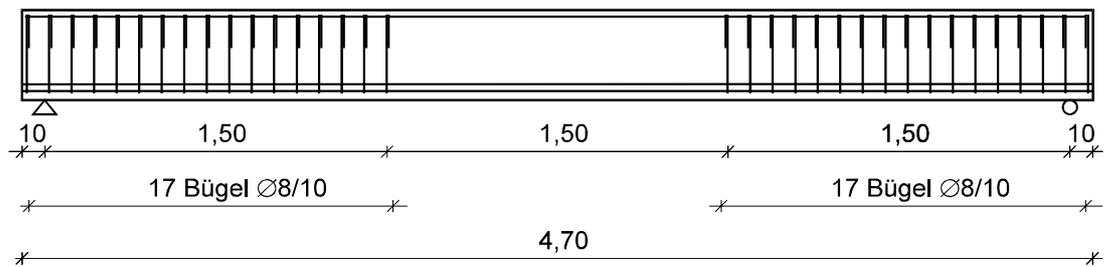
Ergänzend zu den vier teilweise vorgespannten Balken wurden die in Abschnitt 5 beschriebenen sechs Spannbettbalken geprüft. Im Vordergrund stand hierbei das Verhalten der vorgedrückten Zugzone ab der Laststufe der Dekompression bei höheren Vorspanngraden ($\kappa = 0,8$ bis 1,0) sowie der Einfluß des Verbundes unterschiedlicher Spannbewehrungen (0,5“-Litzen und gerippte Drähte $\varnothing 12\text{mm}$) und verschiedener Betonsorten (normalfester Beton sowie hochfester Beton mit und ohne Silikastaub). Die Schlankheit ergab sich als Verhältnis der Stützweite von 3,50 m zur Trägerhöhe 40 cm zu 8,8. Die maßgebliche Zusatzstahlspannung für die Rißbreitenbeschränkung betrug bis zum Fließen der Spannbewehrung mindestens 350 N/mm². Die Angaben zu den Versuchsparametern der Balken 5 bis 10 können Tabelle D 1 entnommen werden.



a) Balken 1 und 2



b) Balken 3



c) Balken 4

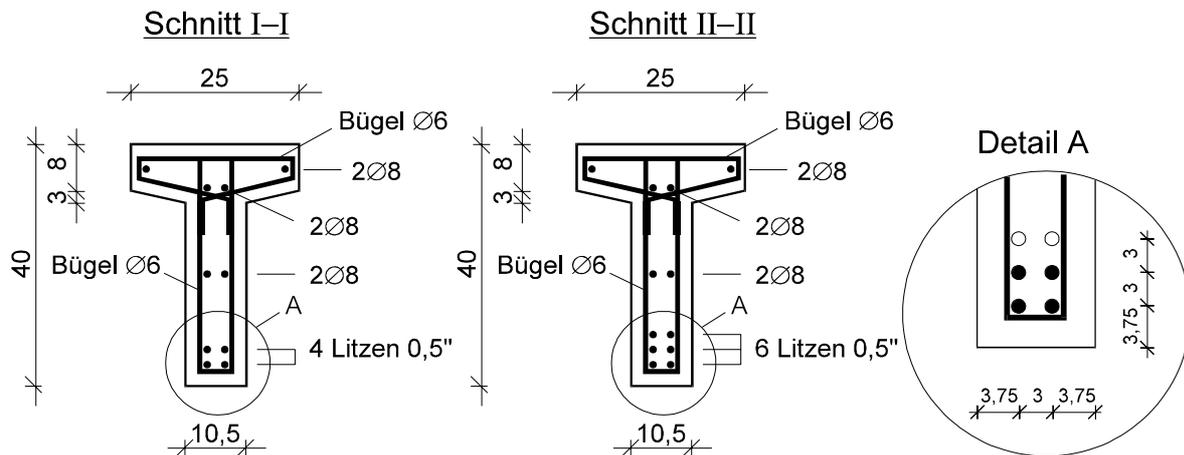


Bild 6.6: Abmessungen und Bewehrung der Balken 1 bis 4

Als Versuchskörper wurden Balken mit T-Querschnitt gewählt, um ein vorzeitiges Versagen der Betondruckzone zu vermeiden. Bei den Balken 1 bis 4 wurde eine Stegbreite von 10,5 cm gewählt, um wirklichkeitsnahe Bewehrungsgrade der vorgedrückten Zugzone zu erhalten. Die Betondeckung der Litzen wurde wie bei den untersuchten Zugkörpern mit 3,1 cm zu $c = 2,5 \varnothing$ gewählt. Die Balken 6 bis 10 wurden mit ei-

ner Stegbreite von 20 cm bzw. 22,2 cm hergestellt, um den Einfluß des Verbundes bei geringeren Bewehrungsgraden zu untersuchen (Tafel D 1). Die Betondeckung betrug wegen der im Vergleich zu Balken 1 bis 4 größeren Vorspannkkräfte bei den Litzen 3,8 cm und bei den gerippten Drähten 3,6 cm (jeweils $c = 3,0 \varnothing$).

Durch den Vierpunkt-Biegeversuch gemäß Bild 6.7 befand sich zwischen den Lasteinleitungspunkten ein Meßbereich mit konstanter Beanspruchung des Trägers von 1,50 m Länge. Hier stellten sich bei der zu erwartenden Rißanzahl von 10 bis 15 Rissen mittlere Verhältnisse ein.

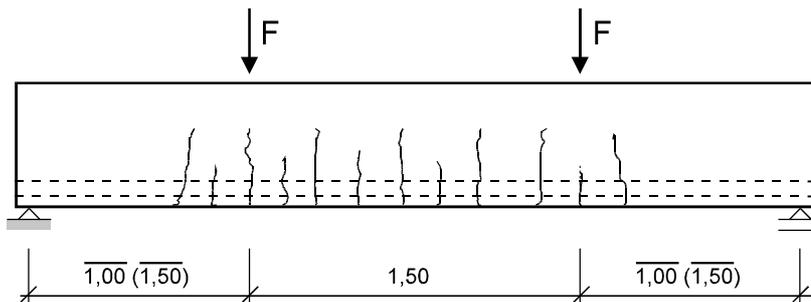


Bild 6.7: Versuchsbalken beim Vierpunkt-Biegeversuch

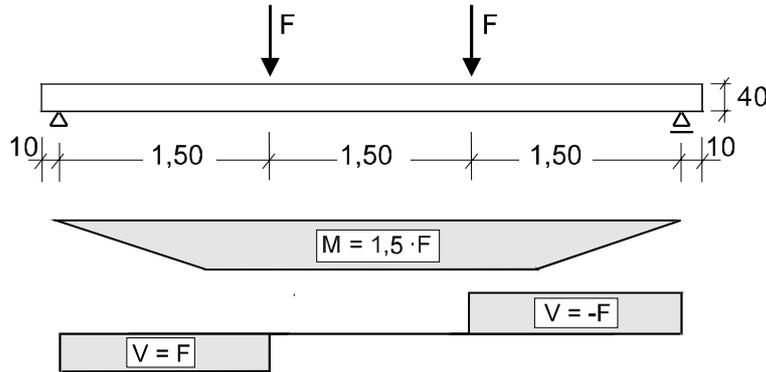
Es wurden Balken mit und ohne Bügel im Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten geprüft, um den Einfluß der Bügel auf die Rißbildung zu erfassen. Bei den Balken 1 bis 3 mit Bügelbewehrung wurden zweiseitige Bügel $\varnothing 6$ mm im Abstand von 15 cm angeordnet. Hiermit ist eine wirklichkeitsnahe Bügelbewehrung gegeben, um die Versuchsergebnisse auf das reale Bauteil zu übertragen. Bei den Balken 4 bis 10 ohne Bügelbewehrung der vorgedrückten Zugzone zwischen den Lasteinleitungspunkten ist die gleiche ungestörte Rißbildung zu erwarten wie bei den Zugkörpern und damit der direkte Vergleich möglich.

6.3.2 Versuchsaufbau

Das statische System sowie die Belastungsanordnung ist in Bild 6.8 skizziert. Zur Durchführung der Versuche wurden die Versuchskörper über eine Stahlrolle und einen Vierkantstab als Balken auf zwei Stützen im Prüfstand gelagert. Zur Lastverteilung wurden im Auflagerbereich 20 mm dicke Stahlbleche an der Stegunterseite angeordnet. Bei den Balken 1 bis 4 betrug der Überstand gegenüber den Auflagerachsen 10 cm. Bei den Balken 6 bis 10 wurde ein Überstand von 5 cm gewählt, um den Einfluß kurzer Auflagertiefen auf die Endverankerung der Spannstähle zu untersuchen. Die Prüflast wurde durch einen hydraulischen Einzelprüfzylinder über eine auf zwei Stahlrollen gelagerte Lastverteilungstraverse in einem Abstand von $l = 1,50$ m eingeleitet. Die einwirkende Kraft wurde durch eine Druckmeßdose zwischen Einzelprüfzylinder und Lastverteilungstraverse gemessen. Das Eigengewicht der Traverse und der Versuchsbalken ergab eine Vorbelastung, die zu der Beanspruchung aus dem Prüfzylinder addiert werden muß. Die Abweichung des konstanten Schnittkraftverlaufs im

untersuchten Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten aus dem parabelförmigen Momentenverlauf infolge des Balkeneigengewichts war vernachlässigbar klein.

Balken 1 bis 4:



Balken 5 bis 10:

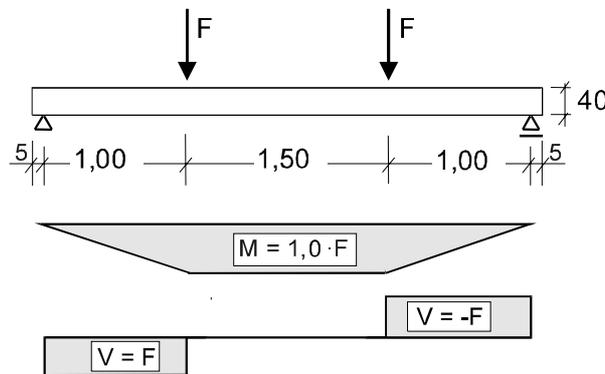


Bild 6.8: Statisches System und Schnittgrößen aus der Prüflast

Die Prüfkraft wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe lastgesteuert aufgebracht. Die Regelung erfolgte manuell durch ein Feinsteuerventil.

6.3.3 Baustoffe

Für die zehn Versuchsbalken wurden die Betonsorten M 45 K, M 65 K und M 105 KS verwendet. Die Betonzusammensetzung kann der Tabelle A 2 entnommen werden. Aufgrund des Fassungsvermögens der institutseigenen Mischanlage wurde die vorge-drückte Zug- und die Druckzone der Balken 1 bis 7 aus je einer Mischung derselben Betonsorte hergestellt. Bei den Balken 8 bis 10 wurde aufgrund der größeren Quer-schnitte eine dritte Mischung für den Stegbereich benötigt.

Wie bei den Zugkörperversuchen wurden zur Ermittlung der Materialeigenschaften der Betone zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung zahlreiche Begleitkörper (Würfel, Spaltzug- und E-Modul-Zylinder) hergestellt. Da das Verhalten der vorge-drückten Zugzone im Mittelpunkt der Untersuchungen stand, wurden die maßgebenden Mate-rialeigenschaften durch zeitgleiche Erhärtungsprüfungen an Prüfkörpern, die aus der-selben Mischung hergestellt und die unter den gleichen Bedingungen gelagert wurden, ermittelt. (Tafel D 2 und D 3). Die Ergebnisse der Güteprüfung für die Betonmischun-

gen der Zug- und Druckzone sowie für den Stegbereich der Versuchsbalken bei drei Mischungen sind in Tafel D 2 und D 3 zusammengefaßt.

Die Spannstahlbewehrung der Balken 1 bis 6 bestand aus Spanndrahtlitzen 0,5“ (Nenndurchmesser 12,5 mm, St 1570/1770). Sie wurde aus der gleichen Lieferung entnommen wie bereits die Spannstahlbewehrung der Zugkörperversuche, so daß hier die gleichen Materialeigenschaften vorliegen. Die Balken 8 bis 10 wurden mit vergütetem, gerippten Spannstahldraht \varnothing 12 mm (St 1420/1570) vorgespannt. Die Materialeigenschaften des verwendeten Spannstahls enthält Tafel B 5.

Für die Bügel- und schlaffe Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500/550) verwendet.

6.3.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Versuchsbalken wurden im Spannbett betoniert. Als Schalung wurden eine kunststoffbeschichtete Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet, um einen unkontrollierten Wasserentzug des Betons zu verhindern. Die Betonstahlbewehrung wurde in Form von vorgefertigten Bewehrungskörben eingebaut. Danach folgten das Einfädeln der Litzen bzw. Spanndrähte und das Vorspannen. Nach dem Ausrichten und Fixieren der Betonstahlbewehrung wurde die Schalung geschlossen. Der Beton wurde in Schichthöhen von etwa 10 cm in die Schalung eingebracht und mit einem Flaschenrüttler verdichtet.

Einen Tag nach der Herstellung wurden die Balken ausgeschalt und bis zu sieben Tagen unter einer Kunststoffolie und die restliche Zeit bis zum Versuchsbeginn bei normalen Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsverhältnissen in der Versuchshalle gelagert. Die mit den Versuchsbalken gleichzeitig hergestellten Vergleichskörper und die Probekörper für die Erhärtungsprüfung wurden in gleicher Weise behandelt und gelagert.

6.3.5 Meßverfahren und Meßwerterfassung

Die Anordnung der Meßstellen ist in Bild 6.9 wiedergegeben. Im einzelnen wurden folgende Messungen zur Beurteilung des Bauteilverhaltens durchgeführt:

- Die Größe der aufgebrachten Prüfkraft wurde mittels einer Kraftmeßdose kontrolliert.
- Die Balkendurchbiegung in Feldmitte wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer ermittelt.
- Im Bereich einer 1100 mm langen Meßstrecke, welche in Trägermitte zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten angeordnet war, wurde die Differenzdurchbiegung mit einem weiteren induktiven Wegaufnehmer an einer Meßbrücke erfaßt.
- Die Messung der Betonverformungen der Biegedruckzone erfolgte mit induktiven Wegmessungen auf einer Meßlänge von 500 mm.

- Zur Erfassung der Betonverformungen der vorgedrückten Zugzone in Höhe der Spanndrähte wurden je Stegseite eine insgesamt 1100 mm lange Meßstrecke (500 mm+100 mm+500 mm) zur induktiven Wegmessung und eine 1500 mm lange Meßstrecke zur Setzdehnungsmessung (SDM, Bauart Pfender) gegen einander versetzt im Bereich der konstanten Beanspruchung angeordnet. Die Betonverformungen wurden über den gesamten Zeitraum von der Vorspannung der Balken über den Gebrauchslastversuch bis zum Bruchversagen gemessen.
- Die Rißbreite im Sollriß in der Balkenmitte wurde während des Versuchs kontinuierlich durch induktive Wegaufnehmer an der Balkenunterseite und auf Höhe der Spannbewehrung erfaßt.
- Die Rißentwicklung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet.

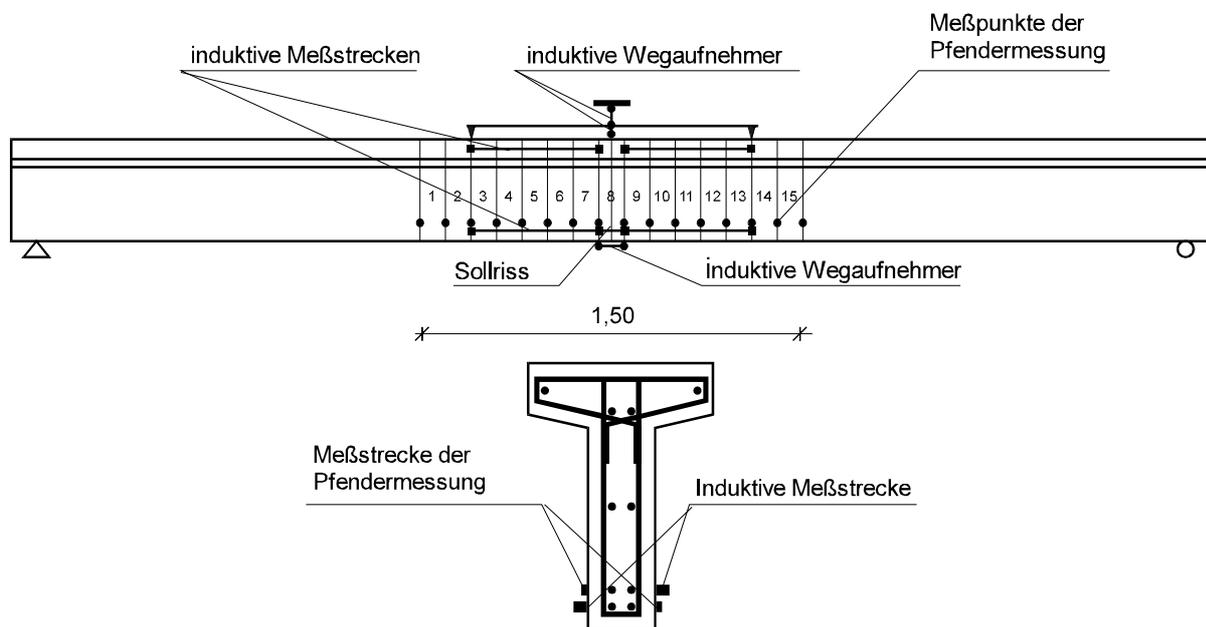


Bild 6.9: Prinzipskizze der Meßeinrichtungen an den Versuchsbalken

Zur Ermittlung der Spannkraftverluste und zur Messung der Zusatzstahlspannung ab der Dekompression im Zustand II wurden im Sollriß auf den Litzen Dehnungsmeßstreifen (DMS) mit einer Meßbasis von 3 mm angeordnet. Diese DMS, auf je einem der äußeren Drähte der Litzen, wurden vor dem Betonieren gegen eine geeichte Kraftmeßdose kalibriert, so daß die Litzenkraft im Sollriß nach dem Betonieren kontinuierlich erfaßt werden konnte. Bei den teilweise vorgespannten Balken 1 bis 4 ergaben sich wegen der geringen Vordehnungen durch die Relaxation der Spannstähle keine Abweichungen gegenüber der Kalibrierung, so daß die zeitabhängigen Vorspannkraft direkt gemessen werden konnten. Bei den Balken 5 bis 10 verursachte die höhere Vorspannung Nullpunktverschiebungen der DMS-Messungen, so daß die Spannkraft und die Dekompressionsmomente zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wie

bei den Zugkörpern (Abschnitt 6.3) durch zusätzliche Auswertungen der Betonverformungen ermittelt werden mußte (Tafel D 4).

Die zeitabhängigen Betonverformungen infolge von Kriechen und Schwinden wurden durch Messungen an der Betonoberfläche im Vergleich zu zwei Kompensationskörpern mit gleicher Querschnittsgeometrie im Zeitraum unmittelbar vor der Spannkrafteinleitung bis zum Versuch erfaßt. Der erste Kompensationskörper wurde zusammen mit dem Versuchsträger betoniert und besaß die gleiche Bewehrung, war jedoch nicht vorgespannt. Der zweite Kompensationskörper bestand aus schwindfreiem alten Beton. Entsprechend der Spannkrafteinleitung erfolgte bei den Balken 1, 4, 5, 6, 8 und 9 die erste Messung 24 Stunden nach der Herstellung, bei den Balken 2 und 3 bzw. 7 und 10 wurde die erste Messung nach zwei oder drei Tagen durchgeführt.

Die Aufzeichnung der Versuchsdaten erfolgte wie bei den Zugkörperversuchen (Abschnitt 6.2.4).

6.3.6 Belastungsgeschichte

Die teilweise vorgespannten Balken 1 und 4 aus der Betonsorte M 105 KS wurden entsprechend der sehr schnellen Erhärtung nach 24 Stunden vorgespannt. Um in etwa gleiche zeitabhängige Spannkraftverluste zu erhalten (Tafel D 4), wurden die Balken 2 aus M 65 K und Balken 3 mit sechs Litzen nach zwei Tagen vorgespannt. Die Vorspannkraft von 44 kN je Litze wurden gleichzeitig durch eine hydraulische Presse innerhalb von rd. 10 Minuten stetig eingeleitet.

Die höher vorgespannten Balken 5, 6, 8 und 9 aus hochfestem Beton wurden entsprechend der hohen Frühfestigkeit 24 Stunden nach der Herstellung vorgespannt. Die Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton wurden wegen der langsameren Festigkeitsentwicklung erst nach drei Tagen vorgespannt. Die Spannkrafteinleitung wird in Abschnitt 5.2.5 beschrieben.

Nach dem Vorspannen waren die Versuchsbalken durch das Eigengewicht als Einfeldträger mit der Stützweite nach Bild 6.8 bis zum Versuchsbeginn belastet.

Die Versuche an den Balken 1 bis 4 unter Gebrauchslasten erfolgte 14 Tage nach der Herstellung. Die Versuchsbalken wurden bis zum Gebrauchslastniveau, d. h. bis zu 50 % der rechnerischen Traglast, belastet. Hierbei wurde die Prüflast in 9 kN- bzw. 15 kN-Schritten bei Balken 3 bis zur Laststufe der Dekompression stufenweise gesteigert. Ab der Dekompression erfolgte die Belastung in 4 kN- bzw. 5 kN-Schritten, um die Rißbildung laststufenweise genau erfassen zu können. Nach Erreichen der Gebrauchslast wurden die Versuchsbalken bis auf das Eigengewicht entlastet.

Die Balken 5 bis 10 wurden ein bis zweieinhalb Monate nach der Herstellung geprüft (Tafel D 1). Hierbei wurde die Belastung zunächst in Laststufen von $1/7 M_u$ erhöht, bis eine Belastung von $5/7 M_u$ (M_u = rechnerisches Bruchmoment durch Fließen des

Spannstahls) erreicht wurde. Anschließend wurden 30 Lastwechsel zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ eingeschaltet. Hierdurch konnte der Einfluß einer nicht ruhenden Belastung auf die Rißbildung und die Verformung oberhalb der Dekompression untersucht werden. Danach wurde die Belastung in 10 kN-Schritten bis zum angestrebten Endwert der Zusatzstahlspannung ab der Dekompression von 350 N/mm^2 gesteigert, um die weitere Rißbildung genau zu erfassen und zu dokumentieren. Der anschließende Bruchversuch wird in Abschnitt 7 beschrieben.

Die Versuchsdauer betrug bei allen Balken rund vier Stunden.

Die Prüfkraft wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe lastgesteuert aufgebracht. Die Regelung erfolgte manuell durch ein Feinsteuerventil.

6.4 Abgrenzung der eigenen Versuche zu bisherigen Untersuchungen

Um eine Beeinflussung der Rißbreiten durch den Seilreiß der Litzen bei geringen Stahlzugkräften [28] auszuschließen und um die Verhältnisse der vorgedrückten Zugzone eines Spannbetonfertigteils mit sofortigem Verbund möglichst wirklichkeitsnah abzubilden, wurden die Versuchskörper im Unterschied zu den üblichen Zugkörperversuchen im Spannbett vorgespannt. Durch die gewählten Vorspannkräfte ergaben sich Betondruckspannungen entsprechend den für hochfesten Beton extrapolierten, zulässigen Betondruckspannungen der vorgedrückten Zugzone nach [20] (Tafel B 2, Spannkrafteinleitungskörper 2, 5, 8, 10 bis 12 und Balken 5 bis 10).

Die Spannbewehrung aus 0,5“-Litzen und gerippten Drähten $\varnothing 12 \text{ mm}$ wurde mit einer praxisüblichen Betondeckung von $c = 2,5 \varnothing$ und $c = 3,0 \varnothing$ in den Ecken der rechteckigen Querschnitte angeordnet. Bei einem Zugkörper ist die Rißbildung bei mehreren Spannstählen realitätsnäher als mit nur einem, mittig angeordneten Bewehrungsstab. Letzterer wird häufig bei Zugkörperversuchen verwendet, weil er in Bezug auf eine zentrische Lasteinleitung im Versuch einfacher zu handhaben ist. Bei der gewählten Ausbildung mit einer mechanisch zentrierten Einleitung der Prüfkraft und insbesondere mit vier in den Ecken angeordneten Litzen, kann eine einseitige Rißbildung, wie sie bei mittig bewehrten Querschnitten auftritt, verhindert werden, so daß sich die Risse als sogenannte Trennrisse ausbilden. Eine bewehrungsnahe Rißbildung, wie sie bei hohen oder ungleichmäßig bewehrten Querschnitten auftritt, ist nicht zu erwarten.

Die für das Verformungsverhalten und die Rißentwicklung maßgebende Laststufe der Dekompression ergibt sich aus den zeitabhängigen Betondehnungen und Spannkraftverlusten durch Kriechen und Schwinden. Das Schwinden setzt sich aus der Volumenverminderung durch Austrocknen des Betons und der chemischen Reaktion bei der Erhärtung (autogenes Schwinden) zusammen. Aufgrund der sehr schnellen Erhärtung des hochfesten Betons - bereits nach 24 Stunden wird rund 70% der 28-Tagefestigkeit erreicht (Tafel B 3 und B 4) - und des hohen Zementanteils erzeugt das au-

togene Schwinden bereits in den ersten 24 Stunden ein entsprechend großes Fröhschwindmaß.

Dem entgegen werden im allgemeinen die zeitabhängigen Verformungen durch Messungen der Betondehnungen an der Außenfläche erst dann ermittelt, nachdem ein großer Teil des Fröhschwindens bereits eingetreten ist. Wegen der zu geringen Gröndstandfestigkeit können die Meßstrecken erst nach dem Erhärten des Betons angebracht werden. Aufgrund der relativ hohen Fröhschwindanteile des hochfesten Betons und dem damit verbundenen großen Einfluß auf die Dekompressionslast dürfen jedoch die zeitabhängigen Verformungen innerhalb der ersten 24 Stunden nicht vernachlässigt werden.

Bei den untersuchten Zugkörpern und Balken wurden die zeitabhängigen Verformungen auf der Betonoberfläche induktiv und mit DMS vor dem Vorspannen ab einem Betonalter von 24 Stunden gemessen. Im Unterschied zu bisherigen Untersuchungen kann durch Herstellung im Spannbett und durch die im Sollriß auf den vorgespannten Litzen angeordneten DMS der Anteil aus dem Fröhschwinden indirekt bestimmen werden. Durch das Fröhschwinden wurde ein deutliches Anwachsen der Spannung der im Spannbett verankerten Spannstähe in den ersten 24 Stunden vor der Spannkrafteinleitung festgestellt. Da sich der Sollriß durch das Fröhschwinden vor dem Vorspannen im Spannbett bereits geöffnet hatte, zeigten die DMS auf den Spannstähen im Sollriß bei der Spannkrafteinleitung insgesamt größere Dehnungen an als die Messungen an der Betonoberfläche außerhalb des Sollrisses. Bei Einleitung der ursprünglichen Vorspannkraft im Spannbett schloß sich der Sollriß wieder und die DMS zeigten die Gesamtdehnung, d. h. die elastische Dehnung des Betons und die Dehnung aus dem Fröhschwinden an. Aus der Differenz zu den an der Betonoberfläche gemessenen elastischen Betondehnungen kann der Anteil des Fröhschwindens bestimmt werden (Bild C 2). Bei den Zugkörpern mit Litzen-DMS (4 bis 6) und bei den Balken 1 bis 10 lassen sich daraus die gesamten zeitabhängigen Verformungen, die Spannkraftverluste und damit die für das Bauteilverhalten entscheidende Laststufe der Dekompression ermitteln (Tafeln C 3 und D 4).

6.5 Ergebnisse der Zugkörper- und Balkenversuche

6.5.1 Vorbemerkungen

Um den Einfluß des Verbundes zwischen Spannstaht und Beton zu veranschaulichen, werden die Zusammenhänge zunächst allgemein dargestellt. In Bild 6.10 ist das Dehnungsverhalten eines Zugkörpers ohne Verbund zu erkennen. Im Unterschied zu einem Bauteil ohne Vorspannung ergibt sich eine bilineare Zugkraft-Dehnungs-beziehung zwischen den Ankerplatten. Die weiße Fläche kennzeichnet den Bereich oberhalb der Dekompression Z_{Dek} mit geringerer Steifigkeit ohne die Mitwirkung des Betons.

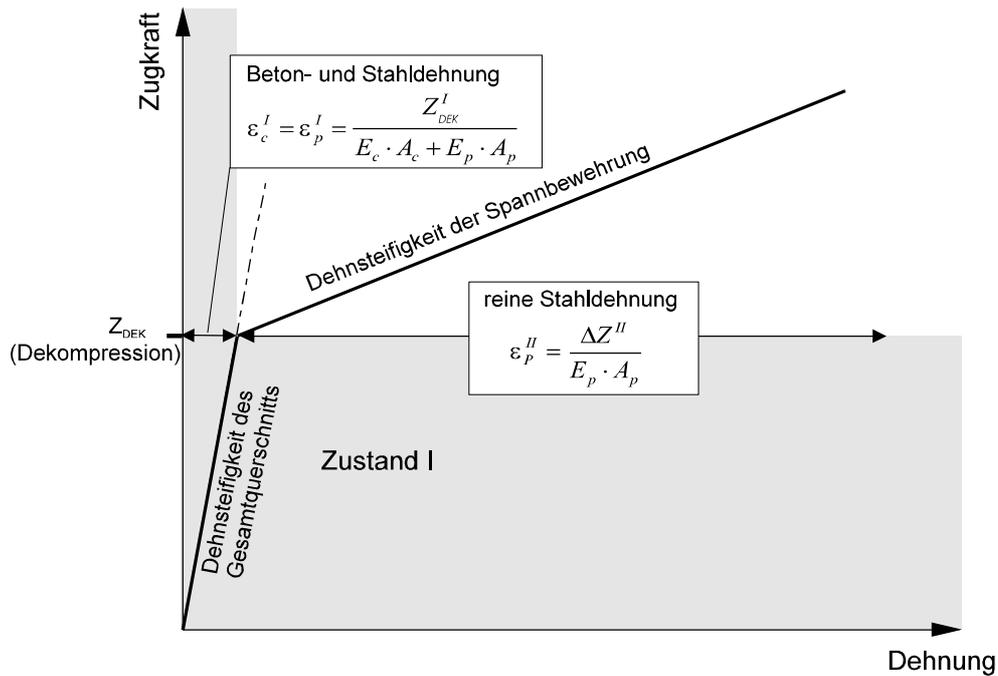


Bild 6.10: Zugkraft-Dehnungsverhalten eines Spannbetonkörpers ohne Verbund

Verformung des Zugkörpers zwischen den Spannstäblenden	Äußere Zugkraft	Betonspannung	Stahlspannung	Mittlere Dehnung des Zugkörpers zwischen den Spannstäblenden $\Delta L/L$
	$Z = 0$	$-\frac{P}{A_c}$	$\frac{P}{A_p}$	0
	$Z = P^{(0)} = Z_{DEK}^I$	0	$\frac{Z_{DEK}^I}{A_p}$	$\frac{Z_{DEK}^I}{E_c \cdot A_c + E_p \cdot A_p}$
	$Z = Z_{DEK}^I + \Delta Z^{II}$	0	$\frac{Z_{DEK}^I + \Delta Z^{II}}{A_p}$	$\frac{Z_{DEK}^I}{E_c \cdot A_c + E_p \cdot A_p} + \frac{\Delta Z^{II}}{E_p \cdot A_p}$

Tabelle 6.1: Zugkraft-Verformungsverhalten eines Spannbetonkörpers ohne Verbund

Der Einfluß des Verbundes auf das Dehnungsverhalten bei einer Zugbeanspruchung kann nach Bild 6.11 näherungsweise durch eine trilineare Zugkraft-Dehnungsbeziehung beschrieben werden. Die drei unterschiedlichen Neigungen ab der Dekompression (Zustand I, fortschreitende Rißbildung und abgeschlossene Rißbildung im Zustand II) entsprechen bereichsweise unterschiedlichen Steifigkeiten, die mit unterschiedlichen, wirksamen E-Moduli des Spannstahls E_{pi} beschrieben werden können. Der für die Rißbreitenbeschränkung maßgebende Beanspruchungsbereich ergibt sich aus der Zusatzzugkraft ab der Dekompression (weiße Fläche), die bis zur abgeschlossenen Rißbildung durch den Verbund der Bewehrung in den Beton eingeleitet wird.

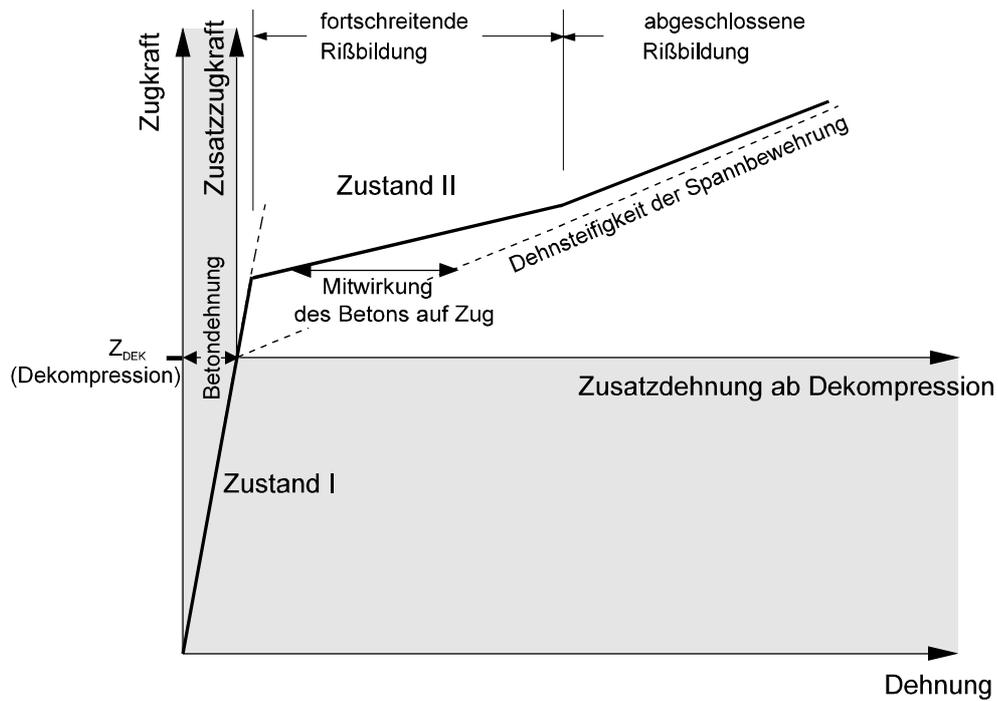


Bild 6.11: Zugkraft-Dehnungsverhalten eines Spannbetonkörpers mit Verbund

Verformung des Zugkörpers zwischen den Spannstahtenden	Äußere Zugkraft	Betonspannung	Stahlspannung im Riß	Mittlere Dehnung des Zugkörpers zwischen den Spannstahtenden $\Delta L/L$
	$Z = 0$	$-\frac{P}{A_c}$	$\frac{P}{A_p}$	0
	$Z = P^{(0)} = Z_{DEK}^I$	0	$\frac{Z_{DEK}^I}{A_p}$	$\frac{Z_{DEK}^I}{E_c \cdot A_c + E_p \cdot A_p}$
	$Z = Z_{DEK}^I + \Delta Z^{II}$	≥ 0	$\frac{Z_{DEK}^I + \Delta Z^{II}}{A_p}$	$\frac{Z_{DEK}^I}{E_c \cdot A_c + E_p \cdot A_p} + \frac{\Delta Z^{II}}{E_{pi} \cdot A_p}$ mit E_{pi} : wirksamer E-Modul

Tabelle 6.2 Zugkraft-Verformungsverhaltens eines Spannbetonkörpers mit Verbund

Der Vergleich mit Bild 6.10 zeigt, daß ab der Dekompression zunächst die Steifigkeit dem Zustand I entspricht, da durch den Verbund im Kräfteinleitungsbereich die Betonzugfestigkeit aktiviert wird. Beim Überschreiten der Betonzugfestigkeit und der anschließenden Rißbildung im Zustand II bewirkt der Verbund eine Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und die Dehnungen sind kleiner als durch die Dehnsteifigkeit der Spannstahlbewehrung ohne Verbund. Bei fortschreitender Rißbildung wird durch die überall vorhandenen Dehnungsunterschiede die Mitwirkung des Betons auf Zug geringer und die Dehnung nähert sich dem Verhalten ohne Verbund an.

Das Dehnungsverhalten der untersuchten Zugkörper unterscheidet sich durch die Verbundverankerung und durch den in der Mitte angeordneten Sollriß von dem Verhalten eines Zugkörpers mit Ankerplatten nach Bild 6.11 und Tabelle 6.2 in folgenden Punkten:

- Bis zur Laststufe der Dekompression (Z_{DEK}^I) treten im Einleitungsbereich der Spannbettvorspannung und der Prüfkraft Verschiebungen zwischen Spann Stahl und Beton auf.
- Beim Erreichen der Laststufe der Dekompression entspricht die Zugkraft Z_{DEK}^I exakt der eingeleiteten Vorspannkraft $P_t^{(0)}$ nach Kriechen und Schwinden, so daß die Dehnungsunterschiede ausgeglichen werden. Es wird derselbe, über die Länge konstante, Dehnungszustand erreicht wie bei einem Zugkörper mit Ankerplatten.
- Ab der Laststufe der Dekompression ergibt sich grundsätzlich das gleiche Zugkraft-Dehnungsverhalten wie in Bild 6.11, wenn die Verformungen der Spannstähle unmittelbar an den Stirnflächen der Dehnkörper gemessen werden. Es können jedoch Störungen durch Veränderungen der Verbundeigenschaften im Einleitungsbereich der Vorspannung z. B. infolge querpressungsabhängigen Betonkriechens oder durch vorzeitige Rißbildung auftreten. Zusätzlich wird durch die Öffnung des Sollrisses vor dem Erreichen der Betonzugfestigkeit die Zustand I-Linie ab der Dekompression flacher.
- Beim Erreichen großer Dehnungen für das abgeschlossene Rißbild (vernachlässigbar kleine Mitwirkung des Betons auf Zug) verschwinden die Einflüsse aus der Verbundverankerung und dem Sollriß, so daß das Verhalten dem von Bild 6.11 entspricht.

Zum direkten Vergleich der Ergebnisse der Zugkörperversuche mit dem rechnerischen Verhalten der Spannstähle ohne Verbund im Zustand II wird daher das Zugkraft-Verformungsverhalten einschließlich der Verschiebungen der Litzen an den Stirnseiten nach der Dekompression dargestellt, um die an den Spannstählen gemessene Gesamtverformung zu erfassen.

Für die Auswertung des Dehnungsverhaltens der Zugkörper wird ein mittlerer Bereich von der Länge 1100 mm zugrunde gelegt, um Störungen durch die Krafteinleitungsgebiete an den Versuchskörperenden auszuschließen.

Für die Zugzone der untersuchten Spannbettbalken gelten im wesentlichen die gleichen Zusammenhänge wie für die vorgespannten Zugkörper. Im Unterschied zur zentrischen Beanspruchung der Zugkörper sind die Betondruckspannungen durch die Vorspannkraft bei der Laststufe der Dekompression jedoch nur teilweise abgebaut. Die exzentrische Vorspannung bewirkt, daß sich die Betonspannungen hieraus erst bei zunehmender Laststeigerung vollständig in einen Gleichgewichtszustand mit dem äußeren Biegemoment umlagern. In Bild 6.12 sind die Betonspannungen bei Erreichen der

Dekompression in Höhe der Spannstahlbewehrung und bei Erreichen der Gebrauchslast dargestellt.

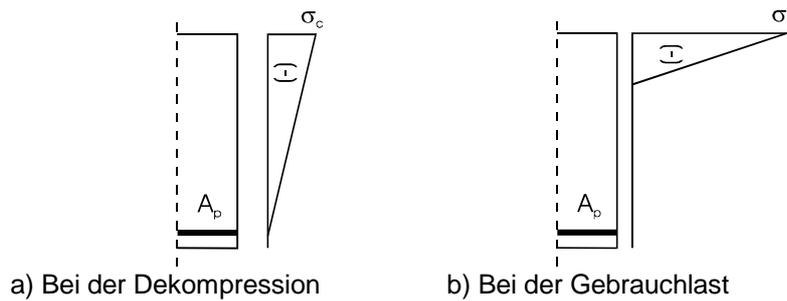


Bild 6.12: Betonspannungen bei teilweiser Vorspannung

Bild 6.13 zeigt das Dehnungsverhalten der vorgedrückten Zugzone eines teilweise vorgespannten Balkens mit sofortigem Verbund bei einer Biegebeanspruchung. Der Übergang der Biegesteifigkeit, vom Zustand I in den Grenzwert des nackten Zustands II, der sich ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug ergeben würde (gestrichelte Linie), erfolgt allmählich, da aufgrund der zunächst tief liegenden Nulllinie die Biegesteifigkeit vom Scheibenspannungszustand des ungerissenen Querschnittsteils mitbestimmt wird.

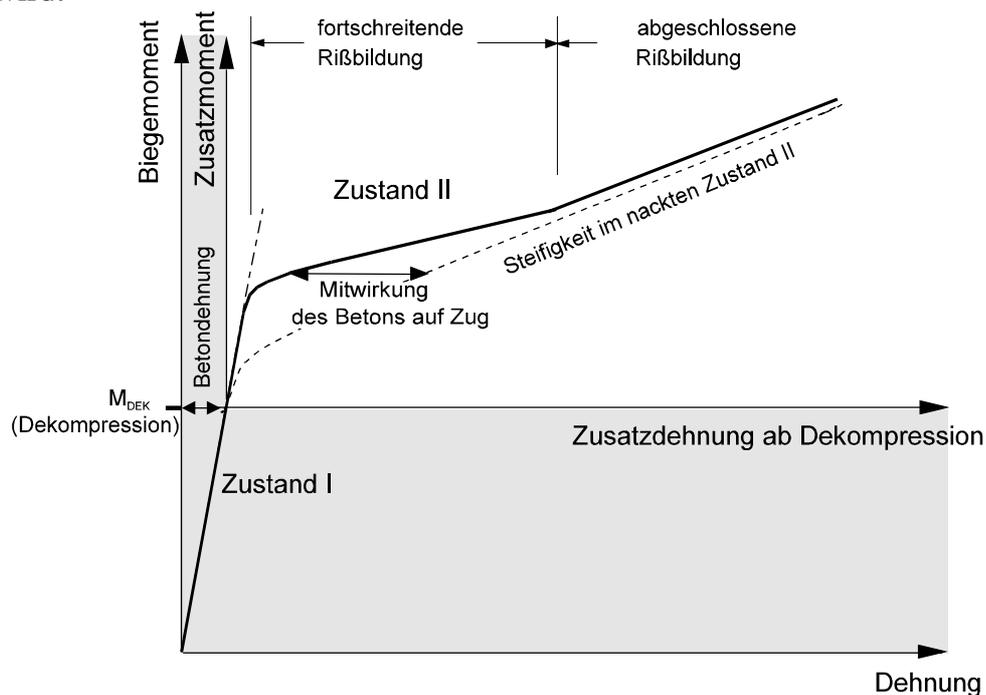


Bild 6.13: Biegemoment-Dehnungsverhalten der vorgedrückten Zugzone

Im Bereich der abgeschlossenen Rißbildung nähert sich die Biegesteifigkeit durch eine verminderte Mitwirkung des Betons auf Zug dem nackten Zustand II an. Bei hoch liegender Nulllinie ist der Scheibenspannungszustand fast vollständig abgebaut.

Da im Unterschied zu den untersuchten Zugkörpern im Meßbereich nur die Betonverformungen erfaßt werden, ist die Verformung der Spannstähle nicht genau bekannt

und damit der direkte Vergleich mit den Werten der rechnerischen Zustand II-Linie nicht möglich. Für die Auswertung des Dehnungsverhaltens kann jedoch im Meßbereich auf einer Länge von 1500 mm zwischen den Lasteinleitungspunkten von mittleren Verhältnissen ausgegangen werden.

6.5.2 Verformungs- und Rißverhalten

Nachfolgend wird das im Versuch ermittelte Verformungs- und Rißverhalten der Zugkörper mit dem Verhalten der Zugzone der Spannbettbalken verglichen. In Bild 6.14 ist das Dehnungsverhalten der Zugkörper 1 bis 6 dargestellt. Zum direkten Vergleich der Zugkörper mit zwei und vier Litzen werden die Zugkräfte grundsätzlich auf zwei Litzen bezogen, d. h. bei den Körpern mit vier Litzen wird die halbe Zugkraft angegeben. Durch die Wahl der Querschnitte entsprechend der Betonfestigkeit (Bilder 6.2 und 6.3) ist bei allen Zugkörpern ein ähnliches Dehnungsverhalten zu erkennen. Zunächst ergibt sich die Dehnung aus der Steifigkeit des Gesamtquerschnitts im Zustand I. Anschließend wächst die Verformung durch die Öffnung des Sollrisses oberhalb der Dekompression schneller an. Bei dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit ergibt sich übergangslos eine sehr geringe Steifigkeit durch die Rißbildung im Zustand II.

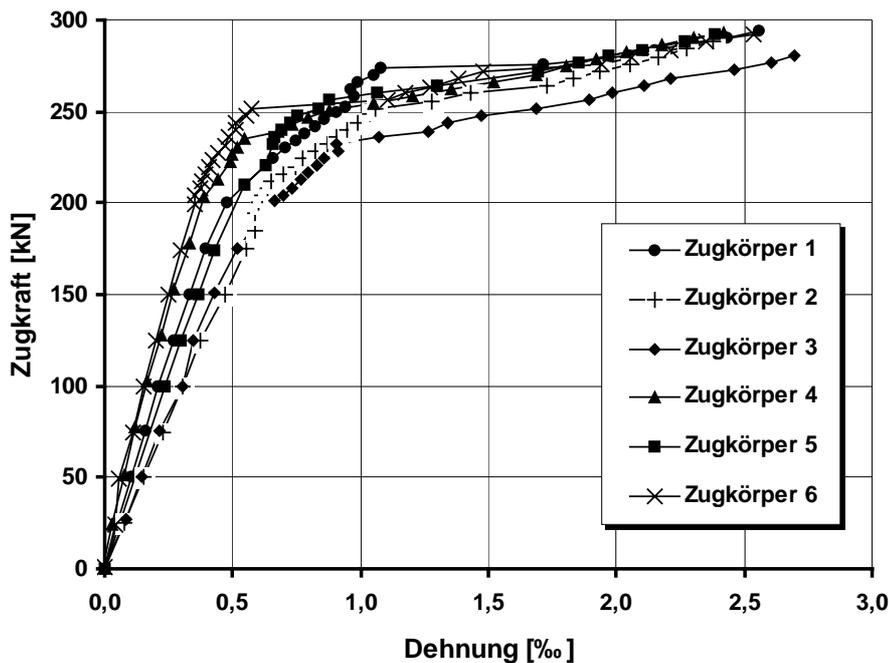


Bild 6.14: Zugkraft-Dehnungsbeziehung der Zugkörper

Die dazugehörigen mittleren Rißabstände als Kenngröße für die Rißentwicklung sind in Bild 6.15 in Abhängigkeit von der Zugkraft dargestellt. Es wird deutlich, daß sich die mittleren Rißabstände sehr schnell verringern und die hauptsächliche Rißbildung in einem sehr kleinen Beanspruchungsbereich entsprechend dem übergangslosen Steifigkeitsabfall stattfindet. Anschließend ergeben sich Grenzwerte des mittleren Rißabstandes bei denen sich trotz weiterer Laststeigerung keine weiteren Risse bilden. Hierbei zeigen die Zugkörper mit und ohne Silikastaub jeweils ein sehr ähnliches Verhalten.

ten. Bei den Zugkörpern 2 und 6 ohne Silikastaub liegt der Grenzwert bei 23 cm und ist damit deutlich größer als bei den übrigen Zugkörpern mit Silikastaub (13 cm).

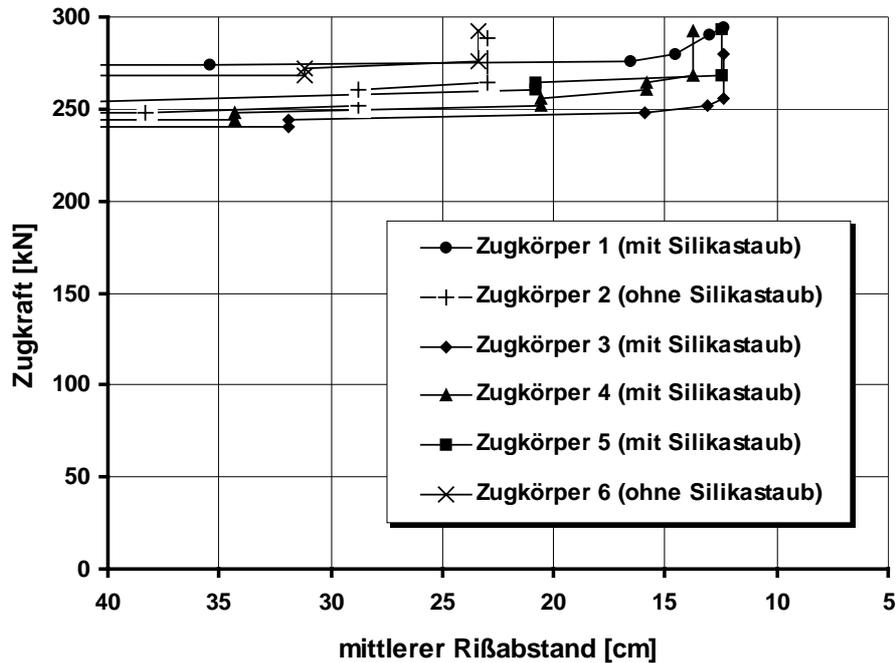


Bild 6.15: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit von der Zugkraft

Die unterschiedlichen Rißabstände in Abhängigkeit von der Zugabe von Silikastaub werden auch im Vergleich der Rißbilder der Zugkörper 5 und 6 mit ähnlichen Rißzugkräften bei der letzten Laststufe deutlich (Bilder 6.16 und 6.17). Ursächlich hierfür sind die in Abschnitt 3 beschriebenen unterschiedlichen Verbundfestigkeiten.

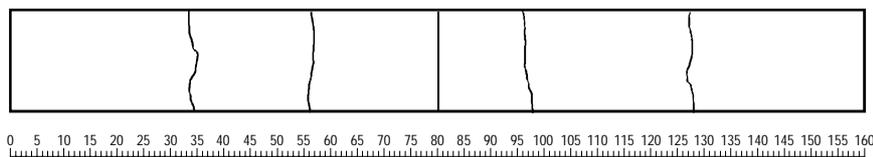


Bild 6.16: Rißbild des Zugkörpers 6 ohne Silikastaub

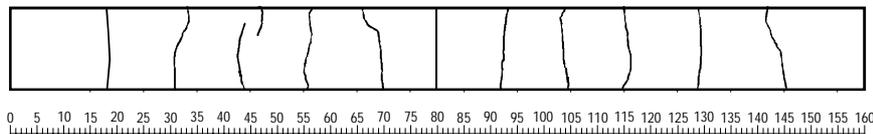


Bild 6.17: Rißbild des Zugkörpers 5 mit Silikastaub

Bild 6.18 zeigt für die Spannbettbalken 5 bis 10 die mittleren Dehnungen der Zugzone im Meßbereich. Es wird deutlich, daß für das Verformungsverhalten der vorgeprägten Zugzone der Balken grundsätzlich die gleichen Zusammenhänge wie bei den Zugkörpern gelten. Der Vergleich mit Bild 6.14 zeigt jedoch entsprechend der allmählichen Umlagerung der Vorspannkraft in einen Gleichgewichtszustand und der damit

verbundenen Beeinflussung durch den Scheibenspannungszustand (Bilder 6.12 und 6.13) einen weniger scharfen Übergang vom Zustand I in den Zustand II.

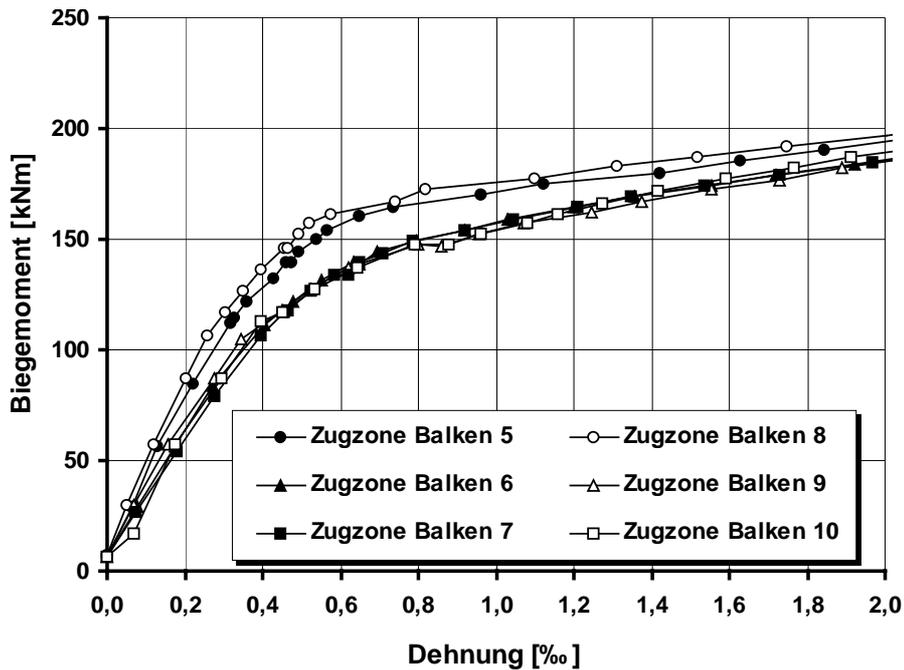


Bild 6.18: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der Balken 5 bis 10

Dem entsprechend ist auch die Rißentwicklung (Bild 6.19) langsamer als bei den zentrisch beanspruchten Zugkörpern. Der Vergleich mit dem Dehnungsverhalten (Bild 6.18) zeigt, daß die allmähliche Verringerung der Steifigkeit mit der langsameren Rißbildung, insbesondere bei den Balken 6, 7, 9 und 10 mit früherer Erstrißbildung, korrespondiert.

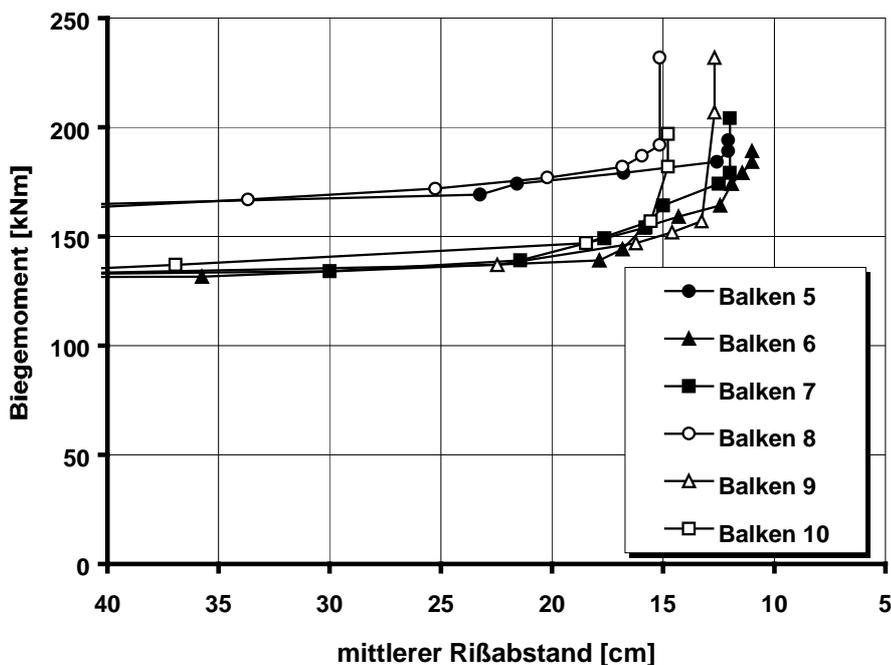


Bild 6.19: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Biegemoment

Bei gleichen Querschnitten und Beanspruchungsverhältnissen ist sowohl bei den Balken 5 bis 7 mit Litzen als auch bei den Balken 8 bis 10 mit gerippten Drähten eine größere Steifigkeit der Balken 5 und 8 aus hochfestem Beton der Sorte M 105 KS zu erkennen. Dies kann im Zustand I auf den höheren E-Modul des Betons zurückgeführt werden. Oberhalb der Dekompression führt die spätere Rißbildung der Balken 5 und 8 (Bild 6.19) durch die höhere Betonzugfestigkeit zunächst zu deutlich geringeren Dehnungen. Zusätzlich ist zu vermuten, daß die höhere Verbundfestigkeit dieser Betonart mit Silikastaub im Zustand II zu einer größeren Mitwirkung des Betons auf Zug führt.

Bei den Balken 1 bis 4 ergeben sich durch die teilweise Vorspannung wesentlich kleinere Dekompressionsmomente (Tafel D 4). Dies führt zu einem früheren Übergang in den Zustand II und, bei gleicher Beanspruchung wie bei den höher vorgespannten Balken 5 bis 10, zu größeren Dehnungen der Zugzone. Beim Balken 3 mit sechs Litzen ist durch die entsprechend höhere Vorspannung und den höheren Bewehrungsgrad eine steiferes Verhalten der Zugzone zu erkennen (Bild 6.20).

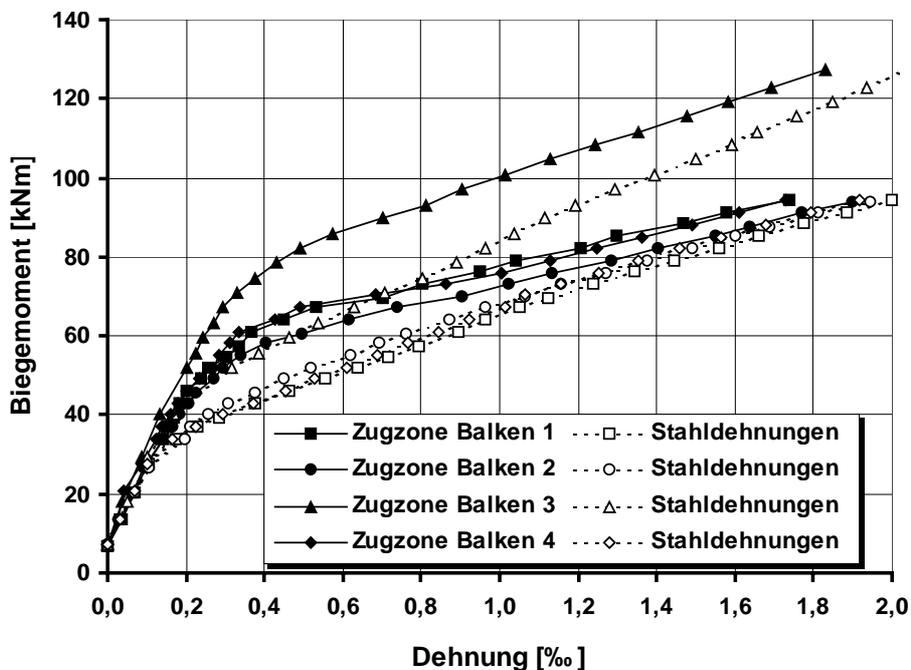


Bild 6.20: Biegemoment-Dehnungsbeziehung für Balken 1 bis 4

Durch die zusätzliche Darstellung der gemessenen Stahldehnungen aus den DMS im Sollriß kann der Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug abgelesen werden. Es wird deutlich, daß bei allen Balken die mittleren Dehnungen der Zugzone entsprechend Bild 6.13 durch die Betonzugfestigkeit zunächst geringer sind als die Stahldehnungen im Sollriß ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug. Durch die Rißbildung vermindert sich die Steifigkeit der Zugzone und bei zunehmender Beanspruchung nähert sich die Dehnung der Zugzone der Dehnung des Spannstahls im Sollriß an.

In Bild 6.21 ist die spätere Rißbildung beim Balken 3 im Vergleich zu den übrigen Balken durch die höhere Vorspannung zu erkennen. Während bei den Balken 1, 3 und 4 aus der Betonsorte M 105 KS bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden mit und ohne Bügel in etwa die gleichen Grenzwerte des mittleren Rißabstandes wie bei den Zugkörpern erreicht werden, ist bei Balken 2 aus M 65 K ohne Silikastaub kein Einfluß der geringeren Verbundfestigkeit zu erkennen.

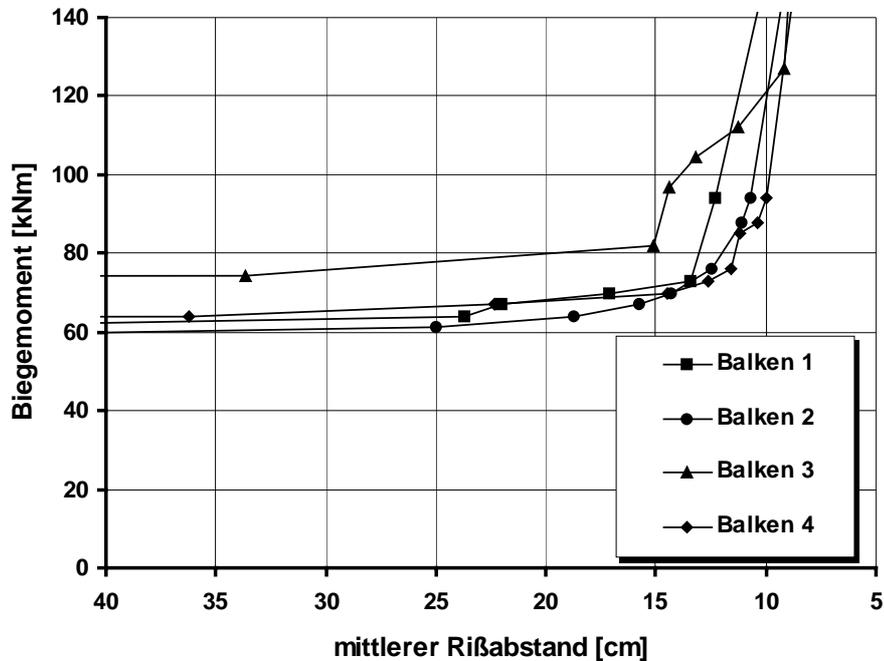


Bild 6.21: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom Biegemoment

Insgesamt zeigt der Vergleich der Spannbettbalken keinen signifikanten Einfluß der Betonsorte auf die mittleren Rißabstände, da bei allen Balken in etwa gleiche Werte erreicht werden. Bei den Balken 5 und 8 aus der Betonsorte M 105 KS ergeben sich trotz der wesentlich höheren Verbundfestigkeit teilweise größere Rißabstände als bei den Balken mit geringerer Verbundfestigkeit (Bild 6.19). Hierdurch unterscheidet sich das Rißverhalten der Spannbettbalken grundsätzlich von dem der Zugkörper, bei denen sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Verbundfestigkeit und Rißabstand ableiten läßt. Dies ergibt sich nur zum Teil aus den gleichen Querschnittsabmessungen der Balken, bei denen die unterschiedlichen Rißzugkräfte bei den verschiedenen Betonsorten den Einfluß der Verbundfestigkeit ausgleichen. Zusätzlich muß eine weitere Einflußgröße berücksichtigt werden, um das Rißverhalten vorgespannter Bauteile bei einer Biegebeanspruchung zu erklären.

6.6 Auswertung zum Verhalten ab der Dekompression

6.6.1 Vorbemerkungen

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Verformungseigenschaften der vorgeprägten Zugzone bei einer teilweisen Vorspannung von der Rißbildung im Zustand II bestimmt werden. Das Verformungs- und Rißverhalten hängt daher von den Verbundeigenschaften der Spannstahlbewehrung und bei Spannbettbalken zusätzlich von der Spannungsverteilung unter Biegebeanspruchung ab. Im Mittelpunkt der Auswertung stehen deshalb die Einflüsse aus dem Verbund der Spannstähle in hochfestem Beton und aus der Biegebeanspruchung auf das Verhalten der gerissenen Zugzone.

Um den Zusammenhang zwischen Verbund, Rißbildung und Verformung zu untersuchen, sind die Spannungsverhältnisse durch die Zusatzbelastung ab der Laststufe der Dekompression von entscheidender Bedeutung, da der Verbund nur durch diese Zusatzbelastung beansprucht wird. Daher wird das Verhalten ab der Dekompression grundsätzlich im Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung ausgewertet. Hierbei wird der Einfluß der Mitwirkung des Betons auf Zug auf das Dehnungsverhalten durch den Vergleich mit der rechnerischen Stahldehnung im Zustand II ohne Betonzugfestigkeit dargestellt.

6.6.2 Ermittlung der Laststufe der Dekompression

Zunächst wird ein graphisches Verfahren ausgewertet, bei dem die Laststufe der Dekompression aus den gemessenen Verformungen der Zugkörper ermittelt wird. Hiermit sollen die rechnerischen Ergebnisse aus den Messungen der zeitabhängigen Betonverformungen einschließlich dem Frühschwinden überprüft werden.

Am Beispiel des Verformungsverhaltens des Zugkörpers 5 (Bild 6.22) wird deutlich, daß das Verhalten bis zur Dekompression durch eine lineare Funktion abgebildet werden kann. Die Zustand I-Linie wird hier als Trendlinie bis kurz vor der Laststufe der Dekompression eingefügt. Die flachere Neigung der Kurve aus den Meßwerten vor der Dekompression ist auf Eigenspannungen zurückzuführen, die sich im Zustand II vollständig abbauen. Die Steifigkeit oberhalb der Dekompression ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug (reiner Zustand II) ergibt sich allein aus den Spannstahleigenschaften (Tafel B 5) und der betrachteten Dehnlänge. Da die Meßbasis der dargestellten Gesamtverformung des Zugkörpers an den Litzen bekannt ist (Bild 6.5), kann hiermit die rechnerische Zustand II-Linie ermittelt werden. Bei den im Versuch erreichten großen Dehnungen bildet die Neigung der rechnerischen Zustand II-Linie eine Tangente an die gemessene Kurve und es kann davon ausgegangen werden, daß hier die Mitwirkung des Betons auf Zug gering ist. Die Zustand II-Linie kann daher näherungsweise bei der letzten Laststufe durch den Meßwert gelegt werden. Hieraus ergibt sich die Laststufe der Dekompression aus dem Schnittpunkt der Zustand I-Linie mit der Zustand II-Linie zu 219 kN. Diese Dekompressionskraft entspricht einem

Verlust von 12,8 % nach 13 Tagen im Vergleich zu der aufgebrachten Spannbettvorspannkraft von 251 kN.

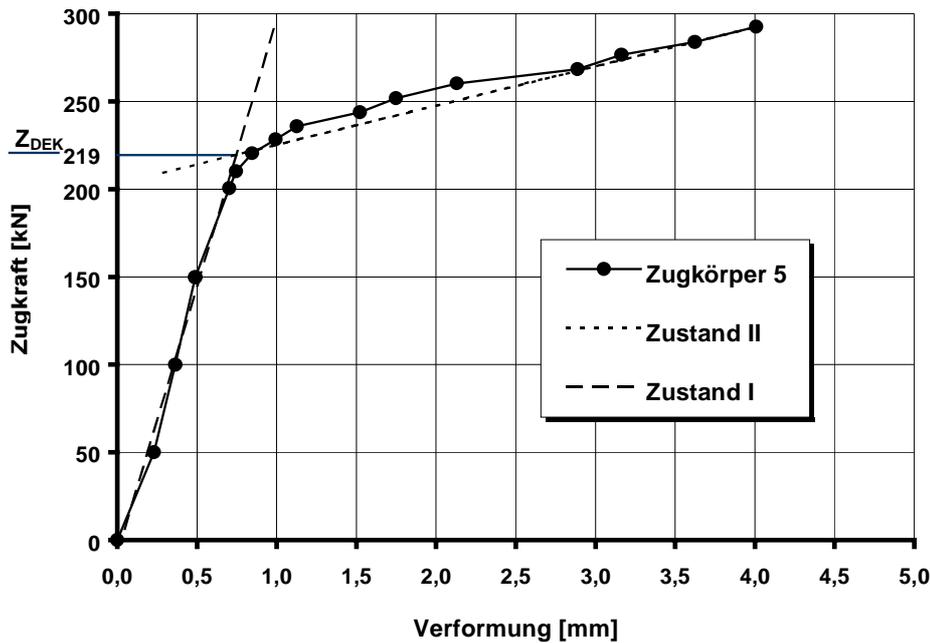


Bild 6.22: Zugkraft-Verformungsbeziehung für Zugkörper 5

Aus den gemessenen zeitabhängigen Dehnungen der Spannstähle einschließlich dem Frühschwinden nach Bild C 2 errechnet sich die Laststufe der Dekompression zu 216 kN und der Verlust der Vorspannkraft zu 14,1%. Die Abweichung gegenüber dem Schnittpunkt nach Bild 6.17 beträgt nur 1,5 kN je 0,5“-Litze und ist damit vernachlässigbar klein. Auch die Abweichungen bei den Zugkörpern 4 und 6 sind mit höchstens 2 kN je Litze gering.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß mit dem graphischen und dem rechnerischen Verfahren die Laststufe der Dekompression zutreffend bestimmt wird. Wegen der fehlenden Meßwerte für das Frühschwinden bei den Zugkörpern 1 bis 3 ohne Dehnungsmeßstreifen auf den Litzen, wird deshalb die Dekompressionskraft der Zugkörper mit dem graphischen Verfahren entsprechend Bild 6.17 ermittelt (Tafel C 3). Wegen der Krümmung der Zustand II-Linie (Bild 6.13) wird das Dekompressionsmoment der Balken aus den gemessenen zeitabhängigen Dehnungen errechnet.

Zusätzlich kann bei den Balken 1 bis 4 mit geringer Vordehnung der Litzen die Vorspannkraft beim Versuchsbeginn durch die kalibrierten Dehnungsmeßstreifen auf den Litzen direkt gemessen werden. Im Vergleich zu den errechneten Kräften ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung, da die mittlere Abweichung der Litzenkräfte jedes Balkens bei Versuchsbeginn kleiner als 2 % ist.

Nachfolgend ist die gemessene Biegemoment-Dehnungsbeziehung für Balken 4 dargestellt. Da die gemittelten Betondehnungen der Zugzone auf der Höhe des Schwerpunktes der Spannbewehrung gemessen wurden, können sie mit den Mittelwerten der

Stahldehnungen aus den Litzen-DMS im Sollriß (näherungsweise Zustand II) in einem Diagramm dargestellt werden.

Zum Vergleich mit den gemessenen Werten werden die rechnerischen Stahldehnungen dargestellt, die sich im Zustand II ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug ergeben. Die rechnerischen Stahldehnungen im Zustand I werden am ideellen Querschnitt mit dem E-Modul der Materialproben und im Zustand II mit einem Computerprogramm zur Bemessung allgemeiner Querschnitte ermittelt. Die Vordehnungen der Litzen werden hierbei aus den gemessenen zeitabhängigen Dehnungen bis zum Versuchsbeginn mit 1,78 ‰ errechnet. Für die Berechnung werden aufgrund der Betonfestigkeit wirklichkeitsnahe Arbeitslinien in Anlehnung an [9] und der in Abschnitt 7 beschriebenen Versuche für die untersuchten Betonsorten zugrunde gelegt, die dem tatsächlichen Verhalten der Druckzone des Versuchsbalkens entsprechen (Tafel D 5). In Bild 6.23 ist die gute Übereinstimmung der rechnerischen Stahldehnungen im Zustand II mit den gemessenen Stahldehnungen insbesondere im Bereich der fortschreitenden Rißbildung zu erkennen.

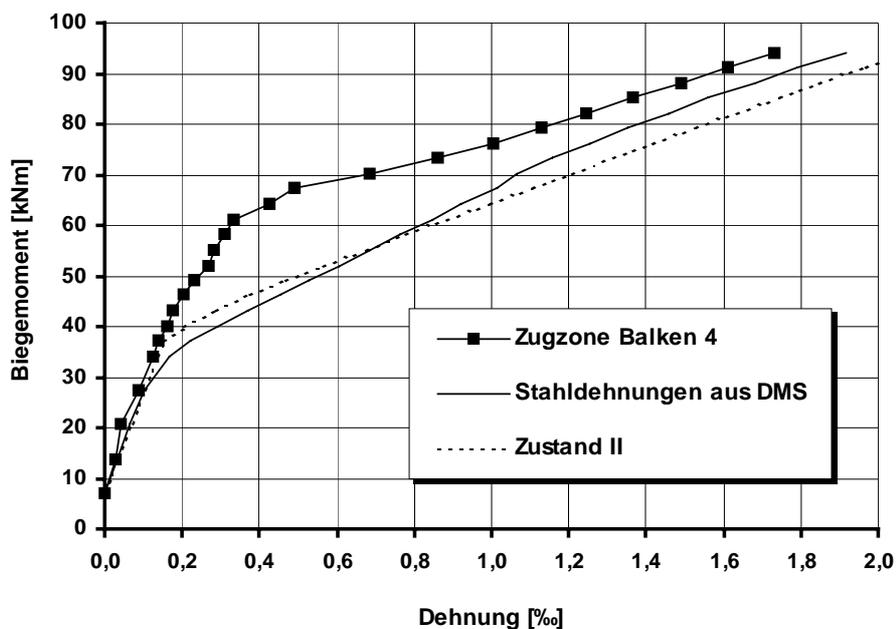


Bild 6.23: Biegemoment-Dehnungsbeziehung für Balken 4

Insgesamt kann wegen der guten Übereinstimmung der Ergebnisse davon ausgegangen werden, daß die Laststufe der Dekompression und damit der maßgebende Spannungszustand für die weitere Auswertung zutreffend ermittelt wird (Tafeln C 3 und D 4).

6.6.3 Dehnungsverhalten

Ab der Laststufe der Dekompression erzeugt die zusätzliche Beanspruchung zunächst Betonzugspannungen, die bei der Rißbildung durch den Verbund auf die Spannbewehrung übertragen werden. Im Riß ergeben sich die Spannstahlspannungen im Gleich-

gewicht mit der äußeren Beanspruchung aus der Vordehnung und den zusätzlichen Zugkräften ab der Dekompression. Da im Unterschied zu den Vordehnungen nur die zusätzlichen Zugkräfte des Spannstahls den Verbund beanspruchen, hängt das Verhalten der Zugzone im Zustand II ausschließlich von den Zusatzbeanspruchungen ab der Laststufe der Dekompression ab. Die Zugkraft-Dehnungsbeziehung ab der Dekompression entspricht daher dem Verhalten von Stahlbetonkörpern ab dem Belastungsnulldpunkt, so daß sich die für die Rißentwicklung maßgebende Spannungs-Dehnungsbeziehung als Ausschnitt aus Bild 6.11 bzw. Bild 6.13 ergibt.

Zum direkten Vergleich der Beeinflussung der Dehnungen durch die Mitwirkung des Betons auf Zug wird eine einheitliche Darstellung für die Ergebnisse der Zugkörper und Balkenversuche gewählt. Durch den wirksamen E-Modul des Spannstahls E_{pi} , der die unterschiedliche Dehnsteifigkeit infolge der Mitwirkung des Betons auf Zug erfaßt (Bild 6.11 und Tabelle 6.2), kann die Spannstahlspannung aus dem Gleichgewicht mit der äußeren Beanspruchung im Zustand II ohne die Mitwirkung des Betons über die dazugehörigen mittleren Dehnungen aufgetragen werden. Hieraus ergibt sich der Zusammenhang zwischen den für die Rißbreiten maßgeblichen rechnerischen Spannstahlspannungen mit den dazugehörigen gemessenen Dehnungen der Zugkörper bzw. der vorgedrückten Zugzone der Balken auf der Höhe des Spannstahlschwerpunktes.

In Bild 6.24 ist der Zusammenhang der rechnerischen Stahlspannung aus dem Gleichgewicht mit der Zugkraft bzw. dem äußeren Biegemoment (Zustand II-Linie in Bild 6.23) ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug und der gemessenen mittleren Dehnungen ab der Dekompression zu erkennen. Zum direkten Vergleich wird das Verhalten des Zugkörpers 5 und der Zugzone des Balkens 4 aus derselben Betonsorte ohne Bügelbewehrung gegenübergestellt.

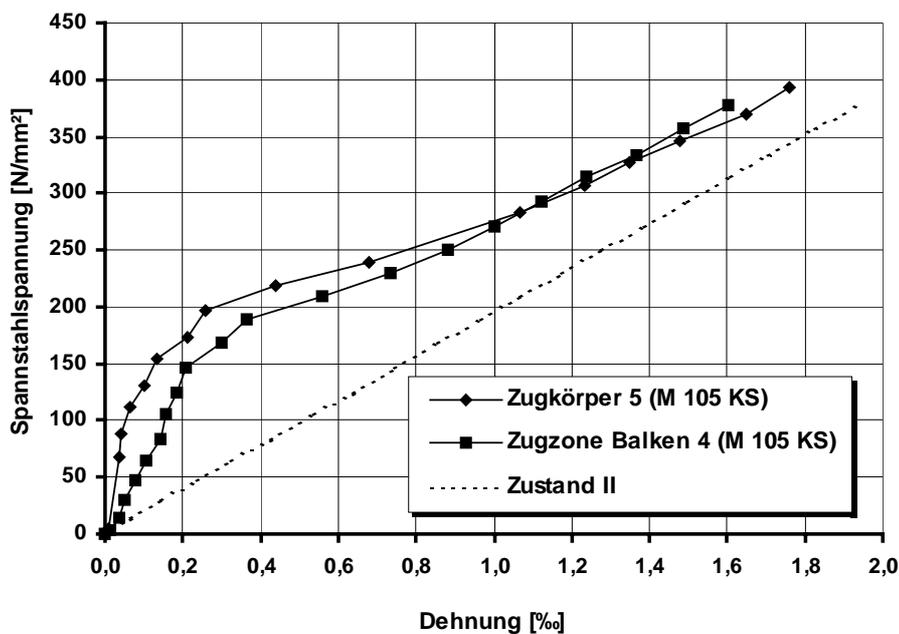


Bild 6.24: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 5 und Balken 4 ab der Laststufe der Dekompression

Im Vergleich zum Zustand II bewirkt die Mitwirkung des Betons auf Zug zunächst ein steiferes Verformungsverhalten, da durch die Einleitung von Zugspannungen in den Beton die Spannstahlzugspannungen gegenüber dem Zustand II vermindert werden. Wie in Bild 6.11, ist die Mitwirkung des Betons auf Zug bei der Erstrißbildung am größten und nimmt mit steigender Beanspruchung und der sich daraus ergebenden zunehmenden Rißbildung ab.

Der Vergleich der Spannungs-Dehnungsbeziehungen ergibt ein sehr ähnliches Verhalten im Zustand II, so daß die Ergebnisse aus den Zugkörperversuchen grundsätzlich auf das Verhalten der Zugzone der untersuchten Spannbettbalken übertragbar sind.

Der Einfluß der Betonzugfestigkeit auf das Dehnungsverhalten bei der Erstbelastung wird in Bild 6.25 deutlich. Bei dem Balken 1 aus der Betonsorte M 105 KS mit höherer Festigkeit und ansonsten gleichen Verhältnissen sind geringere Dehnungen im Vergleich zu Balken 2 aus der Betonsorte M 65 K zu erkennen.

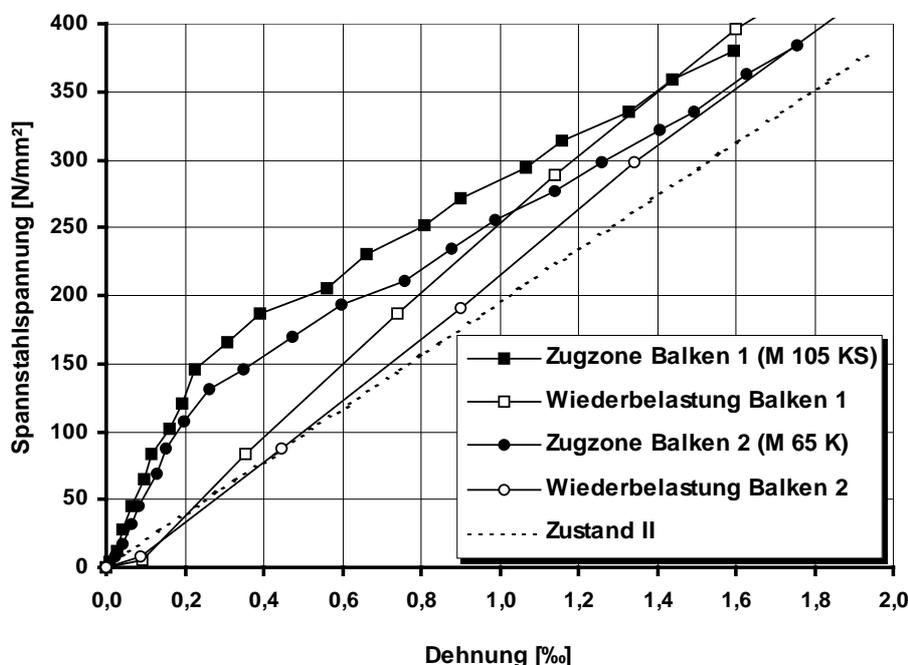


Bild 6.25: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Balken 1 (mit Silikastaub) und Balken 2 (ohne Silikastaub) ab der Laststufe der Dekompression

Bei der Wiederbelastung nach der abgeschlossenen Rißbildung entfällt zunächst der Einfluß der Betonzugfestigkeit und es ergibt sich eine wesentlich geringere Steifigkeit ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug im Riß. Der Verbund der Litzen bewirkt allerdings eine größere Steifigkeit im Vergleich zur rechnerischen Stahldehnung im Zustand II ohne Verbundwirkung. Aufgrund der näherungsweise doppelt so großen Verbundfestigkeit der Betonsorte M 105 KS gegenüber der Sorte M 65 K (Bilder 3.14 und 3.15) ist die Verbundwirkung entsprechend dem Abstand zur Zustand II-Linie beim Balken 1 um den Faktor zwei höher als beim Balken 2.

Die Bilder 6.26 und 6.27 belegen das steifere Verhalten der Zugzone der Balken 5 und 8 aus der Betonsorte M 105 KS im Vergleich zu den Balken aus den Betonsorten ohne Silikastaub sowohl für eine Bewehrung aus Litzen als auch für eine Bewehrung aus gerippten Spanndrähten. Die geringste Steifigkeit ergibt sich jeweils bei den Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton.

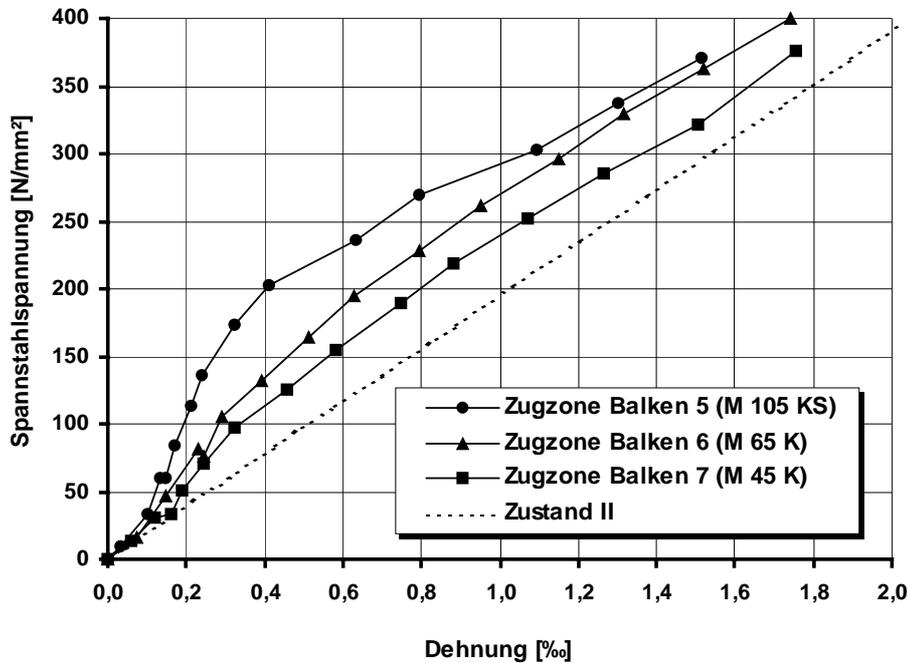


Bild 6.26: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Balken 5 bis 7 mit Litzen

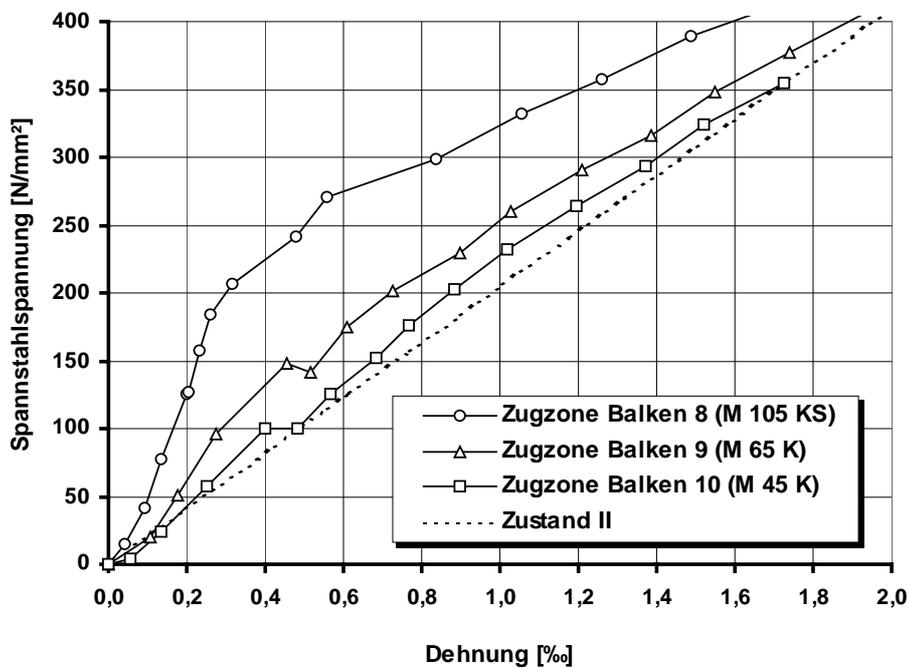


Bild 6.27: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Balken 8 bis 10 mit gerippten Drähten

Durch den geringeren Bewehrungsgrad ist der Einfluß der Betonzugfestigkeit auf das Dehnungsverhalten der Balken 5 bis 10 größer (Bilder 6.26 und 6.27) als bei den Balken 1 und 2 (Bild 6.25). Im Bereich der Dehnung von 0,2 ‰ bis 0,3 ‰ ergeben sich die Steifigkeiten entsprechend der Rißbildung in Abhängigkeit von den Betonzugfestigkeiten. Zusätzlich führen die Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau zu größeren Unterschieden, da die Balken 5 und 8 aus der Betonsorte M 105 KS bis auf den Sollriß ungerissen bleiben, während es bei den übrigen Balken durch die geringere Betonzugfestigkeit bereits unter der dynamischen Beanspruchung zur fortschreitenden Rißbildung kommt und sich dem entsprechend größere Dehnungen der Zugzone einstellen.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß die höhere Betonzugfestigkeit des hochfesten Betons M 105 KS durch die spätere Erstrißbildung zu deutlich geringeren Dehnungen der vorgedrückten Zugzone im Vergleich zu den Betonsorten ohne Silikastaub führt. Bei der Wiederbelastung nach abgeschlossener Rißbildung bewirkt die höhere Verbundfestigkeit der Betons M 105 KS ebenfalls geringere Dehnungen und es ergibt sich insgesamt ein steiferes Bauteilverhalten.

6.6.4 Nachrechnung mit dem FE-Modell

Um die Übertragbarkeit der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen aus den Kleinkörperversuchen (Kapitel 3) auf die Verhältnisse der vorgedrückten Zugzone zu überprüfen, werden im folgenden für die Verbundgesetze (Bilder 4.18 und 4.19) rechnerische Spannungs-Dehnungsbeziehungen mit dem FE-Modell ermittelt, um sie mit den gemessenen Werten der Zugkörper und der Zugzone der Spannbettbalken zu vergleichen. Bei Übereinstimmung kann gefolgert werden, daß mit den angesetzten Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen die Verbundspannungen zutreffend beschrieben werden können, da die Dehnungen des FE-Modells bei vorgegebener Rißbildung neben der bekannten Spannstahl- und Betonsteifigkeit ausschließlich vom Verbundverhalten bestimmt wird.

In Bild 6.28 ist zunächst der rechnerische Einfluß der Verbundspannungen auf die Beton- und Spannstahldehnungen bei Zugkörper 5 dargestellt. Es ist deutlich die Verminderung der Stahldehnungen zwischen den Rissen (max. Stahldehnungen im Zustand II: 1,75 ‰) durch die Verbundspannungen zu erkennen.

Für die unterschiedlichen Verbundfestigkeiten der Betonsorten mit und ohne Silikastaub sind in den Bildern 6.29 und 6.30 exemplarisch die gemessenen und die berechneten Spannungs-Dehnungsbeziehungen über den Meßbereich für den Zugkörper 5 aus der Betonsorte M 105 KS und den Zugkörper 6 aus der Betonsorte M 65 K dargestellt. Eine vollständige Zusammenstellung befindet sich im Anhang C.

Die geringe Abweichung der Kurven in Bild 6.29 bei abgeschlossener Rißbildung deutet darauf hin, daß die Verbundkräfte beim Zugkörper 5 kleiner waren als nach dem FE-Modell. Möglicherweise liegt dies an nicht erfaßten Rißverzweigungen beim FE-Modell, so daß die rechnerischen Dehnungen geringer sind als im Versuch. Dem

entgegen sind beim Zugkörper 6 die rechnerischen Dehnungen größer als die gemessenen Werte, was durch unterschiedliche Dehnungen im Zustand I bedingt ist. Insgesamt stimmen die rechnerischen Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei allen Zugkörpern (Bilder C 4 bis C 15) unter Berücksichtigung der materialabhängigen Streuungen gut mit dem tatsächlichen Verhalten der Zugkörper überein, so daß das in Abschnitt 3.7 beschriebene Verbundverhalten auf die Verhältnisse der Zugkörper übertragbar ist.

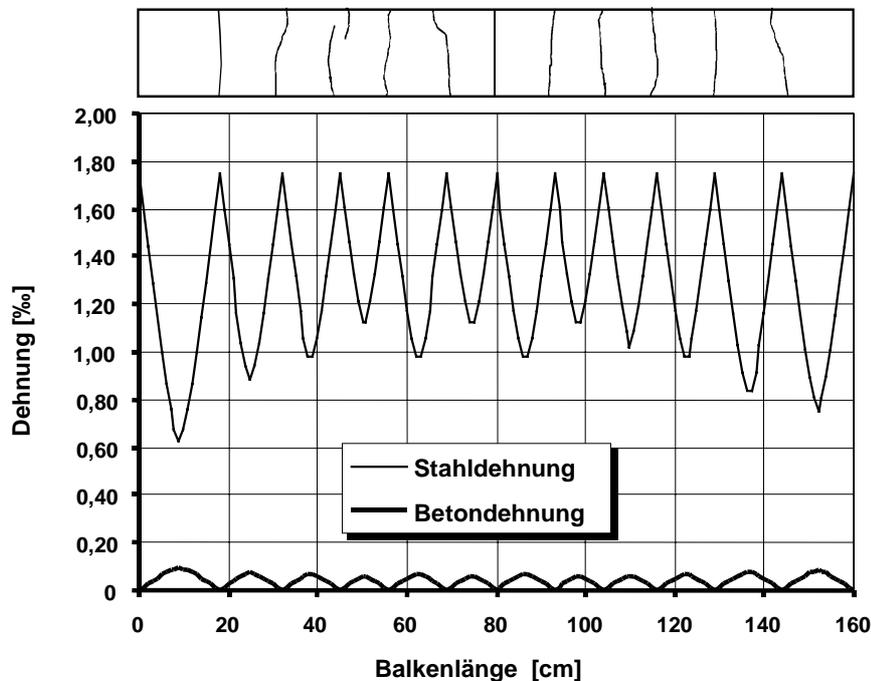


Bild 6.28: Rechnerische Beton- und Spannstahldehnungen bei dem Zugkörper 5 für eine Spannstahlspannung von 350 N/mm² ab der Dekompression

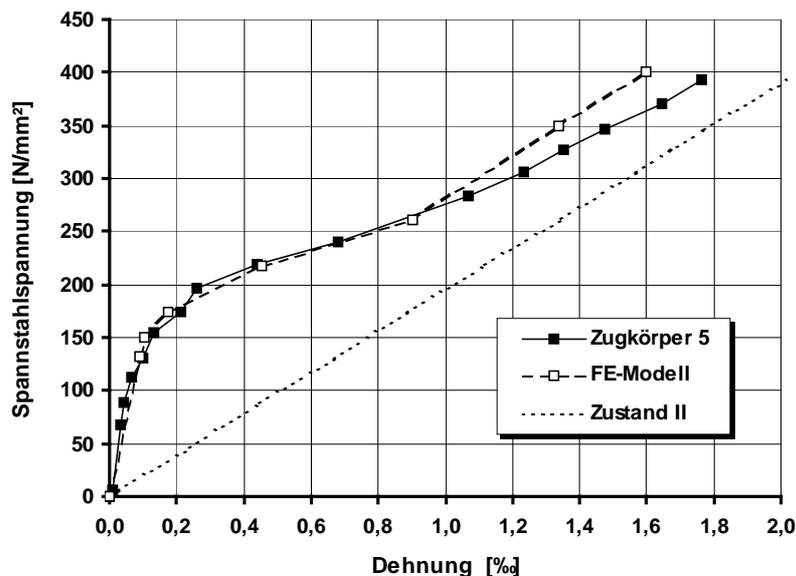


Bild 6.29: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Zugkörper 5 aus Beton M 105 KS

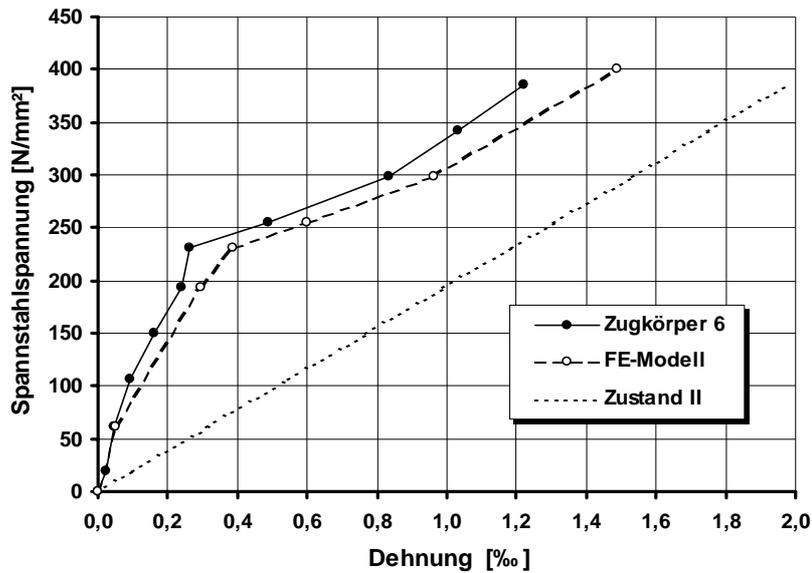


Bild 6.30: Vergleich der rechnerischen und gemessenen Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Zugkörper 6 aus Beton M 65 K

Bei den Versuchsbalken wird das FE-Modell entsprechend dem Querschnitt der wirkamen Zugzonenhöhe von $2,5(h - d)$ angepaßt. In Bild 6.31 ist eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen über den gesamten Beanspruchungsbereich zu erkennen.

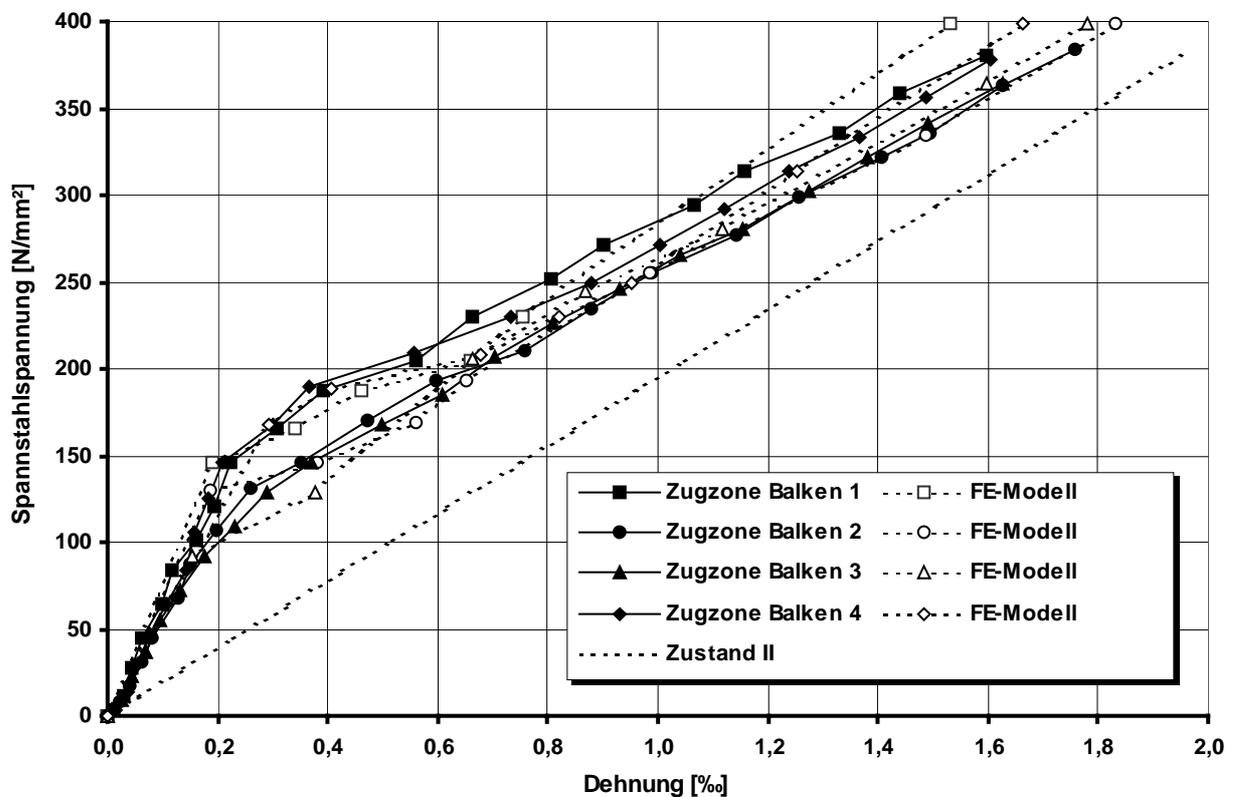


Bild 6.31: Rechnerische und gemessene Spannungs-Dehnungsbeziehung für die Balken 1 bis 4

Zusammenfassend ist festzustellen, daß mit dem in Abschnitt 3 beschriebenen Verbundverhalten der Litzen in hochfestem Beton das Dehnungsverhalten der vorge-drückten Zugzone zutreffend beschrieben wird. Es kann daher davon ausgegangen werden, daß die lokal ermittelten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen in Abhängigkeit von der Spannungsänderung der Litzen auch für die Verbundspannungsverhältnisse der Zugzone vorgespannter Bauteile zutreffend sind. Auf der Grundlage dieser Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung kann deshalb auch ein wirklichkeitsnahes Bemessungskonzept zur Rißbreitenbeschränkung abgeleitet werden.

6.6.5 Erstrißbildung

Nachfolgend sind die gemessenen Erstrißbeanspruchungen ab der Dekompression und die sich daraus ergebenden Betonzugspannungen der Zugkörper und der Balken am unteren Rand im Vergleich zu den rechnerischen Erstrißbeanspruchungen aus den Baustoffkennwerten der Vergleichskörper zusammengestellt.

Für die Zugkörper wurde die rechnerische zentrische Zugfestigkeit zum einen aus der Spaltzugfestigkeit mit dem Faktor 1/1,08 bestimmt und zum anderen aufgrund der Zylinderdruckfestigkeit mit der Gleichung (6.1) errechnet [64].

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{mit } f_{cm}, f_{ctm} \text{ in N/mm}^2 \quad (6.1)$$

Zugkörper [Nr.]	Beton-sorte [-]	Erstrißzug-spannung (Versuch) [N/mm ²]	Erstriß-zugkraft (Versuch) [kN]	Spaltzug-festigkeit $f_{c, spl}$ [N/mm ²]	Rißkraft $N_{R, cal}$ aus $f_{c, spl}/1,08$ [kN]	$N_{R, expl}$ / $N_{R, cal}$ [-]	Zylinder-druckfe-stigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Rißkraft $N_{R, cal}$ n. Gl. 6.1 [kN]	$N_{R, expl}$ / $N_{R, cal}$ [-]
1	M 105 KS	4,4	49,7	5,87	60,9	0,81	96,2	56,1	0,89
2	M 65 K	2,5	32,8	3,89	47,2	0,69	63,5	55,4	0,59
3	M 105 BS	4,5	43,4	3,98	35,9	1,21	88,8	47,3	0,92
4	M 105 KS	3,2	35,3	4,76	48,0	0,74	88,9	52,9	0,67
5	M 105 KS	2,9	32,3	4,55	46,8	0,69	92,8	54,8	0,59
6	M 65 K	3,6	47,5	4,83	59,5	0,80	69,0	58,3	0,81

Tabelle 6.3: Vergleich der gemessenen Erstrißzugkraft mit der rechnerischen Rißzugkraft (halbe Zugkraft für Zugkörper 4 bis 6) bei den Zugkörperversuchen

Der Vergleich der Rißzugkräfte ergibt starke Abweichungen bei den aus der Spaltzugfestigkeit errechneten Werten gegenüber den gemessenen Werten. Insbesondere bei dem Zugkörper 3 aus der Betonsorte M 105 KS wird deutlich, daß die Spaltzugfestig-

keit im Vergleich zu den gemessenen Erstrißzugspannungen und den Spaltzugfestigkeiten der Betonsorte M 105 KS mit vergleichbaren Druckfestigkeiten zu niedrig ist. Da die Zylinderdruckfestigkeit in der Regel weniger stark streut als die Zug- oder Spaltzugfestigkeit, ergeben sich hieraus wirklichkeitsnähere Rißzugkräfte. Im Vergleich dazu sind die im Versuch gemessenen Erstrißzugkräfte deutlich geringer. Dies ergibt sich aus der Bestimmung der rechnerischen Rißzugkräfte aufgrund der mittleren Betonfestigkeit, während der Erstriß an der Stelle der geringsten Zugfestigkeit auftritt. Zusätzlich führen die bereits vorher eingetretenen Eigenspannungen aus dem Abfließen der Hydratationswärme und dem einseitigen Schwinden zu geringeren Erstrißzugkräften.

Bei den Balken werden die im Versuch festgestellten Erstrißmomente ab der Dekompression in Spannstahlhöhe mit den Erstrißmomenten aus der rechnerischen Biegezugfestigkeit verglichen (Tabelle 6.4). Für eine Bauteildicke von 40 cm wird eine geschätzte Maßstabsabhängigkeit der Biegezugfestigkeit mit dem Vergrößerungsfaktor von 1,15 nach [64] gegenüber der zentrischen Zugfestigkeit nach Gleichung (6.1) zugrunde gelegt.

Balken [Nr.]	Beton- sorte [-]	Erstrißzug- spannung (Versuch) [N/mm ²]	Erstriß- moment (Versuch) [kNm]	Zylinder- druckfe- stigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Rechn. Biegezug- festigkeit [N/mm ²]	Rechn. Rißmoment $M_{R,cal}$ [64] [kNm]	$M_{R,expl}$ / $M_{R,cal}$ [-]
1	M 105 KS	7,7	27,1	83,8	5,5	18,7	1,45
2	M 65 K	6,7	24,3	60,8	4,8	17,0	1,43
3	M 105 KS	7,2	22,7	84,9	5,5	16,2	1,40
4	M 105 KS	8,5	30,2	87,9	5,6	19,3	1,56
5	M 105 KS	8,4	45,9	99,2	5,8	29,7	1,55
6	M 65 K	4,3	20,1	62,8	4,8	23,6	0,85
7	M 45 K	2,6	9,0	43,9	4,1	18,5	0,49
8	M 105 KS	9,0	54,8	97,8	5,8	32,7	1,68
9	M 65 K	4,3	22,5	64,9	4,9	26,6	0,85
10	M 45 K	3,2	14,0	42,8	4,1	20,0	0,70

Tabelle 6.4: Vergleich des gemessenen Erstrißmomentes mit dem rechnerischen Rißmoment bei den Balkenversuchen

Der Vergleich ergibt bei den Balken 6, 7, 9 und 10 mit einer Stegbreite von mindestens 20 cm aus den Betonsorten ohne Silikastaub um den Faktor 0,49 bis 0,85 geringere Erstrißmomente im Versuch. Dies deutet auf eine Vorschädigung dieser massigeren Balken durch Abfließen der Hydratationswärme und Schwinden hin. Das Schwinden durch Austrocknung der Randzone führt zu ungleichmäßigen Dehnungen und da-

mit zu Eigenspannungen. Die verstärkt einseitige Erstrißbildung setzt daher bezogen auf die Dekompression früher ein, als die rechnerische Biegezugfestigkeit erwarten läßt. Dem gegenüber überwiegt bei den Balken 5 und 8 mit jeweils gleicher Stegbreite aus der Betonsorte M 105 KS durch die Zugabe von Silikastaub das autogene Schwinden, welches eine gleichmäßige Betondehnung erzeugt. Daher ergeben sich bei den Balken 5 und 8 geringere Eigenspannungen und deutlich größere Rißmomente ab der Dekompression.

Bei den Balken 1 bis 4 mit einer geringeren Stegbreite von 10,5 cm ergeben sich ebenfalls deutlich höhere Erstrißmomente im Versuch. Durch die geringere Stegbreite wirkt sich bei teilweise einseitiger Rißbildung der Maßstabeffekt bei der Rißöffnung günstig aus und führt zu höheren Rißmomenten. Gleichzeitig kann vermutet werden, daß die geringe Stegbreite zu gleichmäßigeren Temperatur- und Schwindverformungen und damit zu geringeren Eigenspannungen führt, so daß im Vergleich zu den massigeren Balken 5 bis 10 keine Vorschädigung zu erwarten ist.

Die im Vergleich zu den rechnerischen Rißmomenten deutlich höheren Erstrißmomente lassen sich durch den Einfluß des Scheibenspannungszustandes auf die Erstrißbildung erklären. Die zugrunde gelegte Maßstabsabhängigkeit wurde an nicht vorgespannten Probekörpern ermittelt [64]. Da hierbei die Biegezugfestigkeit mit größerer Zugkeilhöhe abnimmt, ergeben sich im Vergleich zu vorgespannten Bauteilen mit kleineren Zugkeilhöhen zu geringe rechnerische Biegezugfestigkeiten.

6.6.6 Rißentwicklung

Zum direkten Vergleich der untersuchten Zugkörper und Balken wird im folgenden die Rißentwicklung in Abhängigkeit von der Beanspruchung ab der Dekompression im Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung ausgewertet. Hierbei wird die Beanspruchung auf die rechnerische Erstrißbelastung nach Tabelle 6.3, Spalte 9 und Tabelle 6.4, Spalte 7 bezogen.

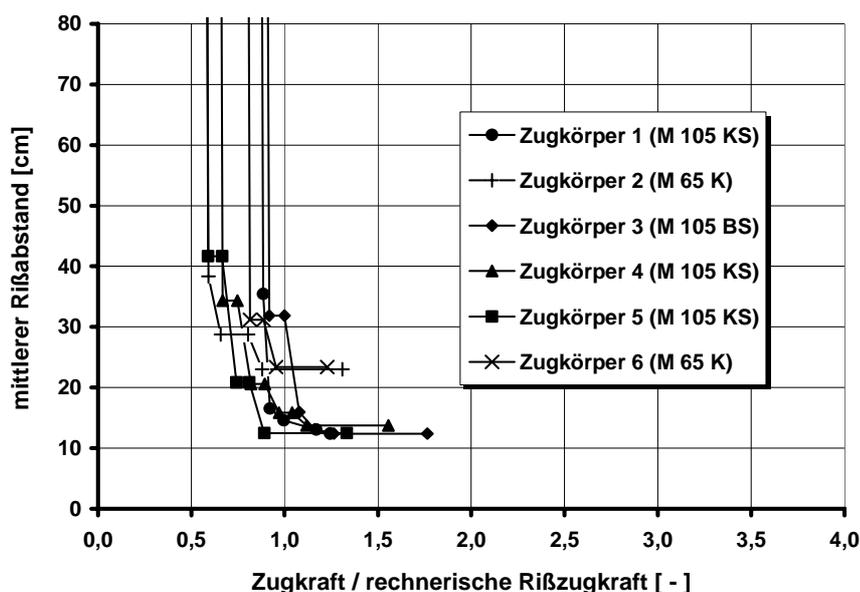


Bild 6.28: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit von der bezogenen Zugkraft

In Bild 6.28 wird bei den Zugkörpern die schnelle Rißbildung an dem steilen Gradienten deutlich. Bereits im Bereich der 1,0-fachen Rißzugkraft wird der Grenzwert des mittleren Rißabstandes ohne weitere Rißbildung erreicht. Der Vergleich der Bilder 6.28 bis 6.30 zeigt, daß sich insbesondere bei den höher vorgespannten Balken 5 bis 10 noch bei wesentlich groeren Beanspruchungen weitere Risse bilden. Offenbar bewirkt hier der Mastabeffekt aufgrund der geringen Zugkeilhöhen bei der Erstrißbildung eine langsamere Rißentwicklung als bei den Zugkörpern mit zentrischer Beanspruchung und den Balken 1 bis 4 mit groeren Zugkeilhöhen.

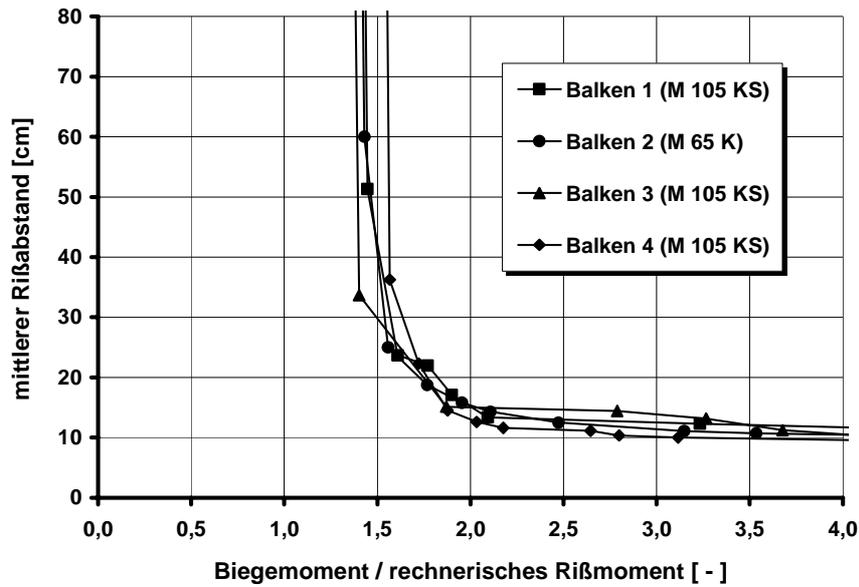


Bild 6.29: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom bezogenen Biegemoment

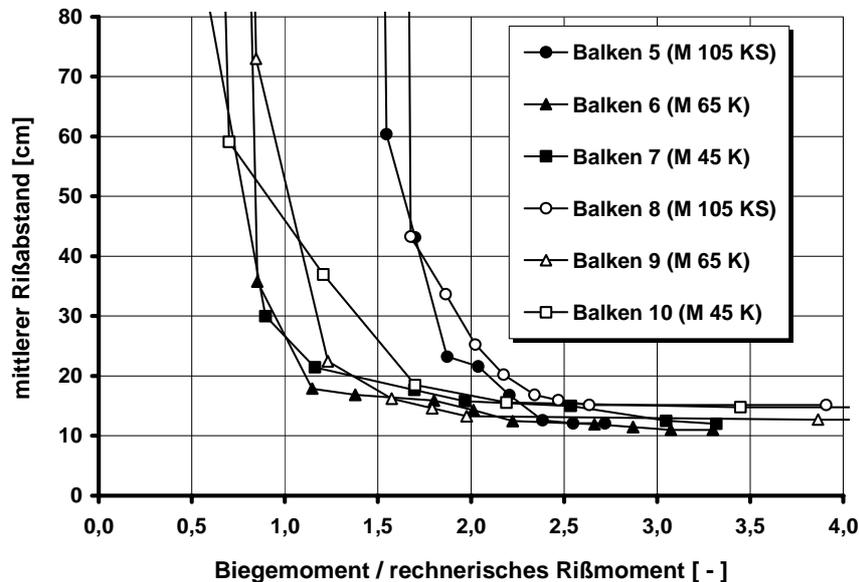


Bild 6.30: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit vom bezogenen Biegemoment

Bei allen Versuchskörpern wird schließlich ein Zustand erreicht, bei dem durch weitere Beanspruchung keine oder nur wenige neue Risse entstehen. Hierfür sind die middle-

ren Rißabstände der Zugkörper und der Spannbettbalken bei einer Spann­stahlspannung ab der Dekompression von $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$ in Bild 6.31 zusammengestellt.

Während sich bei den Zugkörpern 2 und 6 aus der Betonsorte M 65 K deutlich größere Rißabstände entsprechend der relativ geringen Verbundfestigkeit einstellen, zeigt der Vergleich mit den Balken 2 und 6 aus derselben Betonsorte, daß bei den Balken die Rißabstände von der Verbundfestigkeit scheinbar nicht beeinflußt werden. Unabhängig von der Betonsorte, dem Bewehrungsgrad und der Spannbewehrung ergeben sich in etwa gleiche mittlere Rißabstände.

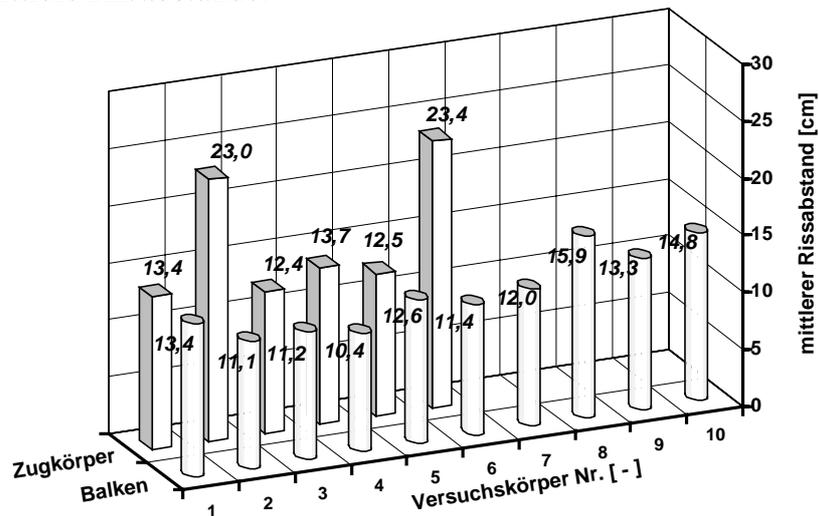


Bild 6.31: Mittlerer Rißabstand der Zugkörper und Balken bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$

Durch die Auswertung der Rißentwicklung in Abhängigkeit von der Stahlspannung im Zustand II ab der Dekompression wird deutlich, daß die Rißentwicklung der Zugkörper bei Spann­stahlspannungen von rund 180 N/mm^2 einsetzt und bei einer Zusatz­stahlspannung von 300 N/mm^2 der Grenzwert der Rißanzahl erreicht wird (Bild 6.32).

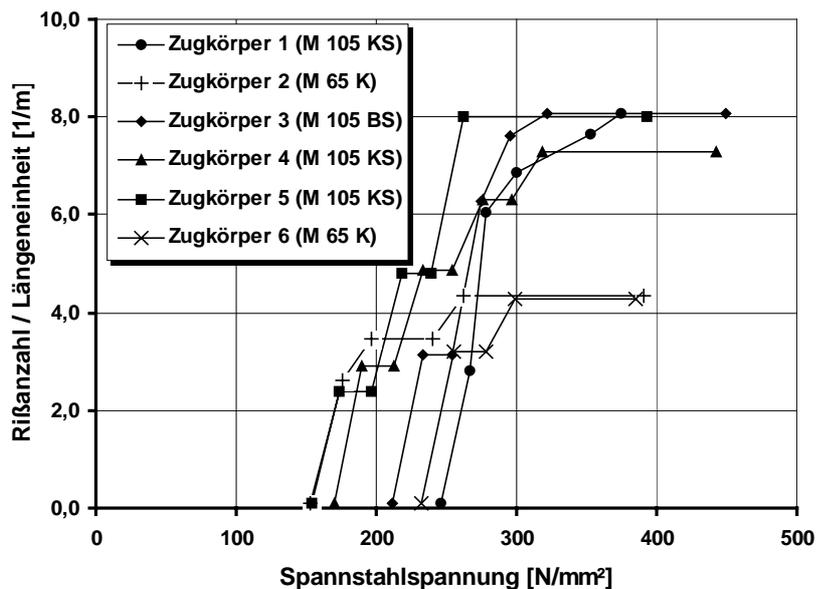


Bild 6.32: Rißanzahl in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ der Litzen bei den Zugkörperversuchen

Bei den Balken 5 bis 7 mit gleichem Bewehrungsgrad der Zugzone (Zugzonenhöhe $2,5(d - h)$ nach [69]) wie die Zugkörper verläuft die Rißentwicklung grundsätzlich anders. Während bei dem Balken 5 eine langsamere Rißentwicklung als bei den Zugkörpern zu erkennen ist, setzt die Rißbildung der Balken 6 und 7 bereits bei sehr geringen Stahlspannungen ein (Bild 6.33).

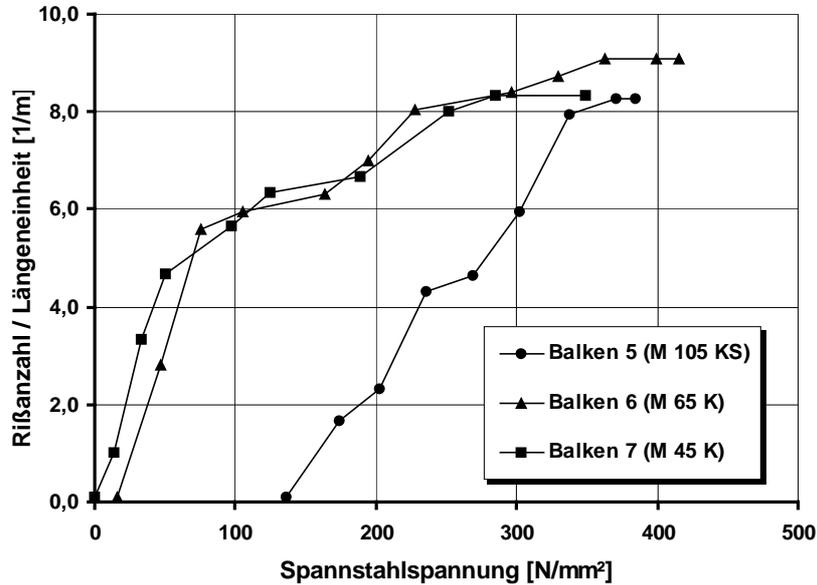


Bild 6.33: Rißzahl in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ der Litzen bei den Balkenversuchen

Das gleiche charakteristische Verhalten in Abhängigkeit von der Betonsorte ist auch für die Balken 8 bis 10 mit gerippten Spanndrähten und ansonsten gleichen Verhältnissen in Bild 6.34 zu erkennen.

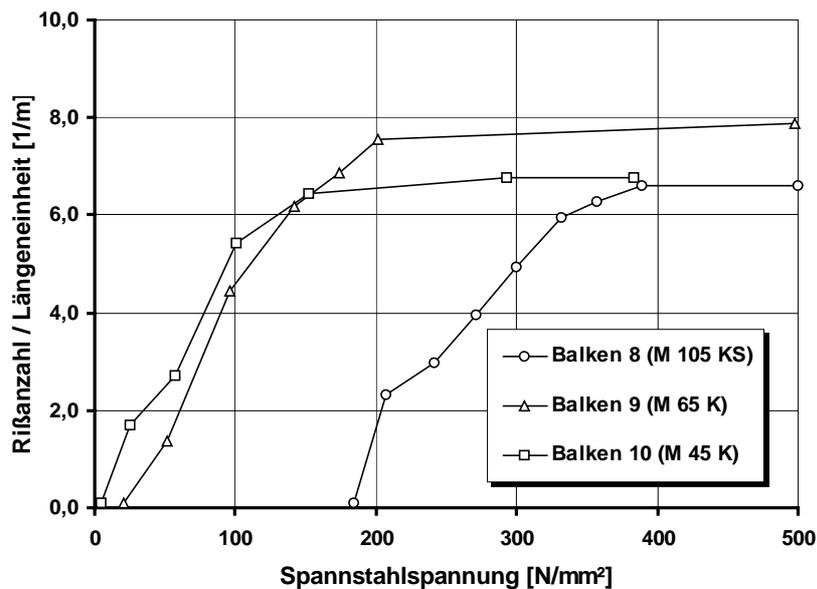


Bild 6.34: Rißzahl in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ der gerippten Spanndrähte bei den Balkenversuchen

Die sehr kleinen Spannstahlspannungen bei der Erstrißbildung ergeben sich aus den geringen Biegezugfestigkeiten dieser Balken (Tabelle 6.4). Zusätzlich ist durch die tiefliegende Nulllinie bei der Erstrißbildung der Zuwachs der Spannstahlspannung im Übergang zum Zustand II gering, da ein Teil der äußeren Beanspruchung zunächst durch den Zuwachs des inneren Hebelarms aufgenommen wird. Hiermit korrespondiert der gekrümmte Verlauf der Stahldehnungen ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug in Bild 6.13. Auch bei der anschließenden schnellen Rißentwicklung sind die Stahlspannungen $\Delta\sigma_p$ deutlich geringer als bei der fortschreitenden Rißbildung der Zugkörper. Hieraus kann abgeleitet werden, daß die Rißbeanspruchung nur zum Teil durch den Verbund der Spannbewehrung eingeleitet wird, sie hängt vielmehr bei tiefliegender Nulllinie vom Scheibenspannungszustand ab. Hiermit kann erklärt werden, warum im Gegensatz zu den zentrisch beanspruchten Zugkörpern der unterschiedliche Verbund bei den untersuchten Spannbettbalken einen untergeordneten Einfluß auf die Rißbildung hat.

Nachfolgend werden die Zusammenhänge bei der Erstrißbildung am Beispiel der Balken 5 und 7 erläutert. Durch die frühe Rißbildung ist die rechnerische Zugkeilhöhe im Zustand I beim Balken 7 um den Faktor 1,8 geringer als beim Balken 5. Im Zustand II verschiebt sich die Nulllinie durch den Ausfall der Betonzugspannungen nach oben und der Unterschied der Druckzonenhöhe vergrößert sich zusätzlich. In Bild 6.35 ist die unterschiedliche Rißtiefe in Abhängigkeit von der rechnerischen Nulllinie bei der Erstrißbildung zu erkennen.

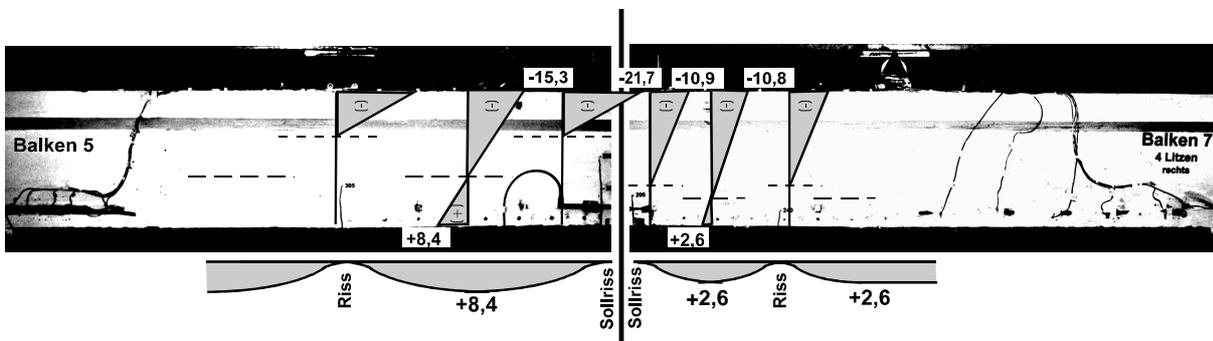


Bild 6.35: Spannungsverhältnisse bei der Erstrißbildung der Balken 5 und 7

Durch die größere Druckzonenhöhe wirkt sich der Scheibenspannungszustand in Rißnähe bei dem Balken 7 stärker auf die Randzugspannung aus als beim Balken 5. Zusätzlich führen die wesentlich geringeren Erstrißzugspannungen bei Balken 7 (Tabelle 6.4) zu einer größeren Beeinflussung der Rißbildung durch den Scheibenspannungszustand, so daß die Stahlspannungen im Riß und damit die Verbundwirkung bei der Erstrißbildung wesentlich geringer sind als beim Balken 5 (Bild 6.33).

Durch den Bezug auf die Erstrißzugkraft der Spannstähle im Zustand II wird der direkte Vergleich der fortschreitenden Rißbildung möglich (Bild 6.36). Zusätzlich wird die rechnerische Rißentwicklung aus dem Scheibenspannungszustand ohne die Verbundwirkung des Spannstahls dargestellt. Hierbei wird die Randzugspannung aus Mo-

dellrechnungen nach [25] für den Scheibenspannungszustand biegebeanspruchter Bauteile mit Längskraft in Abhängigkeit von der Beanspruchung, der Druckzonenhöhe und dem Rißabstand ermittelt. Die maximalen Rißabstände ergeben sich entsprechend der doppelten Einleitungslänge [40] aus dem zweifachen Abstand vom Riß, bei dem die Rißzugspannung erreicht wird. Die minimalen Abstände ergeben sich, wenn zwischen zwei Rissen beim Erreichen der Erstrißzugspannung ein neuer Riß entsteht.

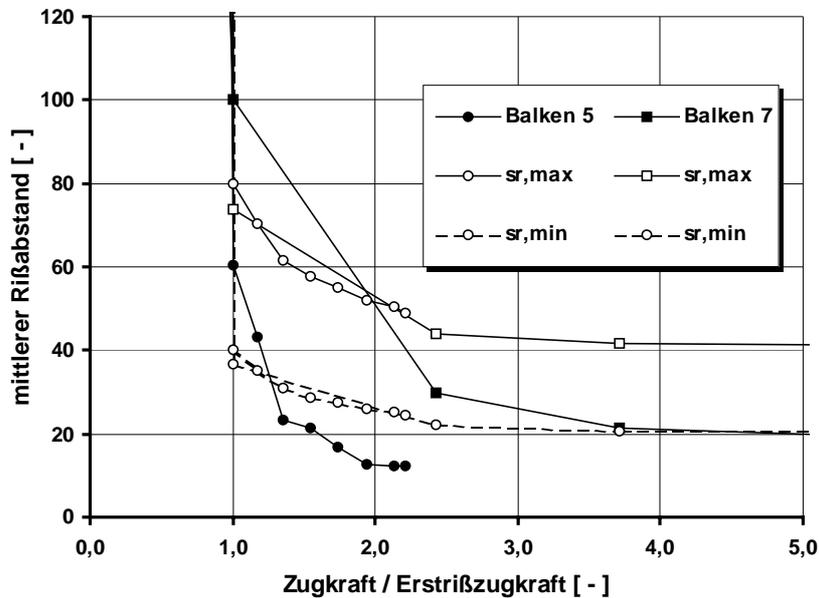


Bild 6.36: Mittlerer Rißabstand sowie maximale und minimale Rißabstände aus dem rechnerischen Scheibenspannungszustand ohne Verbund

Bei Balken 7 verläuft die Rißentwicklung im Vergleich zu Balken 5 wesentlich langsamer. Da auch bei den zentrisch belasteten Zugkörpern bereits bei der 1,5-fachen Erstrißbeanspruchung bei ansonsten gleichen Verhältnissen der Grenzwert des Rißabstandes erreicht wird, ist dieses Verhalten eindeutig auf den Einfluß des Scheibenspannungszustandes zurückzuführen. Der Vergleich mit den maximalen und minimalen Rißabständen aus dem rechnerischen Scheibenspannungszustand ohne die Verbundwirkung zeigt eine gute Übereinstimmung bis zur 5-fachen Erstrißbeanspruchung. Hieraus kann gefolgert werden, daß der Verbund beim Balken 7 nur eine untergeordnete Bedeutung für die Rißentwicklung hat.

Auch bei Balken 5 wird deutlich, daß die Erstrißbildung zunächst durch den Scheibenspannungszustand bestimmt wird. Anschließend verursacht die zusätzliche Verbundwirkung, wie bei den Zugkörpern, eine schnelle Abnahme der Rißabstände, so daß sich bereits bei 1,4-facher Erstrißbeanspruchung geringere Rißabstände als aus dem reinen Scheibenspannungszustand einstellen. Die fortschreitende Rißbildung resultiert daher im wesentlichen aus der Verbundwirkung durch die größeren Stahlspannungen im Übergang zum Zustand II und die höhere Verbundfestigkeit der Betonsorte M 105 KS.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß bei den Zugkörpern die höhere Verbundfestigkeit der hochfesten Betonsorten mit Silikastaub infolge reiner Verbundbeanspruchung zu deutlich geringeren Rißabständen führt. Bei den untersuchten Spannbettbalcken zeigt sich, daß bei der Betonsorte M 105 KS mit Silikastaub die Rißentwicklung im wesentlichen von der Verbundwirkung bestimmt wird, während bei den Betonsorten mit niedriger Zug- und Verbundfestigkeit der Scheibenspannungszustand auf die Rißentwicklung einen günstigen Einfluß hat. Durch die Bauhöhe von 40 cm führt der Scheibenspannungszustand unabhängig vom Vorspann- und Bewehrungsgrad zu ähnlich geringen Rißabständen, so daß sich die unterschiedliche Verbundfestigkeit nicht in demselben Maße auswirkt wie bei den untersuchten Zugkörpern.

Der Vergleich der mittleren Rißabstände verdeutlicht, daß die späte Rißbildung infolge der wesentlich höheren Betonzugfestigkeit des hochfesten Betons mit Silikastaub durch die höhere Verbundfestigkeit ausgeglichen wird. Bei größeren Bauteilhhen ist zu erwarten, daß der Scheibenspannungszustand entsprechend dem Mastabeffekt von untergeordneter Bedeutung ist. Bei einer vorgedruckten Zugzone, die entsprechend der Betondruckfestigkeit dimensioniert ist, ergeben sich daher bei Spannbetttrgern ähnliche Verhältnisse wie bei den zentrisch beanspruchten Zugkörpern.

6.6.7 Rißbreiten

Zunächst werden die mittleren Rißbreiten in Abhängigkeit von der rechnerischen Spann­stahlspannung ab der Dekompression im Schwerpunkt der Spann­stahlbewehrung ausgewertet, um den Zusammenhang zwischen der Stahlspannung und der Rißbreite darzustellen. Die Rißbreite wird aus den gemessenen Dehnungen und der Rißanzahl im Meßbereich ermittelt. Entsprechend der größeren Rißabstände (Bild 6.28) ergeben sich bei den Zugkörpern 2 und 6 aus der Betonsorte M 65 K im Bereich der abgeschlossenen Rißbildung deutlich größere Rißbreiten (Bild 6.37).

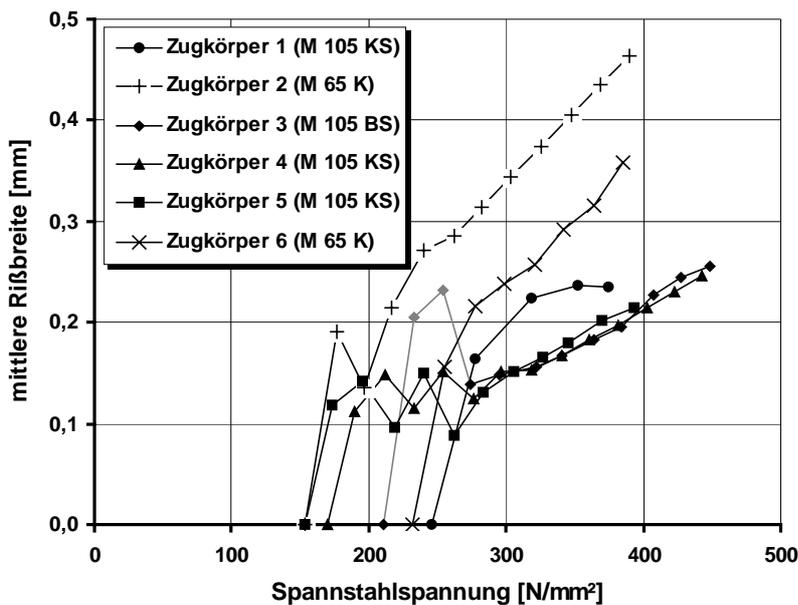


Bild 6.37: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ (Litzen)

Im Vergleich dazu ist bei den Balken 1 bis 4 wegen der gleichen Rißabstände (Bild 6.29) durch den in Abschnitt 6.6.6 beschriebenen Scheibenspannungszustand kein signifikanter Einfluß der Betonsorte und des Bewehrungsgrades auf die Rißbreiten zu erkennen (Bild 6.38).

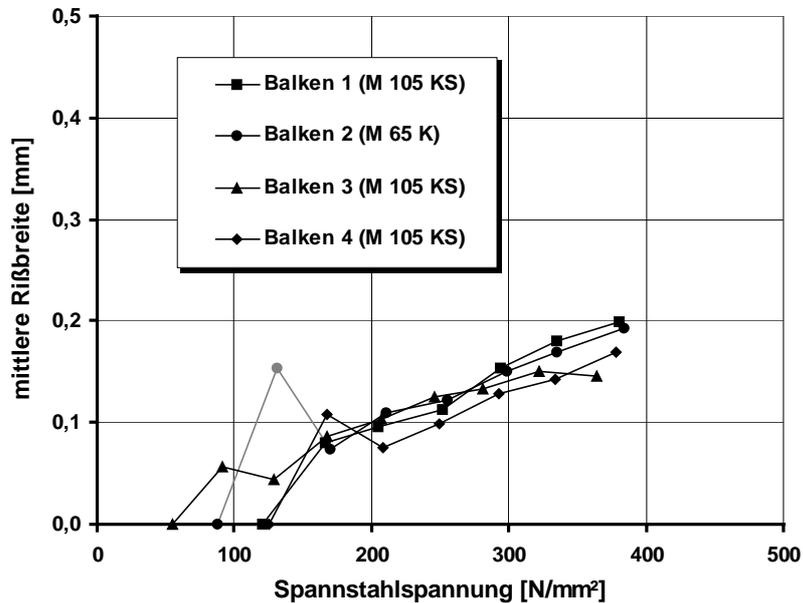


Bild 6.38: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ (Litzen)

Bei den Balken 5 bis 10 mit kleinerem Bewehrungsgrad ist bei abgeschlossener Rißbildung der Einfluß der höheren Verbundfestigkeit der Betonsorte M 105 KS sowohl bei Balken 5 mit Litzen als auch beim Balken 8 mit gerippten Drähten zu erkennen (Bild 6.39).

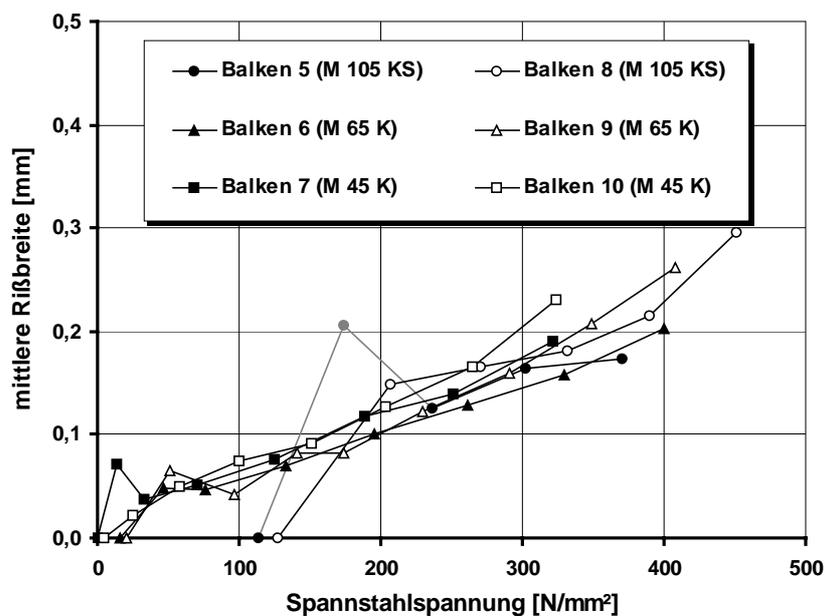


Bild 6.39: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ der Litzen (Balken 5 bis 7) und gerippten Drähte (Balken 8 bis 10)

Im Vergleich zu den Balken 6 und 9 aus der Betonsorte M 65 K ergeben sich jeweils geringere mittlere Rißbreiten trotz größerer Rißabstände (Bild 6.31). Die größten Rißbreiten treten bei den Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton auf.

Die mittleren Rißbreiten bei einer Spannstahlspannung von 350 N/mm² sind in Bild 6.40 zusammengestellt. Der Vergleich mit Bild 6.31 zeigt die Korrelation der Rißbreite mit dem Rißabstand.

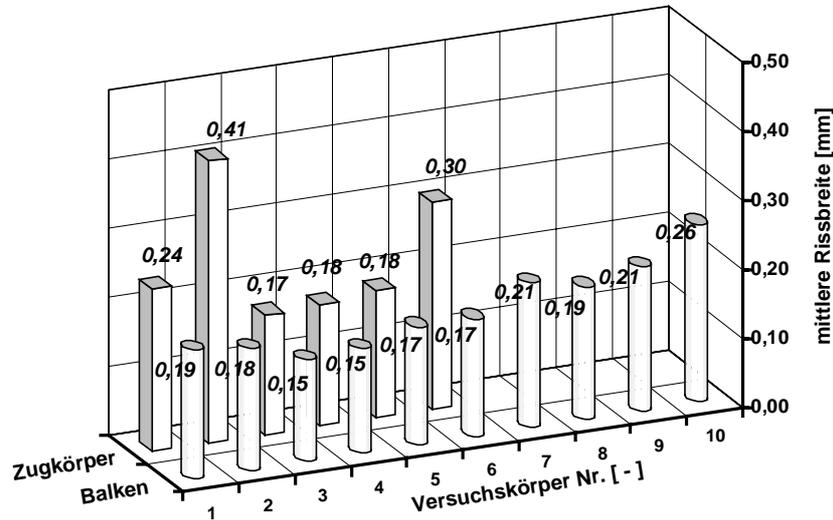


Bild 6.40: Mittlere Rißbreiten der Zugkörper und Balken bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$

Nachfolgend werden die Rißbreiten im Sollriß in Abhängigkeit von der rechnerischen Spannstahlspannung im Zustand II ausgewertet. Im Unterschied zur mittleren Rißbreite kann hierdurch die Rißbreite ohne die Mitwirkung des Betons auf Zug dargestellt werden.

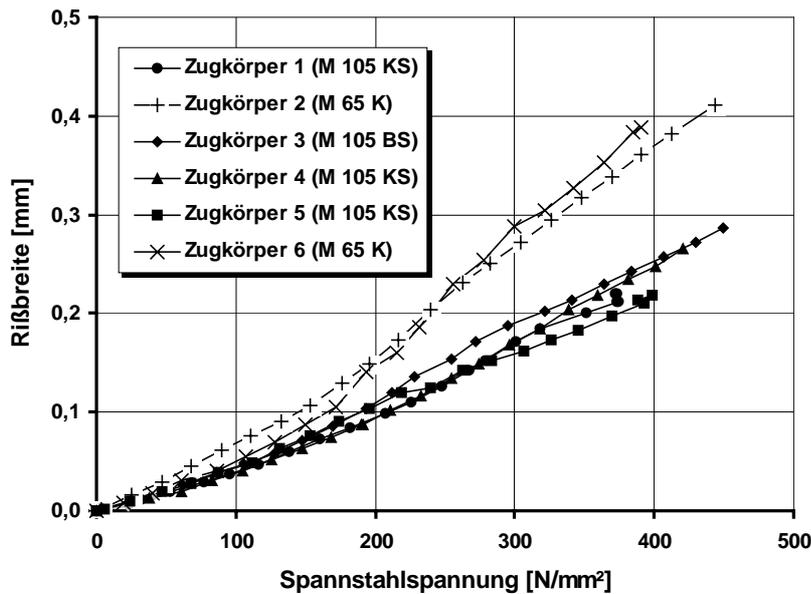


Bild 6.41: Rißbreite an der Sollrißstelle in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$

In Bild 6.41 ist zu erkennen, daß sich bei den Zugkörpern 2 und 6 aus der Betonsorte M 65 K mit geringer Verbundfestigkeit der Litzen deutlich größere Rißbreiten ergeben als bei den übrigen Zugkörpern mit höherer Verbundfestigkeit der Litzen durch Silikastaubzugabe.

Bei den Balken 1 bis 4 mit Litzen ergeben sich wie bei den mittleren Rißbreiten keine signifikanten Unterschiede (Bild 6.42). Die Rißbreiten an der Sollrißstelle entsprechen in etwa den geringen Werten bei den Zugkörpern mit Silikastaub (Bild 6.41).

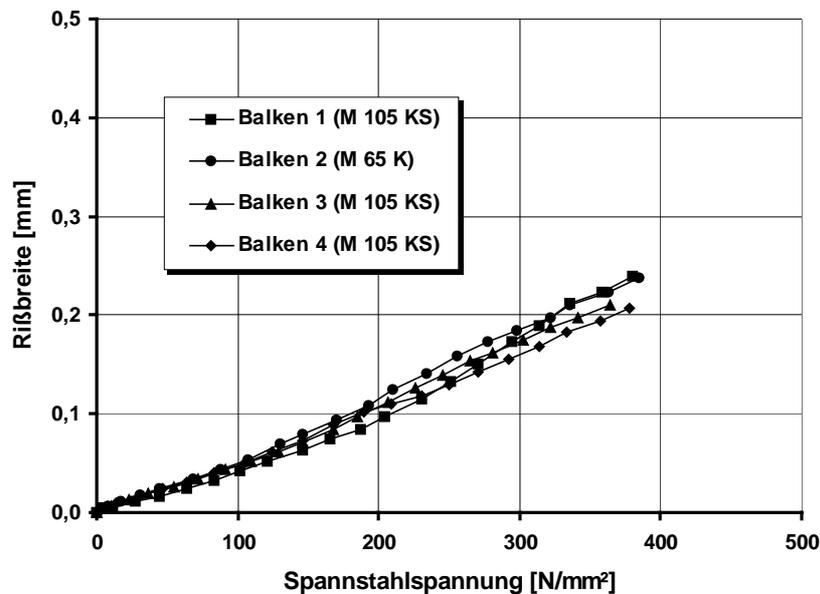


Bild 6.42: Rißbreite an der Sollrißstelle in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$

Demgegenüber ergeben sich bei den Balken 5 bis 10 charakteristische Unterschiede in Abhängigkeit von der Betonsorte (Bilder 6.43 und 6.44). Im Bereich der fortschreitenden Rißbildung treten die geringsten Einzelrißbreiten bei den Balken 5 und 8 aus der Betonsorte M 105 KS entsprechend der größeren Verbundfestigkeit auf. Bei abgeschlossener Rißbildung ergeben sich bei Balken 6 und 9 aus der Betonsorte M 65 K wegen der geringen Betonzugfestigkeit und dem Scheibenspannungszustand kleinere Rißabstände (Bilder 6.33 und 6.34). Dies führt ab einer Spannstahlspannung von 200 N/mm² bis 300 N/mm² trotz der geringeren Verbundfestigkeit zu kleineren Rißbreiten als bei den Balken 5 und 8. Die mit Abstand größten Rißbreiten ergeben sich im gesamten Beanspruchungsbereich bei den Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton. Insbesondere bei den gerippten Drähten führt der schlechte Verbund in dem für die Rißbreitenbeschränkung maßgebenden Verschiebungsbereich von 0,1 mm (Bild A 20) zu deutlich größeren Rißbreiten. Im Vergleich zur mittleren Rißbreite ist die Rißbreite an der Sollrißstelle größer, da bei der mittleren Rißbreite auch sekundäre Risse mit kleinerer Rißbreite berücksichtigt werden.

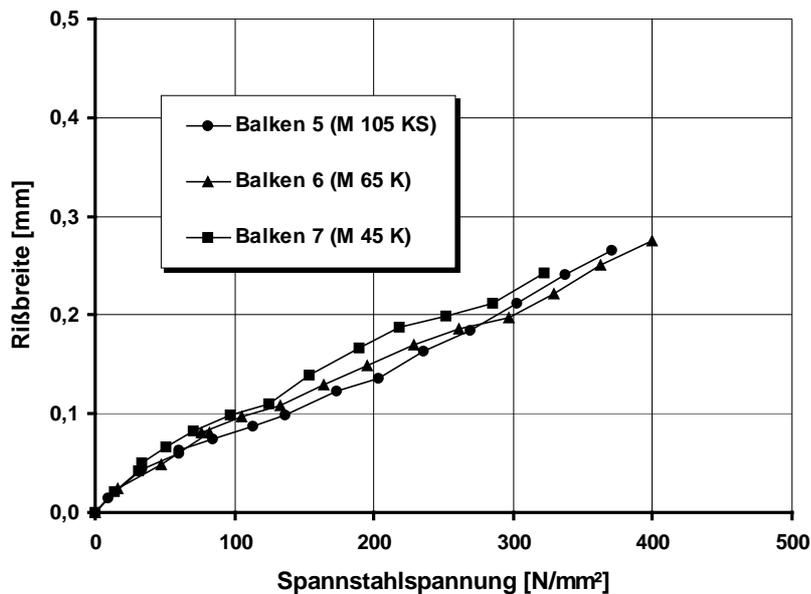


Bild 6.43: Rißbreite an der Sollrißstelle in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ der Litzen

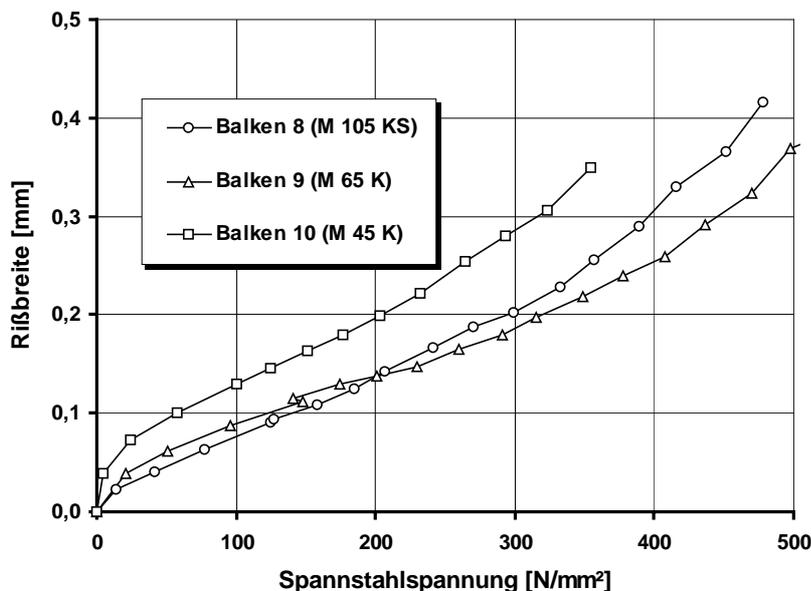


Bild 6.44: Rißbreite an der Sollrißstelle in Abhängigkeit von der Stahlspannung $\Delta\sigma_p$ der gerippten Drähte

Bei den Balken 5 bis 10 (Bilder 6.43 und 6.44) ist zunächst ein schnellerer Anstieg der Rißbreite in Abhängigkeit von der rechnerischen Spannstahlspannung im Zustand II als bei den Zugkörpern (Bild 6.41) und den Balken 1 bis 4 mit geringerem Vorspanngrad (Bild 6.42) zu erkennen. Die zunächst umgekehrte Krümmung des Verlaufs der Rißbreite bei den Balken 5 bis 10 mit hohem Vorspanngrad deutet daraufhin, daß sich hier größere Rißbreiten als aus der Einleitung der Spannstahlspannung im reinen Zustand II durch den Einfluß des Scheibenspannungszustands ergeben.

In Bild 6.35 wird am Beispiel der Balken 5 und 7 deutlich, daß die Rißtiefe bei der Erstrißbildung eher der Zugkeilhöhe entspricht als der rechnerischen Nulllinie im Zustand II. Durch den Scheibenspannungszustand ergibt sich im Rißbereich eine tiefere Nulllinie und ein geringerer Hebelarm als im reinen Zustand II. Der Scheibenspannungszustand verursacht daher deutlich größere Spannstahlspannungen als nach der Berechnung im Zustand II. Aus Gleichgewichtsgründen kann erwartet werden, daß bei hohem Vorspanngrad und tief liegender Nulllinie sich die für die Rißbreite maßgebende Spannstahlspannung aus der Zugkeilkraft im Zustand I ergibt. Zum Vergleich sind in Bild 6.45 für den Balken 5 die gemessenen Dehnungen der Zugzone, die durch DMS gemessenen Spannstahldehnungen im Sollriß sowie die rechnerischen Spannstahldehnungen im Zustand II und aus der Zugkeilkraft ab Dekompression dargestellt. Aufgrund der Mitwirkung des Betons auf Zug sind die rechnerischen Dehnungen im reinen Zustand II deutlich größer als die gemessenen Zugzonendehnungen. Im Vergleich zu den gemessenen Litzendehnungen wird jedoch deutlich, daß der Ansatz der rechnerischen Stahlspannung im Zustand II die Dehnung und damit die Spannstahlspannung bei der Erstrißbildung und der fortschreitenden Rißbildung deutlich unterschätzt.

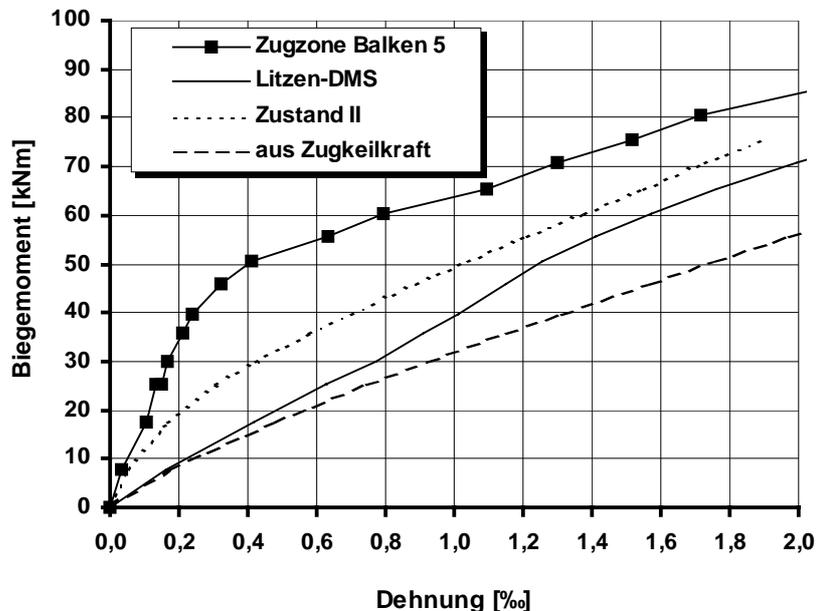


Bild 6.45: Vergleich der rechnerischen Dehnungen mit den gemessenen Dehnungen

Bei den Balken 1 bis 4 ohne erkennbaren Einfluß aus dem Scheibenspannungszustand auf die Rißbreite (Bild 6.42) ergibt sich im Gegensatz zu Balken 5 (Bild 6.45) eine gute Übereinstimmung der gemessenen Stahldehnungen mit den rechnerischen Werten im Zustand II (Bilder D 1, D 4, D 7 und D 10). Wegen des geringeren Vorspanngrades sind hier die Zugkeilhöhen im Zustand I aus der rechnerischen Biegezugfestigkeit nach Tabelle 6.4 größer als $h/3$ (Balken 3: $\min h_z^I = 14,0$ cm). Im Unterschied dazu sind bei den Balken 5 bis 10 mit deutlichem Einfluß des Scheibenspannungszustands auf die Spannstahlspannung die rechnerischen Zugkeilhöhen kleiner als $h/3$ (Balken 8: $\max. h_z^I = 12,9$ cm). Die maßgebende Spannstahlspannung für die Rißbreitenbeschränkung

ergibt sich daher ab einer rechnerischen Zugkeilhöhe von $h_z^I < h/3$ bei der Erstrißbildung wirklichkeitsnäher aus der Zugkeilkraft (Bild 6.45).

Insgesamt ergeben sich für die 0,5“-Litzen (Nenndurchmesser von 12,5 mm) bei den untersuchten Zugkörpern und Balken aus den hochfesten Betonsorten mit Silikastaub sehr kleine Rißbreiten durch die hohe Verbundfestigkeit. Bei einer Spannstahlspannung von 300 N/mm² ist die Rißbreite kleiner als 0,2 mm. Im Vergleich zu den Balken 8 bis 10 mit gerippten Drähten Ø 12 mm ergeben sich durch die Litzen größtenteils kleinere Rißbreiten trotz des geringeren Bewehrungsgrades (Tafel D 1). Wegen der hohen Verbundfestigkeit bei kleinen Verschiebungen kann daher von einer wirkungsvollen Rißbreitenbeschränkung durch Litzen in hochfestem Beton mit Silikastaubzugabe ausgegangen werden.

6.7 Bemessungskonzept zur Rißbreitenbeschränkung durch Litzen

Die Auswertung der durchgeführten Versuche zum Rißverhalten zeigt, daß die Rißabstände und die Rißbreite von der in Abschnitt 3 beschriebenen Verbundfestigkeit der Litzen abhängen. Bei einer Biegebeanspruchung wird das Rißverhalten zusätzlich durch den Scheibenspannungszustand beeinflusst. Für die Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Bemessungskonzeptes zur Rißbreitenbeschränkung bei einer Vorspannung durch Litzen in hochfestem Beton wird das Konzept zur Rißbreitenbeschränkung nach Heft 466 des DAfStb [40] um das spannungsabhängige Verbundverhalten der Litze und den Einfluß des Scheibenspannungszustands erweitert.

Die ermittelten Verbundgesetze für hochfesten Beton nach Gleichung (3.10) sind bis zu einer Spannungszunahme der Litzen im Riß von 300 N/mm² gültig. Da unter baupraktischen Bedingungen keine größeren Erstrißzugspannungen als $\sigma_{pr} = 300$ N/mm² auftreten, kann mit der geschlossenen Lösung nach [40] für die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung $\tau = C \cdot s^\alpha$ mit den Konstanten nach Tabelle 3.1 die Einzelrißbreite w_r nach Gleichung (6.2) berechnet werden. Der Einfluß des Scheibenspannungszustands bleibt hierbei jedoch unberücksichtigt.

$$w_r = \left(\frac{\sigma_{pr}^2 \cdot d_p \cdot (1 + \alpha_p) \cdot 2^\alpha}{4 \cdot E_p \cdot C \cdot (1 + \alpha_e \cdot \mu_{eff})} \right)^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (6.2)$$

Bei abgeschlossener Rißbildung ist mit einer größeren Spannungszunahme als 300 N/mm² zu rechnen. Die Verbundspannung von Litzen im Rißbereich kann entsprechend (Bild 3.26) nicht mehr zutreffend durch einheitliche Verbundgesetze in der Form $\tau = C \cdot s^\alpha$ über den gesamten Beanspruchungsbereich abgebildet werden. Während bei dem rein verschiebungsabhängigen Verbundkonzept nach [40] die zunehmende Differenzverschiebung bei Betonstahl durch eine Erhöhung der Verbundspannungen berücksichtigt wird, zeigen die Versuchsergebnisse, daß bei Litzen die gleichzeitige Spannungszunahme zu einer Verminderung der Verbundspannungen führt. Um diese

beiden gegenläufigen Effekte zu berücksichtigen, wird daher vorgeschlagen, für Litzen nach der Erstrißbildung keine weitere Verbundspannungszunahme anzusetzen (Bild 6.46).

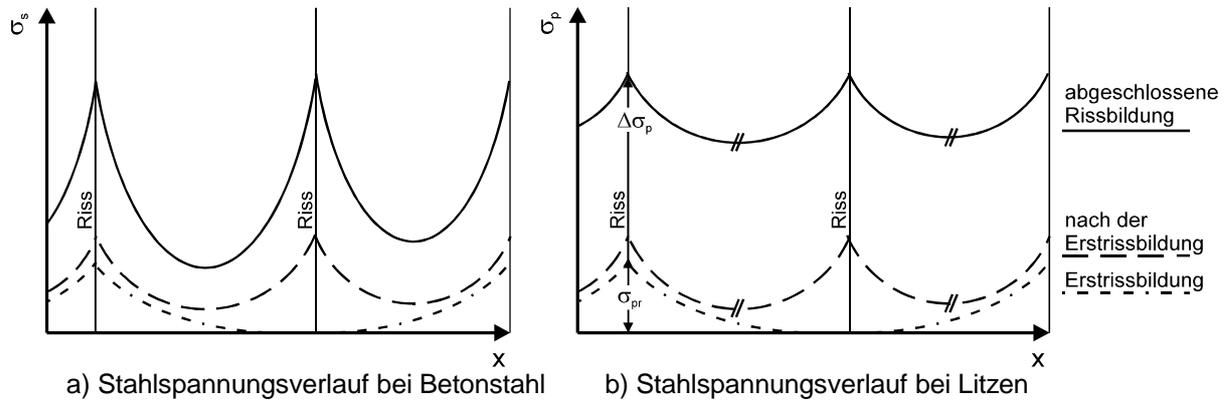


Bild 6.46: Vergleich der Stahlspannungen zwischen den Rissen für Beton- und Spannstahl mit sofortigem Verbund

Im Unterschied zu Betonstählen werden nach Bild 6.46 die Spannungsverläufe für Litzen nach der Erstrißbildung bis zur abgeschlossenen Rißbildung affin angenommen. Die mittlere Rißbreite bei einer Litzenbewehrung ergibt sich damit für die Spannstahlspannung $\Delta\sigma_p$ zu:

$$w_m = w_r + s_{rm} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_p - \sigma_{pr}}{E_p} \right) \quad (6.3)$$

Hierin wird zunächst der mittlere Rißabstand gemäß [69] als einfache Einleitungslänge $l_{ep,r}$ bei der Erstrißbildung

$$s_{rm} = l_{ep,r} = \frac{f_{cm} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{pm,r} \cdot \mu_{eff}} \quad \text{mit } \tau_{pm,r} = C \cdot \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \cdot \left(\frac{w_r}{2} \right)^\alpha \quad (6.4)$$

bestimmt. Die Spannstahlspannungen $\Delta\sigma_p$ und σ_{pr} ergeben sich in Abhängigkeit von der Beanspruchung oberhalb der Dekompression im rechnerischen Zustand II zu:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta F_p}{A_p} \quad \text{und} \quad \sigma_{pr} = \frac{\Delta F_{pr}}{A_p} \quad \text{mit } \Delta F_{pr} = \text{Erstrißbeanspruchung.} \quad (6.5)$$

Bei Zugkeilhöhen im Zustand I bei der Erstrißbildung von $h_z^I < h/3$ ist die Spannstahlspannung durch den Einfluß des Scheibenspannungszustandes wesentlich größer als im rechnerischen Zustand II. Dies kann dadurch berücksichtigt werden, daß für ΔF_p die rechnerische Zugkeilkraft im Zustand I angesetzt wird.

Die maximale Rißbreite ergibt sich gemäß [69] mit einem Streuungsfaktor k zu:

$$w_{\max} = k \cdot w_m \quad (6.6)$$

Eine Vergrößerung der Rißbreiten infolge Dauerlast braucht nicht berücksichtigt werden, da die rechnerische mittlere Verbundspannung aufgrund des Verbundspannungsgesetzes mit einer konstanten Spannungszunahme von 300 N/mm^2 nach Tabelle 3.1 gering angesetzt ist. Tatsächlich ist die mittlere Stahlspannungszunahme bei der Erstrißbildung deutlich kleiner und damit die Verbundspannung höher. Nach Gleichung 6.4. ist die rechnerische mittlere Verbundspannung bei einer Erstrispannung von 300 N/mm^2 beispielsweise bei der Betonsorte M 105 KS bis zu einer Einzelrißbreite von $0,15 \text{ mm}$ kleiner als 3 N/mm^2 . Bei der Annahme eines näherungsweise starrplastischen Verbundgesetzes würde die mittlere Stahlspannungszunahme 150 N/mm^2 betragen und nach Bild 3.26 ergibt sich eine um $0,9 \text{ N/mm}^2$ größere mittlere Verbundspannung als angesetzt. Andererseits vermindert sich die mittlere Verbundspannung infolge des Verbundkriechens unter Dauerlast nach [40] auf 70% . Bei der Betonsorte M 105 KS entspricht die Verminderung hieraus um $0,9 \text{ N/mm}^2$ genau dem Betrag, um den die mittlere Verbundspannung zu gering angesetzt wird. Hierdurch und die Annahme, daß aus der Rißöffnung nach der Erstrißbildung keine weitere Verbundspannungszunahme resultiert, ist daher das Verbundkriechen weitestgehend erfaßt.

Gemäß Bild 6.47 hängt der Verlauf der Randzugspannung und damit der Rißabstand von der Störung des Scheibenspannungszustandes durch Risse und der Einleitungslänge der Stahlzugkraft ab. Wenn die Einleitungslänge l_{ep} infolge guten Verbundes kleiner als die Störlänge l_e^{I-II} ist, wachsen die unteren Randzugspannungen außerhalb der Einleitungslänge weiter an. Bei der Erstrißbildung ist dann zu erwarten, daß durch die spannungsabhängige Rißbildung der Rißabstand größer als die Einleitungslänge ist. Bei größerer Einleitungslänge l_{ep} bei schlechterem Verbund wird die Erstrispannung vorher erreicht und der Rißabstand wird kleiner als die Einleitungslänge.

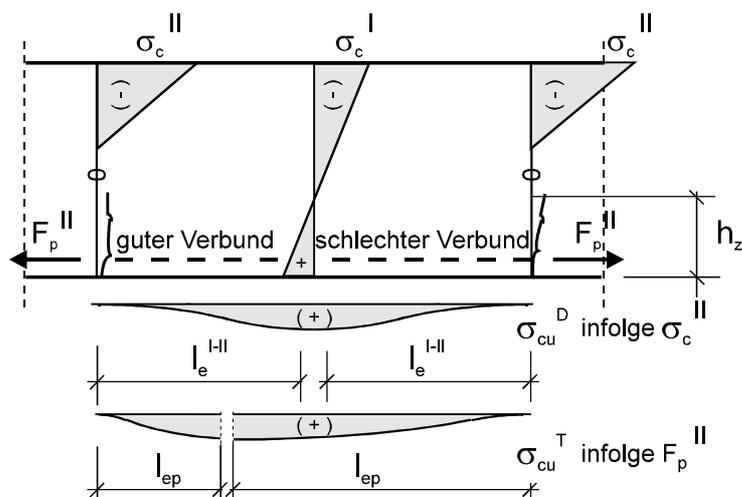


Bild 6.47: Verlauf der unteren Randzugspannung σ_{cu} zwischen den Rissen

Um die Beeinflussung der Rißabstände durch die Scheibenwirkung bei einer Biegebeanspruchung zu erfassen, wird die zur Rißbildung erforderliche Stahlspannung σ_{sr} in Abhängigkeit von der Scheibenwirkung modifiziert. Da die Rißtiefe vorgespannter Bauteile durch den Einfluß des Scheibenspannungszustands und der Zugfestigkeit des Betons näherungsweise mit der Zugkeilhöhe h_z^I übereinstimmt (Bild 6.35), liegt gemäß [25] die Störlänge l_e^{I-II} innerhalb des Abstandes $2 \cdot h_z^I$ vom Riß. Bei der vereinfachten Annahme, daß der Wendepunkt des Spannungsverlaufs σ_{cu}^D aus dem Scheibenspannungszustand im Abstand von h_z^I vom Riß die Grenze der Bereiche mit geringer und großer Beeinflussung markiert, ergibt sich für

$$l_{ep,r} < h_z^I : \quad s_{rm} > l_{ep,r} \quad \text{und für} \quad (6.7)$$

$$l_{ep,r} > h_z^I : \quad s_{rm} < l_{ep,r}. \quad (6.8)$$

Ab einem Verhältnis $h_z^I / l_{ep,r} > 2$ ist der Einfluß der Scheibenspannungen gering und das Rißverhalten ergibt sich allein aus der Einleitung der Stahlzugkraft. Bis zu einem Verhältnis $h_z^I / l_{ep,r} \leq 2$ werden zur Erfassung des Scheibenspannungszustandes die Erstrißzugspannung σ_{pr} und die korrespondierende Betonzugfestigkeit f_{ctm} entsprechend einer fiktiven Einleitungslänge für die beiden Fälle nach Gleichungen 6.7 und 6.8 modifiziert, um wirklichkeitsnahe Rißabstände zu ermitteln. In Abhängigkeit von der Grenze $h_z^I = l_{ep,r}$ werden daher σ_{pr} und f_{ctm} mit dem Verhältnis $h_z^I / l_{ep,r}$ nach Gleichung 6.9 und 6.10 modifiziert. Hiernach ergibt sich für $l_{ep,r} < h_z^I$ eine größere die Erstrißzugspannung σ_{pr}^* und damit ein größerer Rißabstand s_{rm} als $l_{ep,r}$. Für $l_{ep,r} > h_z^I$ werden σ_{pr}^* und s_{rm} kleiner. Aus dem Vergleich mit den Versuchsergebnissen (Abschnitt 6.8) ergeben sich für die beiden Fälle unterschiedliche Exponenten:

$$l_{ep,r} < h_z^I : \quad \sigma_{pr}^* = \sigma_{pr} \cdot \left(\frac{h_z^I}{l_{ep,r}} \right)^{1,5}, \quad f_{ctm}^* = f_{ctm} \cdot \left(\frac{h_z^I}{l_{ep,r}} \right)^{1,5}, \quad (6.9)$$

$$l_{ep,r} > h_z^I : \quad \sigma_{pr}^* = \sigma_{pr} \cdot \left(\frac{h_z^I}{l_{ep,r}} \right)^2, \quad f_{ctm}^* = f_{ctm} \cdot \left(\frac{h_z^I}{l_{ep,r}} \right)^2. \quad (6.10)$$

Insgesamt ergibt sich damit bei abgeschlossener Rißbildung die mittlere Rißbreite mit den Verbundgesetzen für Litzen nach Abschnitt 3, Tabelle 3.1 zu:

$$w_m = w_r + s_{rm} \cdot \left(\frac{\Delta \sigma_p - \sigma_{pr}^*}{E_p} \right) \quad \text{mit} \quad s_{rm} = \frac{f_{ctm}^* \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{pm,r} \cdot \mu_{eff}}. \quad (6.11)$$

Durch diesen einfachen Ansatz können der Rißabstand und die Rißbreite in Abhängigkeit von der Einleitungslänge und dem Scheibenspannungszustand bei einer Biegebeanspruchung errechnet und die Maßstabsabhängigkeit bei vorgespannten Biegetraggliedern erfaßt werden.

6.8 Wertung und Vergleich des Bemessungskonzeptes mit den Versuchsergebnissen

Zur Überprüfung des vorgeschlagenen Bemessungskonzeptes werden im folgenden die Versuchsergebnisse den rechnerischen Werten unter Berücksichtigung der Verbundgesetze nach Abschnitt 3, Tabelle 3.1. gegenübergestellt. Die Rißbreiten werden grundsätzlich in Abhängigkeit von der rechnerischen Spannstahlspannung $\Delta\sigma_p$ im Zustand II ab der Laststufe der Dekompression dargestellt. Die Erstrißbeanspruchung ΔF_{pr} wird aus der rechnerischen Zugfestigkeit aufgrund der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit nach den Tabellen 6.3 und 6.4 ermittelt.

Bei den zentrisch beanspruchten Zugkörpern wird zunächst überprüft, ob der Ansatz nach Gleichung 6.2 für die Einzelrißbreite und nach Gleichung 6.3 für die abgeschlossene Rißbildung zutreffend ist. In Bild 6.48 sind beispielhaft die gemessene Rißbreite an der Sollrißstelle des Zugkörpers 4 und die rechnerische Rißbreite nach dem vorgeschlagenen Bemessungskonzept w_{cal} nach Gleichung 6.3 dargestellt. Im gesamten Beanspruchungsbereich ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen. Im Vergleich dazu ergibt sich mit dem Ansatz nach dem Heft 466 des DAfStb [40] bei der abgeschlossenen Rißbildung ab einer Spannstahlspannung $\Delta\sigma_p = 285 \text{ N/mm}^2$ bei gleichem Rißabstand eine kleinere Rißbreite, da durch das rein verschiebungsabhängige Verbundgesetz die Verminderung der Verbundspannungen ab etwa $\Delta\sigma_p = 300 \text{ N/mm}^2$ nicht erfaßt wird.

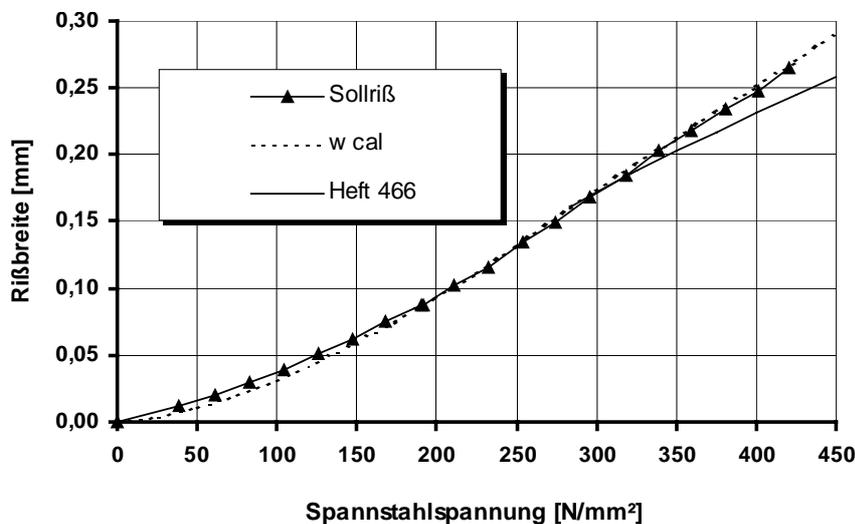


Bild 6.48: Vergleich der rechnerischen Rißbreiten nach Gleichung 6.3 und nach [40] mit der gemessenen Sollrißbreite bei Zugkörper 4

Um die Auswirkung der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten zu vergleichen, werden nachfolgend exemplarisch für den Zugkörper 5 aus der Betonsorte M 105 KS mit Silikazugabe und für den Zugkörper 6 aus M 65 K ohne Silikastaub die gemessenen und die rechnerischen Rißbreiten gegenübergestellt. Die Rißbreite an der Sollrißstelle bis zum Erreichen der Rißzugkraft entspricht hierbei der rechnerischen Einzelrißbreite.

Nach Überschreiten der Rißzugkraft kann zusätzlich die im Versuch festgestellte mittlere Rißbreite angegeben werden. Während bei dem Zugkörper 5 eine gute Übereinstimmung mit der rechnerischen Rißbreite erkennbar ist, ist die mittlere Rißbreite bei dem Zugkörper 6 kleiner als die gemessene Rißbreite an der Sollrißstelle. Offenbar führt die frühere Rißöffnung des Sollrisses bei Zugkörper 6 als Primärriß zu einer größeren Rißbreite, die mit den rechnerischen Werten gut übereinstimmt. Der Vergleich der Bilder 6.49 und 6.50 zeigt, daß die Auswirkungen der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten auf die Primärrißbreite mit dem vorgeschlagenen Bemessungskonzept für Litzen zutreffend erfaßt wird.

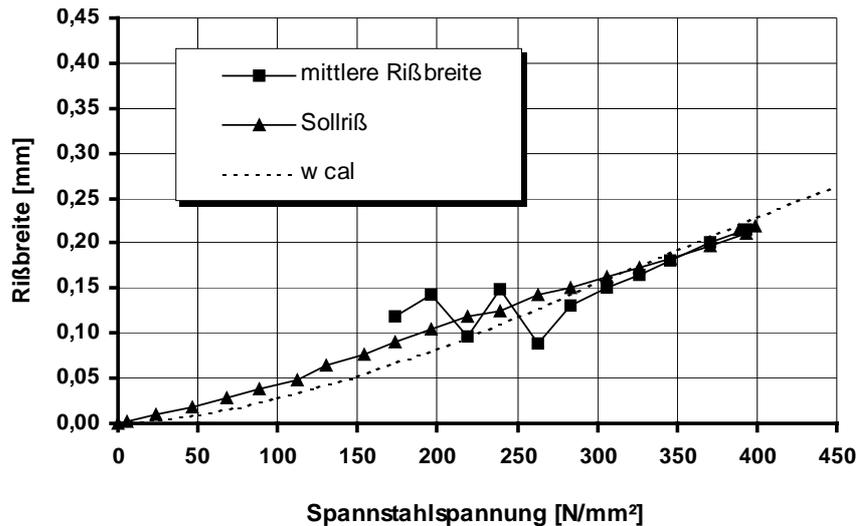


Bild 6.49: Vergleich der rechnerischen Rißbreite mit der gemessenen Sollrißbreite bei Zugkörper 5 (Betonart M 105 KS)

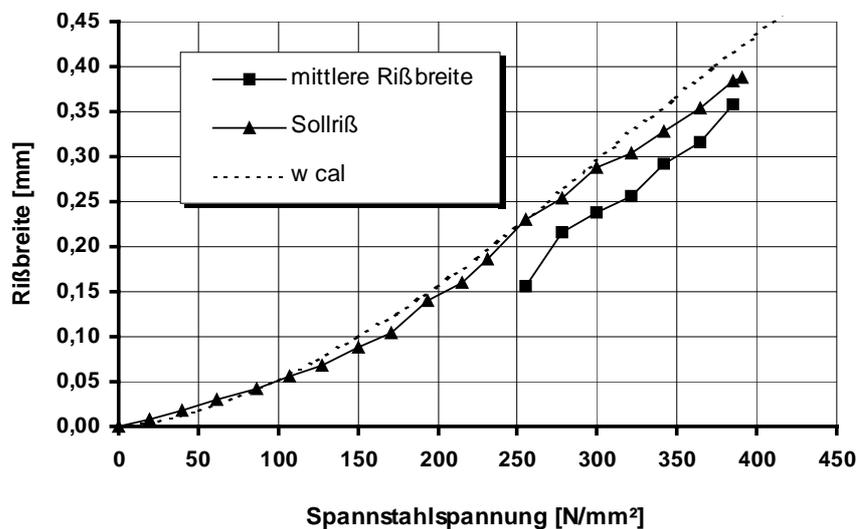


Bild 6.50: Vergleich der rechnerischen Rißbreite mit der gemessenen Sollrißbreite bei Zugkörper 6 (Betonart M 65 K)

Aufgrund der guten Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen kann gefolgert werden, daß durch die Verbundgesetze nach Abschnitt 3.7 und mit dem vorgeschlage-

nen Bemessungskonzept die Rißbreite bei einer Litzenbewehrung wirklichkeitsnah berechnet werden kann.

Unter einer Biegebeanspruchung kann die Spannstahlspannung nach Zustand II berechnet werden, wenn die Zugkeilhöhe bei der Erstrißbildung $h_z^I > h/3$ ist. Bei den Versuchsbalken 1, 2 und 4 mit einer Zugkeilhöhe h_z^I zwischen 16,3 cm und 16,9 cm, die größer als $h/3 = 13,3$ cm ist, wird diese Bedingung erfüllt. Aufgrund der kleinen Einleitungslänge bei der Erstrißbildung wird die Stahlspannung entsprechend Gleichung 6.9 modifiziert. In Bild 6.51 sind die Sollrißbreiten den rechnerischen Rißbreiten gegenübergestellt.

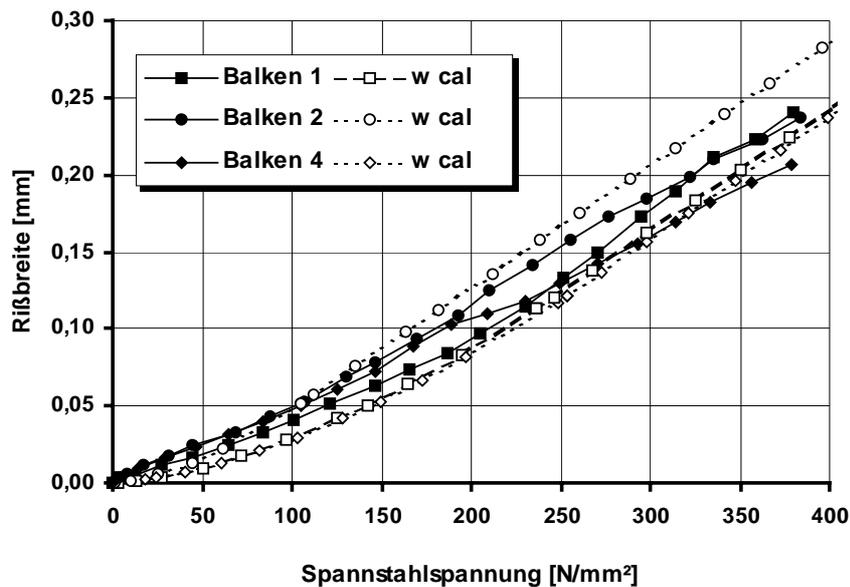


Bild 6.51: Vergleich der rechnerischen Rißbreite mit der gemessenen Sollrißbreite

Es ist zu erkennen, daß durch den Ansatz der modifizierten Erstrißspannung die rechnerischen Rißbreiten gut mit den gemessenen Rißbreiten übereinstimmen. Insbesondere wird der Einfluß des Scheibenspannungszustands nach Bild 6.47 und die damit korrespondierende geringe Abhängigkeit der Rißbreite von den unterschiedlichen Verbundeigenschaften zutreffend erfaßt.

Bei dem Balken 3 mit höherem Bewehrungsgrad beträgt die Zugkeilhöhe bei der Erstrißbildung $h_z^I = 14,0$ cm und entspricht damit der vorgeschlagenen Grenze von $h/3$, ab der die Spannstahlspannung aus der Zugkeilkraft berechnet werden sollte. In Bild 6.52 ist die Rißbreite an der Sollrißstelle im Vergleich zu den rechnerischen Rißbreiten aus der Spannstahlspannung im Zustand II sowie aus der Zugkeilkraft nach der Erstrißbildung dargestellt. Zum direkten Vergleich werden alle Werte über die rechnerische Stahlspannung im Zustand II aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß der Ansatz der größeren Zugkeilkraft zu einer besseren Übereinstimmung mit der gemessenen Rißbreite führt.

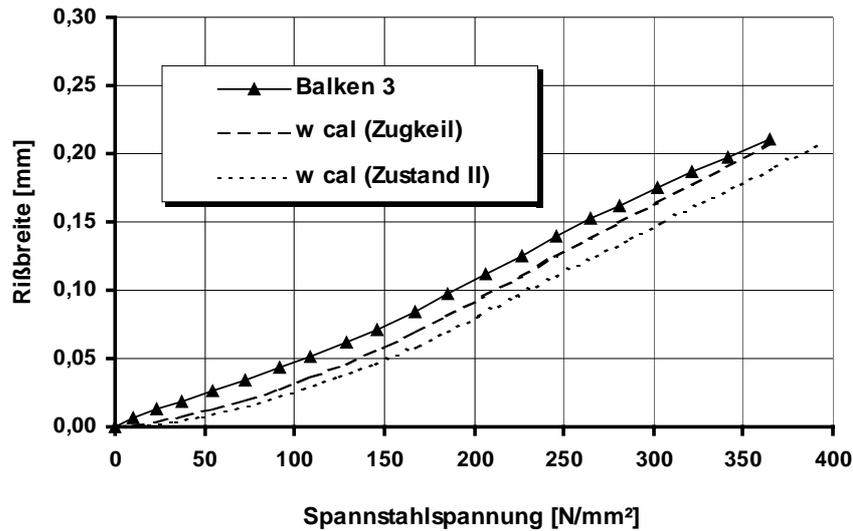


Bild 6.52: Vergleich der rechnerischen Rißbreite mit der gemessenen Sollrißbreite

Durch den höheren Vorspanngrad der Balken 5 bis 7 ergeben sich hier bei gleicher Querschnittshöhe geringere Zugkeilhöhen als $h/3$ von 10,2 cm bis 12,3 cm. In Bild 6.53 sind die gemessenen Rißbreiten der Balken 5 bis 7 an der Sollrißstelle den rechnerischen Rißbreiten aus der Zugkeilkraft gegenübergestellt. Im Unterschied zu dem Ansatz der Spannstahlspannung nach Zustand II ergibt sich eine gute Übereinstimmung, insbesondere bei dem Balken 7 mit der geringsten Zugkeilhöhe, so daß mit dem Ansatz der Zugkeilkraft der Einfluß des Scheibenspannungszustandes zutreffend berücksichtigt wird.

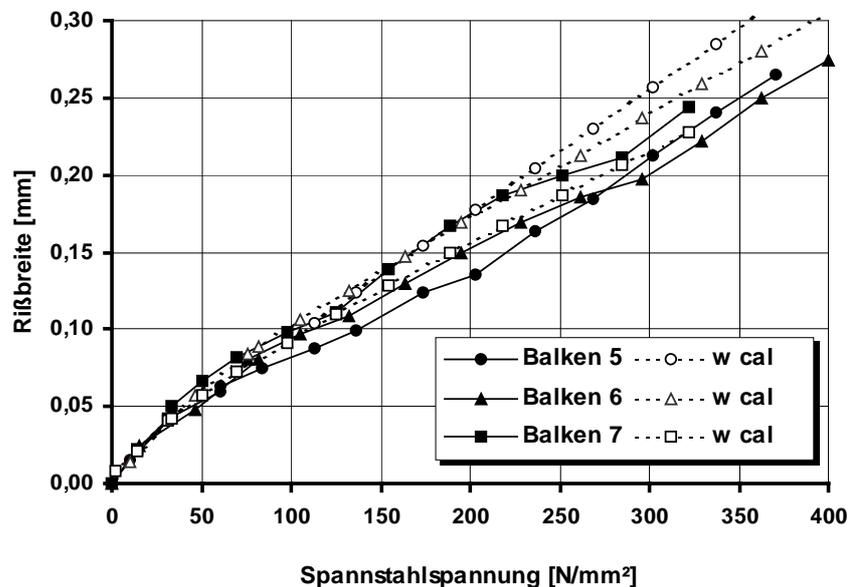


Bild 6.53: Vergleich der rechnerischen Rißbreite mit der gemessenen Sollrißbreite

Neben der zutreffenderen Vorhersage der Rißbreiten führt das vorgeschlagene Bemessungskonzept zu einer wirklichkeitsnahen Ermittlung der Rißabstände. In Bild

6.54 ist eine gute Übereinstimmung der berechneten Werte mit den im Versuch ermittelten Rißabständen bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$ für die Zugkörper 1 bis 6 zu erkennen.

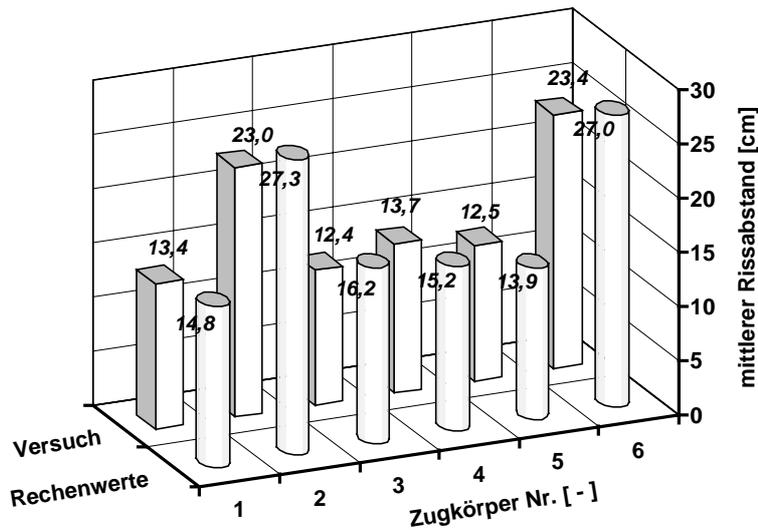


Bild 6.54: Vergleich der rechnerischen Rißabstände mit den gemessenen Rißabständen der Zugkörper 1 bis 6

Bei den Versuchsbalken 1 bis 7 werden die rechnerischen Rißabstände mit und ohne Modifikation der Erstrißzugspannung nach den Gleichungen 6.9 und 6.10 sowie die Versuchswerte bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$ in Bild 6.55 gegenübergestellt.

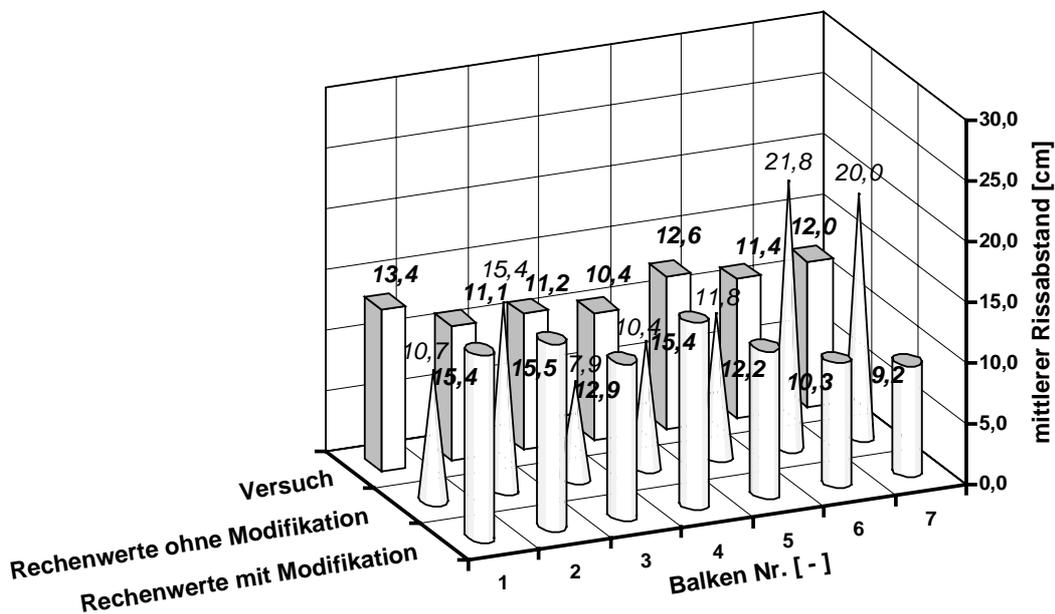


Bild 6.55: Vergleich des rechnerischen Rißabstände mit (ohne) Modifikation der Erstrißzugspannung mit den gemessenen Rißabständen der Balken 1 bis 7

Es wird deutlich, daß die Berechnung der Rißabstände aufgrund der einfachen Einleitungslänge ohne die Modifikation zu erheblichen Abweichungen zu den Versuchs-

werten führt. Insbesondere bei dem Balken 3 mit hohem Bewehrungsgrad wird der Rißabstand unterschätzt, da sich durch die im Vergleich zur Störlänge kürzere Einleitungslänge nach Bild 6.47 ein größerer Rißabstand im Versuch einstellt. Durch die Erhöhung der Erstrispannung nach Gleichung 6.9 ist eine wesentlich bessere Übereinstimmung zu erkennen. Bei den Balken 6 und 7 mit größerer Einleitungslänge als die Störlänge ergeben sich im Versuch deutlich geringere Rißabstände. Durch die Verminderung der Erstrißzugspannung nach Gleichung 6.10 werden auch hier wirklichkeitsnahe Rißabstände ermittelt.

In den Bildern 6.56 und 6.57 sind die mittleren Rißbreiten w_m im Vergleich zur maximalen Rißbreite w_{95} dargestellt. Die Rißbreite w_{95} entspricht hierbei dem oberen 5%-Fraktilwert der an der Betonaußenseite gemessenen Rißbreiten. Es ist zu erkennen, daß die aus der einfachen Einleitungslänge errechneten mittleren Rißbreiten w_m teilweise kleiner sind als die maximalen Rißbreiten w_{95} . Die Abweichung ergibt sich daraus, daß der maximale Rißabstand theoretisch bis zur zweifachen Einleitungslänge ansteigen kann [40] und sich die Risse teilweise einseitig ffnen.

Um mit dem Bemessungskonzept die maximale Rißbreite zu erfassen, wird der Streuungsbeiwert k nach Gleichung 6.6 aus der Rißbreite w_{95} aufgrund der Meßwerte ermittelt. Sowohl bei den Zugkörpern als auch bei den Balken kann die maximale Rißbreite w_{95} aus der rechnerischen Rißbreite w_m mit dem Wert $k = 1,5$ besser bestimmt werden. Da durch das Bemessungskonzept die mittlere Rißbreite zutreffender ermittelt wird, läßt sich der geringere Faktor für die Streuungen gegenüber $k = 1,7$ nach Heft 400 des DAfStb [69] begründen. Auch bei Versuchen an Zugkörpern [25] wurde festgestellt, daß die Streuungen bei hochfestem Beton geringer sind als in normalfestem Beton, so daß ein kleinerer Streuungsfaktor von $k = 1,5$ ausreichend ist.

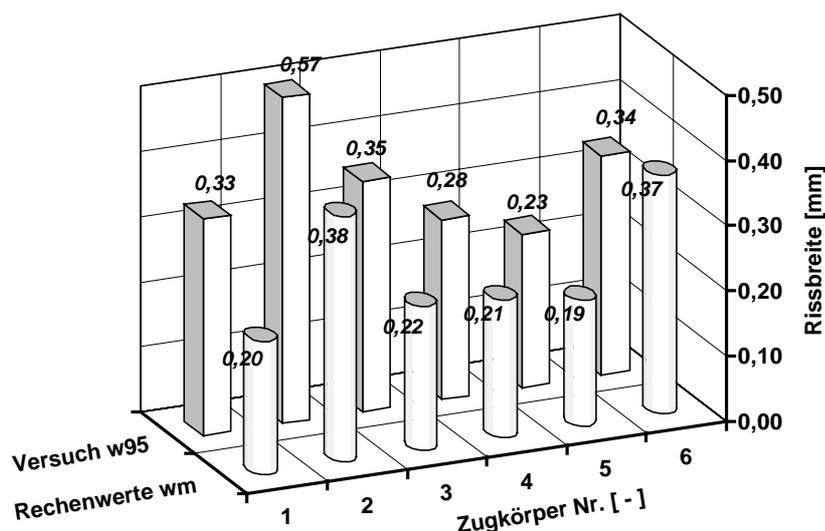


Bild 6.56: Vergleich der rechnerischen Rißbreiten w_m mit den maximalen Rißbreiten w_{95} aus den Meßwerten der Zugkörper 1 bis 6 bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$

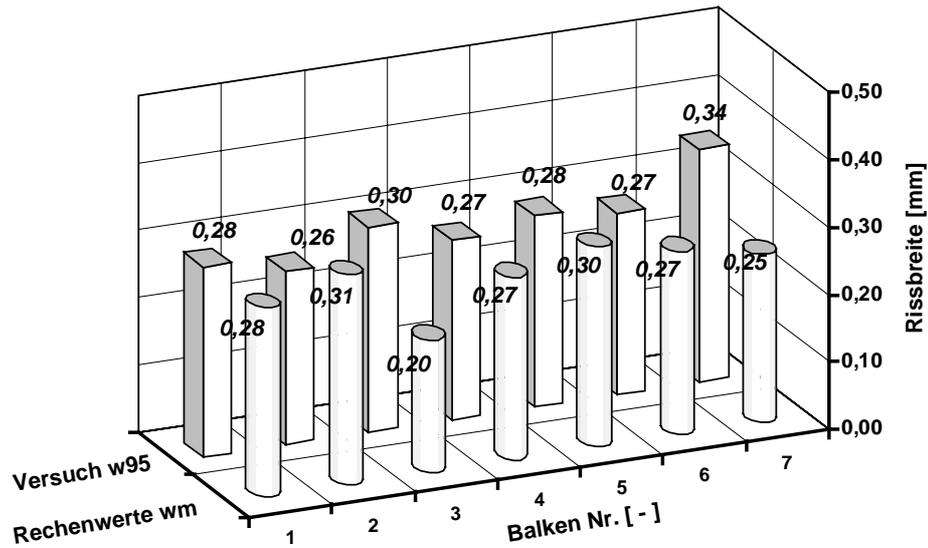


Bild 6.57: Vergleich der rechnerischen Rißbreiten w_m mit den maximalen Rißbreiten w_{95} aus den Meßwerten der Balken 1 bis 7 bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$

In Bild 6.58 sind abschließend die rechnerischen und die gemessenen mittleren Stahlspannungen für den Zugkörper 5 bei $\Delta\sigma_p = 350 \text{ N/mm}^2$ und der Verlauf der Stahlspannungen zwischen den Rissen nach dem FE-Modell dargestellt. Der Vergleich der mittleren Stahlspannungen nach dem Bemessungskonzept ergibt im Rahmen der Steuungen eine gute Übereinstimmung mit den aus den mittleren Dehnungen im Versuch berechneten Stahlspannungen. Die Nachrechnungen mit dem FE-Berechnungsmodell nach Abschnitt 4.2.3 stimmen aufgrund der ähnlichen Verbundgesetze (Bilder 3.44 und 4.19) sehr gut mit der mittleren Stahlspannung aus dem Bemessungskonzept überein.

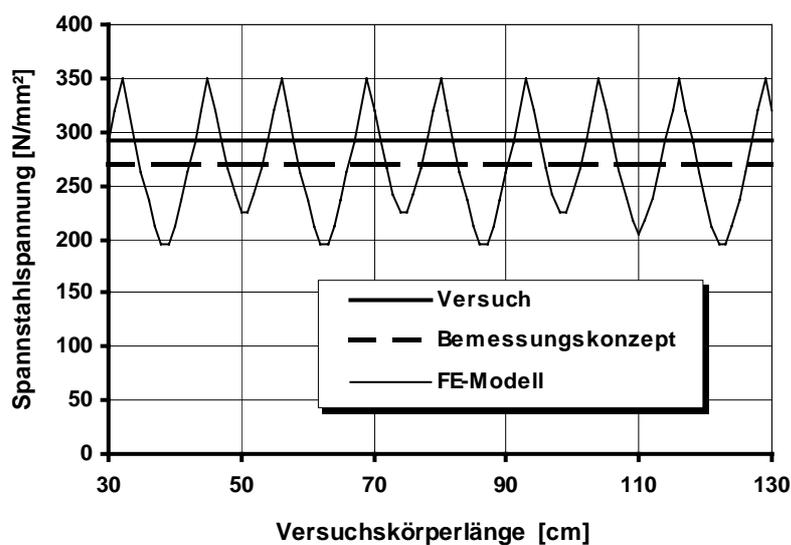


Bild 6.58: Vergleich der rechnerischen mittleren Spannstahlspannungen mit dem Versuch und den Ergebnissen der FE-Berechnung für den Zugkörper 5

Das vorgeschlagene Bemessungskonzept ohne eine Verbundspannungserhöhung nach der Erstrißbildung ergibt eine mittlere Spannstahlspannung von $\sigma_{pm} = 270 \text{ N/mm}^2$, während sich nach Heft 400 des DAfStb [69] $\sigma_{pm} = 188 \text{ N/mm}^2$ und nach Heft 466 des DAfStb [40] $\sigma_{pm} = 167 \text{ N/mm}^2$ ergeben würden. Die mittlere Spannstahlspannung des vereinfachten eigenen Ansatzes stimmt besser mit den Versuchsergebnissen und der FE-Berechnung überein, bei der der spannungsabhängige Einfluß auf die Verbundspannungen erfaßt wird.

Aufgrund der zutreffenden Beschreibung der Verbundspannungen, der Berücksichtigung des Scheibenspannungszustandes nach den Gleichungen 6.9 und 6.10 sowie mit den Verbundgesetzen nach Tabelle 3.1 stellt der Berechnungsansatz nach Gleichung 6.11 eine einfache und zutreffende Bemessungshilfe dar, die eine wirklichkeitsnahe Rißbreitenbeschränkung durch eine Litzenbewehrung für Spannbettfertigteile mit unterschiedlichen Vorspanngraden aus hochfestem Beton ermöglicht.

7 Versuche zum Verhalten beim Erreichen der Tragfähigkeit

7.1 Vorbemerkungen

Zur Vervollständigung der Untersuchungen von biegebeanspruchten Spannbetonfertigteilen mit sofortigem Verbund wurde das maßgebende Verhalten der Druckzone, der vorgedrückten Zugzone und des Verankerungsbereichs im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch zehn Balkenversuche überprüft. Während die Tragfähigkeit der Druckzone in erster Linie von den Betoneigenschaften und die aufnehmbaren Beanspruchungen in der Zugzone von der Zugfestigkeit der Bewehrung abhängt, bewirkt der Verbund des Spannstahls eine Begrenzung der Rißbreite bis zum Fließen der Bewehrung und verhindert damit eine vorzeitige Einschnürung der Druckzone. Die Verbundeigenschaften beeinflussen außerdem in hohem Maße die Verankerung der Spannglieder mit sofortigem Verbund. Die Querkrafttragfähigkeit ist für schlanke Bauteile von untergeordneter Bedeutung und wird hier nicht behandelt.

Zur Überprüfung des Tragverhaltens im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden an den in Abschnitt 5 und 6 beschriebenen zehn Spannbettbalken Bruchversuche durchgeführt. Die Angaben zur Herstellung und Lagerung sowie zum Versuchsaufbau und den Meßverfahren können Abschnitt 5 und 6 entnommen werden.

7.2 Baustoffe

Zum Zeitpunkt des Bruchversuchs können die Betoneigenschaften der Balken 1 bis 4 näherungsweise aus den Güteprüfungen (Tafel D 2) ermittelt werden. Bei den Balken 5 bis 10 wurden zusätzliche E-Modul- und Erhärtungsprüfungen an Zylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm durchgeführt (Tafel D 3).

7.3 Belastungsgeschichte

Bei den Balken 1 bis 4 erfolgte der Bruchversuch vier Wochen nach der Herstellung und zwei Wochen nach dem Gebrauchslastversuch. Die Prüfkraft wurde innerhalb von zwei Stunden in Laststufen von 20 kN bis zur rechnerischen Traglast und in weiteren kleineren Laststufen bis zum Bruch gesteigert.

Die Versuche an den Balken 5 bis 10 wurden ein bis zweieinhalb Monate nach der Herstellung durchgeführt. Hierbei wurde die Belastung in Laststufen von $1/7 M_u$ bis $5/7 M_u$ entsprechend [17] erhöht. Anschließend wurde zur Untersuchung der Verankerung eine dynamische Beanspruchung auf Gebrauchslastniveau mit 30 Lastwechseln zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ eingeschaltet. Hiernach wurde die Belastung in 10 kN-Schritten bis zum Fließen der Spannbewehrung oder bis zum Bruch gesteigert. Die Versuchsdauer betrug rund fünf Stunden.

7.4 Ergebnisse der Balkenversuche

7.4.1 Trag- und Verformungsverhalten bei Biegebeanspruchung

Das Verformungsverhalten von Spannbetonträgern wird zunächst durch die elastischen Betonverformungen im Zustand I und anschließend durch das in Abschnitt 6 beschriebene Dehnungsverhalten der vorgedrückten Zugzone im Zustand II bestimmt. Hierbei lagert sich der Eigenspannungszustand der Vorspannung in einen Gleichgewichtszustand mit der äußeren Belastung um und das Biegemoment wird durch das innere Kräftepaar der Druck- und Zugzone aufgenommen. Die Verformung im Zustand II ergibt sich daher aus den elastischen Dehnungen der Betondruckzone und der bewehrten Zugzone. Bei ausreichend tragfähiger Druckzone kommt es schließlich zu plastischen Verformungen durch Fließen der Bewehrung und zu einer schnellen Zunahme der Durchbiegungen. Der Bruch erfolgt entweder durch Stahlversagen oder durch eine Überschreitung der aufnehmbaren Betonstauchungen infolge Einschnürung der Druckzone durch große Stahldehnungen.

In Bild 7.1 sind die gemessenen Krümmungen der Balken 1 bis 4 im Bereich der konstanten Momente beim Gebrauchslastversuch und dem anschließenden Bruchversuch dargestellt. Es sind deutlich die unterschiedlichen Steifigkeiten im Zustand I und II sowie beim Fließen der Spannstahlbewehrung zu erkennen. Durch den größeren Bewehrungsquerschnitt des Balkens 3 im Vergleich zu den drei anderen Balken ergeben sich entsprechend der größeren Dehnsteifigkeit der vorgedrückten Zugzone geringere Krümmungen und eine höhere Tragfähigkeit. Der Bruch der Balken 1 bis 3 erfolgte bei einer Krümmung von etwa 40 1/m durch sprödes Betonversagen, nachdem die Druckzonenhöhe durch Fließen der Spannstahls eingeschnürt war (Bilder D 3, D 6 und D 9).

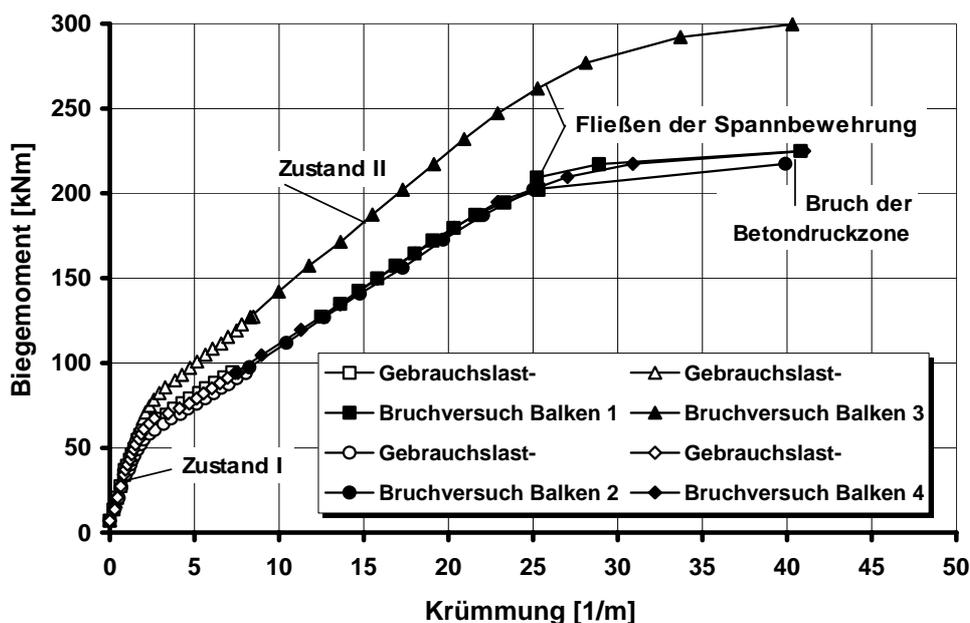


Bild 7.1: Momenten-Krümmungsbeziehungen der Balken 1 bis 4

Die Betonrandstauchungen beim Bruchversuch sind in Bild 7.2 dargestellt. Die Balken 1 und 3 aus der Betonsorte M 105 KS versagten bei einer Betonrandstauchung in der Druckzone von -2,7 ‰. Dieser Wert ist um 13 % größer als die rechnerische Randstauchung im Bruchzustand nach [9], die für die Festigkeitsklasse B 95 -2,4 ‰ beträgt. Bei dem Balken 4 ohne Stegbügel in der Balkenmitte trat der Bruch bereits bei Betonrandstauchungen von -2,4 ‰ ein, da die Betondruckzone vom Stegbereich abgetrennt wurde (Bild D 12).

Bei dem Balken 2 aus der Betonsorte M 65 K wurde eine größere Betonrandstauchung von -3,1 ‰ erreicht, die der rechnerischen Randstauchung im Bruchzustand nach [9] für die Festigkeitsklasse B 65 entspricht.

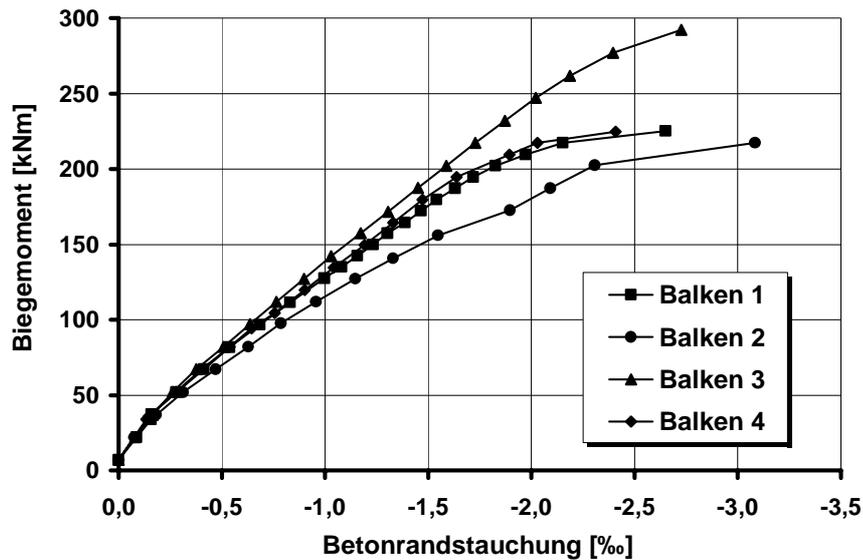


Bild 7.2: Momenten-Dehnungsbeziehungen der Druckzone für die Balken 1 bis 4

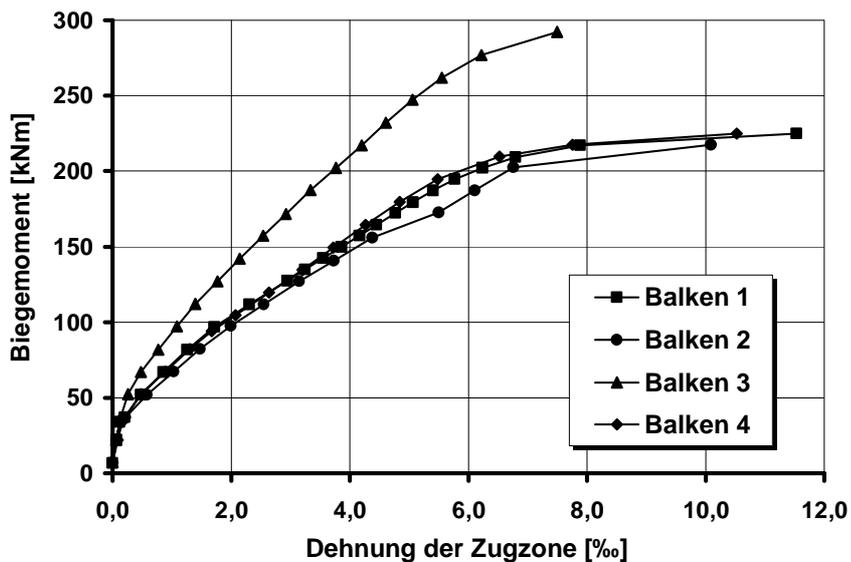


Bild 7.3: Momenten-Dehnungsbeziehungen der Zugzone für die Balken 1 bis 4

Das Verhalten der Zugzone beim Bruchversuch ist in Bild 7.3 dargestellt. Bei den Balken 1, 2 und 4 mit vier Litzen ist deutlich das Fließplateau des Spannstahls bis zu einer mittleren Dehnung der Zugzone von über 10 ‰ zu erkennen. Der Verbund der reinen Litzenbewehrung war demnach ausreichend, um ein vorzeitiges Einschnüren der Druckzone zu verhindern und um die Zugfestigkeit des Spannstahls vollständig auszunutzen. Der Balken 3 mit sechs Litzen versagt bei einer geringeren mittleren Zugzonendehnung von 7,5 ‰. Aufgrund der Vordehnung der Spannstahlbewehrung von 1,8 ‰ wurde auch hier die Zugfestigkeit des Stahls erreicht. Die geringere Duktilität gegenüber den Balken 1, 2 und 4 ergibt sich aus dem höheren Bewehrungsgrad, der zu einer größeren Ausnutzung der Druckzone und damit bei einer geringeren Zugzonendehnung zum Bruch durch Erreichen der aufnehmbaren Betonrandstauchung führte.

In Bild 7.4 sind die mittleren Zugzonendehnungen der Balken 1 und 3, die Meßwerte aus den Litzen-DMS im Sollriß und die rechnerischen Stahldehnungen im Zustand II bis zum Erreichen der Streckgrenze des Spannstahls gegenübergestellt. Bei der dargestellten Wiederbelastung im Bruchversuch stimmen die Werte der DMS mit den Werten aus der rechnerischen Stahldehnung bis zum Fließen des Spannstahls unmittelbar vor dem Bruch gut überein. Im Vergleich zur Erstbelastung (Bilder D 1 und D 7) ergibt sich eine geringere Mitwirkung des Betons auf Zug durch die vorweggenommene Ribbildung. Bis zum Erreichen der Bruchlast durch Fließen des Spannstahls wird die Mitwirkung des Betons auf Zug durch zunehmende Ribbildung fast vollständig abgebaut.

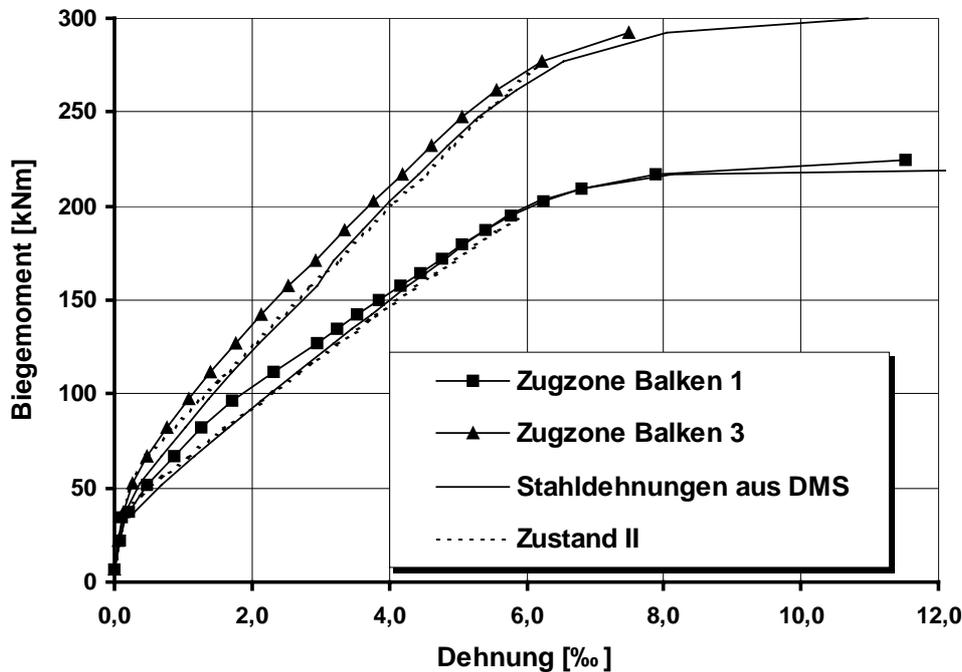


Bild 7.4: Momenten-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für die Balken 1 und 3 beim Bruchversuch

Der Vergleich der Balken 5, 6 und 7 (Bild 7.5) mit den geringer vorgespannten Balken 1, 2 und 4 (Bild 7.1) mit gleicher Bauhöhe und Bewehrung ergibt unter dem Gebrauchslastmoment von 100 kNm um den Faktor 3 geringere Krümmungen. Da die höhere Vorspannung eine Rißbildung unter Gebrauchslasten verhinderte, werden die Krümmungen der Balken 5 bis 10 allein durch die elastischen Betonverformungen im Zustand I bestimmt. Zusätzlich sind die Krümmungen der Balken 5 und 8 durch den größeren E-Modul der Betonsorte M 105 KS geringer als bei den übrigen Balken. Ab einem Biegemoment von 150 kNm nimmt die Krümmung infolge der Rißbildung im Zustand II deutlich zu. Im Unterschied zu den Balken 1 bis 4 versagten die Balken 5, 6, 8 und 9 duktil durch Fließen der Bewehrung, da die Druckzone breiter und die Vordehnung größer war. Bei den Balken 7 und 10 kam es bereits vor dem Erreichen des Fließplateaus bei einer geringeren Traglast als bei den übrigen Balken zum Versagen. Bei Balken 10 trat ein schlagartiges Versagen durch Verankerungsbruch ein (Bild 7.6).

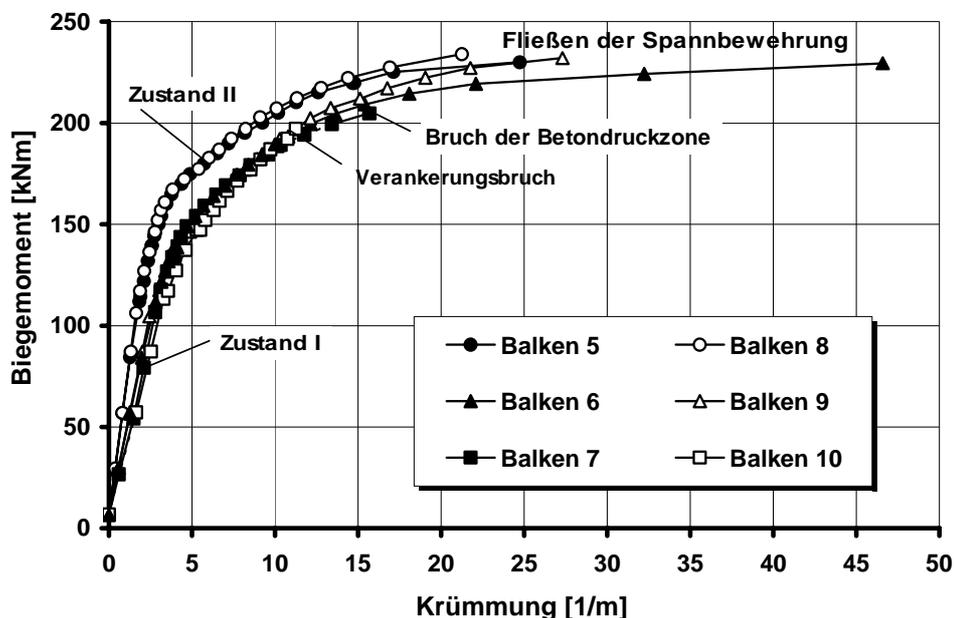


Bild 7.5: Momenten-Krümmungsbeziehungen der Balken 6 bis 10



Bild 7.6: Verankerungsbruch und Absprengen der Betondeckung

Bei dem Balken 7 kam es im erweiterten Bereich der Verankerung zu einem spröden Bruch durch Einschnürung der Druckzone.

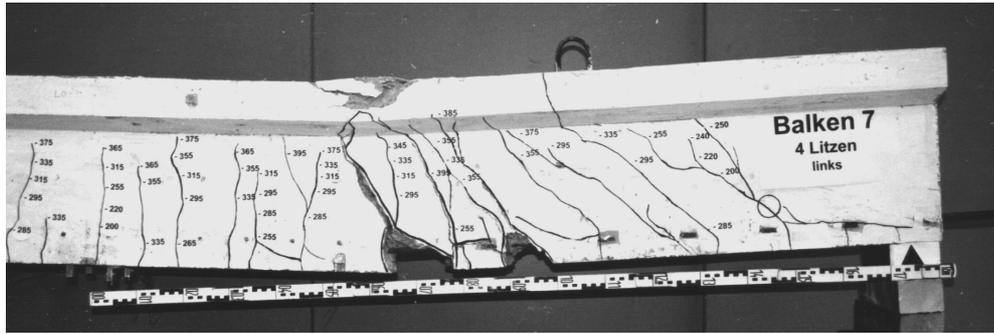


Bild 7.7: Bruch durch vorzeitige Einschnürung der Druckzone

Der Vergleich der erreichten Betonrandstauchungen (Bild 7.8) zeigt, daß der Bruch der Balken 7 und 10 aus normalfestem Beton M 45 K bereits bei einer Betonrandstauchung in Balkenmitte von $-1,5\%$ erfolgte, während die übrigen Balken aus hochfestem Beton wesentlich größere Randstauchungen ohne Druckzonenversagen erreichten. Die im Vergleich zur rechnerisch aufnehmbaren Randstauchung von $-3,5\%$ deutlich geringeren Betonstauchungen in Balkenmitte beim Bruch der Balken 7 und 10 zeigen, daß der Verbund im Bereich der Verankerung nicht ausreichend war, um eine vorzeitige Einschnürung der Druckzone oder einen Verankerungsbruch zu verhindern.

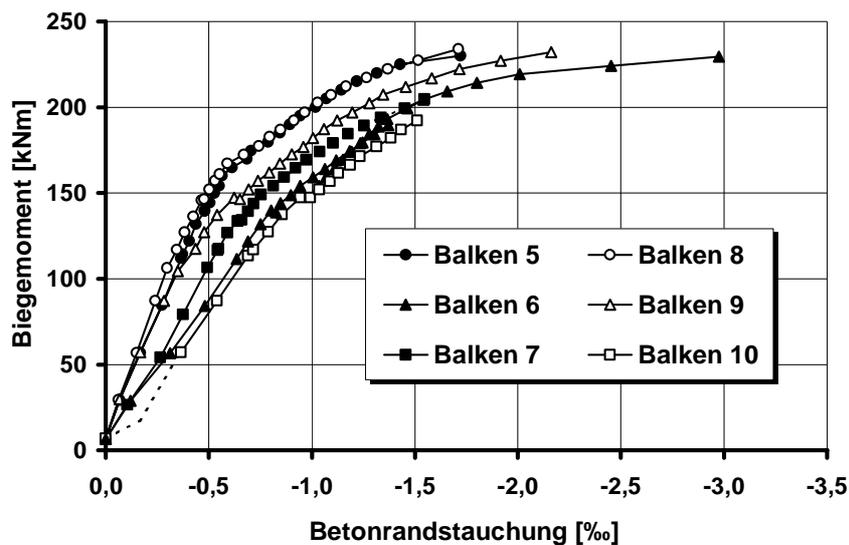


Bild 7.8: Momenten-Dehnungsbeziehungen der Druckzone für die Balken 5 bis 10

Auch die erreichten Dehnungen der Zugzone des Balkens 7 von $3,4\%$ und des Balkens 10 von $2,1\%$ blieben deutlich hinter den Dehnungen der übrigen Balken zurück, bei denen die Zugfestigkeit der Bewehrung vollständig ausgenutzt werden konnte (Bild 7.9).

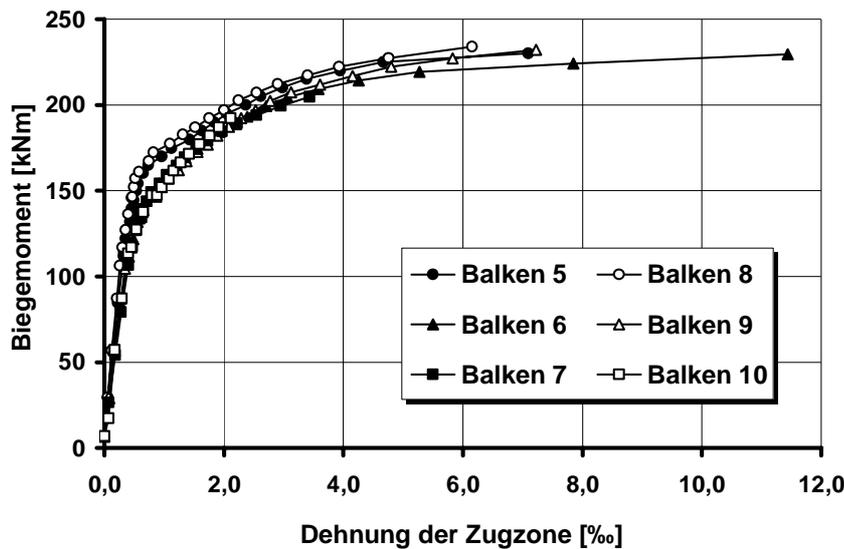


Bild 7.9: Momenten-Dehnungsbeziehungen der Zugzone für die Balken 5 bis 10

In Tabelle 7.1 sind die experimentellen Grenzmomente den rechnerischen Bruchmomenten gegenübergestellt, die mit den wirklichkeitsnahen Spannungs-Dehnungslinien für die verwendeten Betonsorten nach Tafel D 5 und der Streckgrenze der Bewehrung ermittelt wurden. Es wird deutlich, daß die Balken 7 und 10 mit geringer Verbundfestigkeit und Sprengrisen aus der Spannkrafteinleitung (Abschnitt 5) vorzeitig versagten, während die übrigen Balken größere Biegemomente als die rechnerischen Bruchmomente aufnehmen konnten.

Balken [Nr.]	Beton-sorte [-]	Versagensart [-]	experimentelles Grenzmoment [kNm]	rechnerisches Bruchmoment [kNm]	Abweichung [%]
1	M 105 KS	Druckzonenbruch	225	209	+7,6
2	M 65 K	Druckzonenbruch	217	206	+5,5
3	M 105 KS	Druckzonenbruch	300	283	+5,9
4	M 105 KS	Druckzonenbruch	225	209	+7,6
5	M 105 KS	Fließen der Bewehrung	230	215	+7,0
6	M 65 K	Fließen der Bewehrung	230	213	+7,7
7	M 45 K	Verankerungs-/Druckzonenbruch	134 (205)	209	-36,0 (-2,0)
8	M 105 KS	Fließen der Bewehrung	234	232	+0,8
9	M 65 K	Fließen der Bewehrung	232	229	+1,3
10	M 45 K	Verankerungsbruch	197	225	-12,4

(...): nach Befestigung einer Ankerplatte am unverbügelten Balkenende

Tabelle 7.1: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

Insgesamt zeigt die Auswertung des Trag- und Verformungsverhaltens der Balken 1 bis 10, daß die Ansätze der aufnehmbaren Betonstauchungen von hochfestem Beton in der Druckzone nach [9] gut mit den Versuchswerten übereinstimmen. Die Mitwirkung des Betons auf Zug im Bruchzustand ist insbesondere bei einer teilweisen Vorspannung mit Litzenbewehrung vernachlässigbar gering. Der Verbund der Spannbewehrung ist ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung in der Zugzone ausreichend, um eine vorzeitige Einschnürung der Betondruckzone durch große Rißbreiten zu verhindern. Bei der Endverankerung kann eine zu geringe Verbundfestigkeit zu einem vorzeitigen Versagen vor dem Erreichen der Zugfestigkeit der Spannbewehrung durch einen Verankerungsbruch oder durch eine Einschnürung der Druckzone führen.

7.4.2 Tragverhalten der Verankerung

Das Tragverhalten der Endverankerung wird bei der Vorspannung mit sofortigem Verbund durch die gleichzeitige Beanspruchung aus der Verbundverankerung und der Einleitung der Auflagerkraft geprägt. Im Unterschied zu Balken ohne Vorspannung bleibt der Verankerungsbereich zunächst frei von Biege- und Schubrisen (Zustand I). Bei zusätzlicher Beanspruchung wird die Betondruckspannung aus der Vorspannung bis zur Dekompression aufgezehrt. Hierbei lagert sich der Eigenspannungszustand aus der Vorspannung in einen Gleichgewichtszustand mit der äußeren Beanspruchung um. Erst bei dem Überschreiten der aufnehmbaren Betonzugspannungen bilden sich Risse und der Verankerungsbereich geht in den Zustand II über. Hierbei stehen die Auflagerkraft V_{sd} , die Stahlzugkraft F_p und die Druckstrebenkraft F_c im Gleichgewicht, wenn durch die Verbundfestigkeit τ_b der Bewehrung die horizontale Komponente der geneigten Druckstrebenkraft aufgenommen werden kann (Bild 7.10).

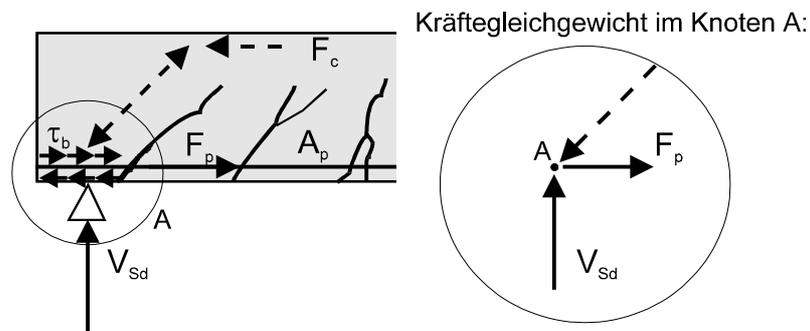


Bild 7.10: Vereinfachtes Fachwerkmodell zum Tragverhalten im Zustand II

Bei Überschreiten der Verbundfestigkeit kommt es zu einem vorzeitigen Versagen, wenn entweder durch Verschiebungen der Bewehrung im Verankerungsbereich ein Verankerungsbruch eintritt oder eine vorzeitige Einschnürung der Druckzone infolge zu großer Rißbreiten in dem anschließenden Bereich des Balkens auftritt (Bilder 7.6 und 7.7).

Bei den Balken 7 und 10 mit einem vorzeitigen Versagen im Verankerungsbereich stellten sich durch die im Vergleich zu Balken 5 und 8 geringere Verbundfestigkeit

(Abschnitt 3 und 5) große Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen ein. In Bild 7.11 sind die Verschiebungen der Litzen bei Balken 7 über das äußere Biegemoment aufgetragen. Die Verschiebungen an dem unverbügelten Balkenende setzten bei wesentlich geringeren Beanspruchungen ein als an dem verbügelten Ende, da sich aus der Spannkrafteinleitung ein deutlich sichtbarer Riß gebildet hatte. Durch die geringere Verbundfestigkeit am unverbügelten Balkenende konnte nur rund 65 % der Beanspruchung des verbügelten Balkenendes verankert werden. Um die Belastung für das verbügelte Balkenende steigern zu können, wurde die durchrutschende Spannbewehrung der anderen Seite mit einer Ankerplatte gesichert.

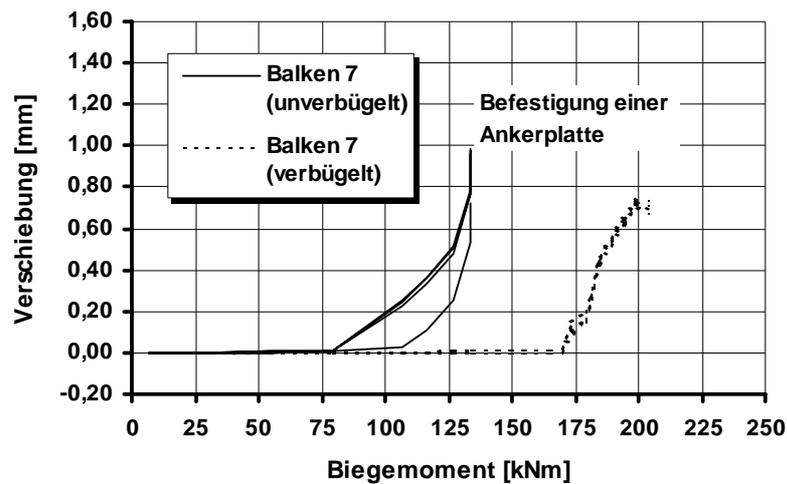


Bild 7.11: Verschiebungen der Litzen beim Balkenversuch an den Stirnflächen

Auch bei den gerippten Spanndrähten ergaben sich große Verschiebungen an dem unverbügelten Balkenende mit einem Sprengriß aus der Spannkrafteinleitung. Aus Bild 7.12 wird deutlich, daß im Vergleich zu Balken 7 größere Biegemomente aufgenommen werden konnten, obwohl die Verschiebungen ungefähr bei der gleichen Laststufe begannen. An dem verbügelten Balkenende waren nur sehr geringe Verschiebungen zu erkennen.

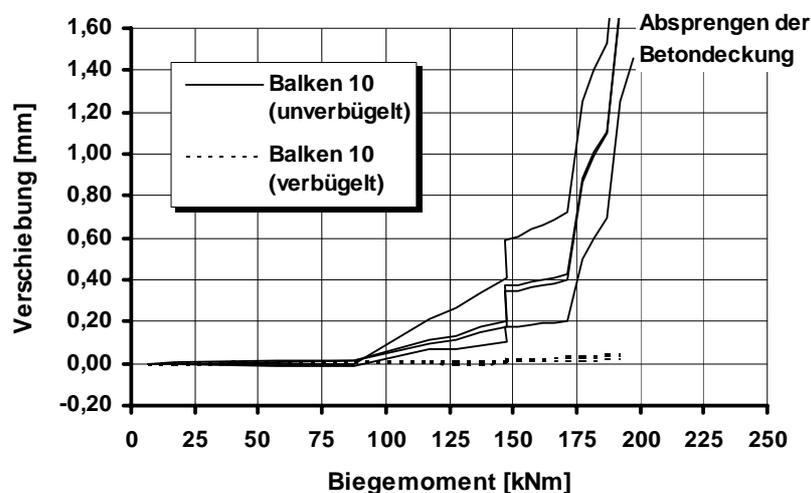


Bild 7.12: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen

Aus dem Vergleich der Verschiebungen der Balken 7 und 10 mit unterschiedlichen Spannstäben und ansonsten gleichen Verhältnissen kann geschlossen werden, daß der gerippte Spanndraht durch zunehmende Verschiebungen zusätzliche Verbundkräfte aktiviert und damit eine größere Beanspruchung aufnimmt. Dem gegenüber kommt es bei den Litzen durch die äußere Beanspruchung zu einer sehr schnellen Verschiebungszunahme, die zum vorzeitigen Versagen führt.

Der Zusammenhang zwischen der äußeren Beanspruchung, dem Verschiebungsbeginn der Spannstäbe und der Biegerißbildung wird in den Bildern 7.13 und 7.14 verdeutlicht. Die weiße Fläche kennzeichnet die Momentenbeanspruchung, bei der in Höhe der Spannstäbe keine Betonzugspannungen auftreten. Der Verlauf der Dekompressionsmomente entspricht der Spannkraft zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung nach Tafel D 4 und der gemessenen zeitabhängigen Übertragungslänge.

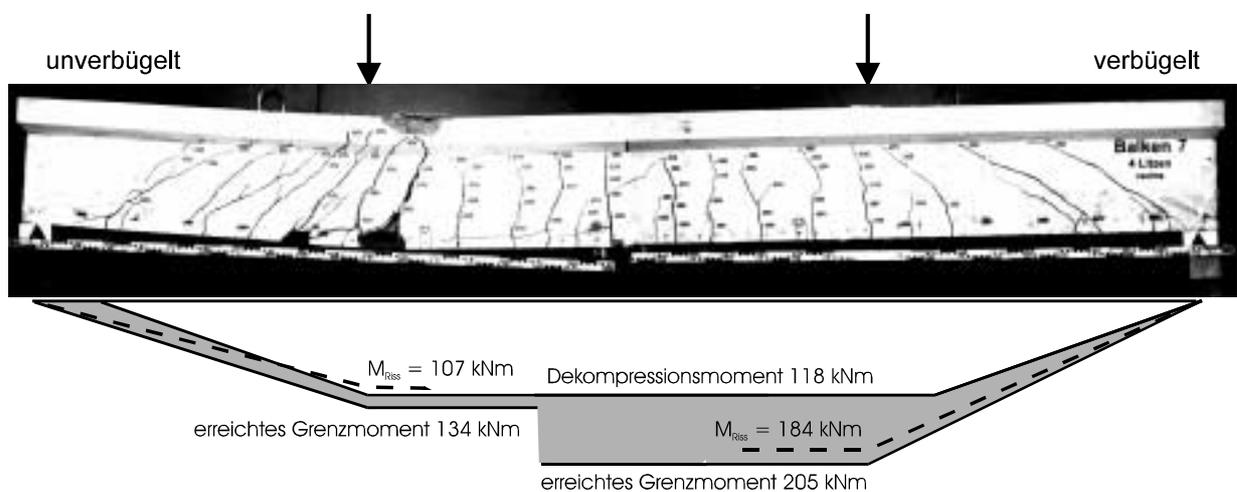


Bild 7.13: Balken 7; Rißbild und Biegemomente bei Dekompression, bei Biegerißbildung im Verankerungsbereich und im Grenzzustand der Tragfähigkeit

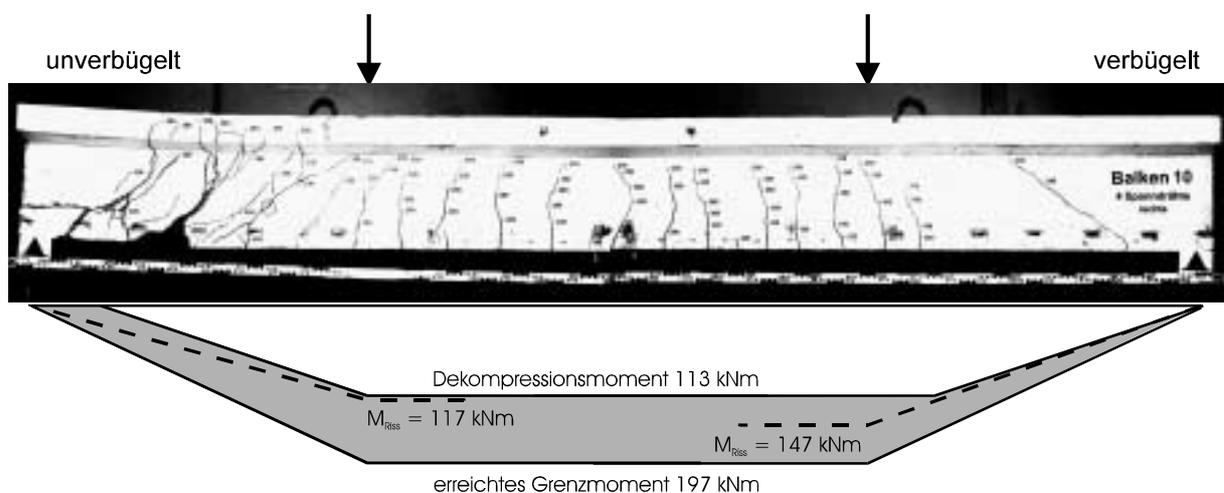


Bild 7.14: Balken 10; Rißbild und Biegemomente bei Dekompression, bei Biegerißbildung im Verankerungsbereich und im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Sobald die äußere Biegebeanspruchung das Dekompressionsmoment erreichte, lagerte sich die Vorspannung vollständig in einen Gleichgewichtszustand mit der äußeren Beanspruchung um. Bei weiterer Laststeigerung kam es nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Biegerißbildung am unteren Querschnittsrand, die zu einer zusätzlichen Spannstahlbeanspruchung aus der äußeren Belastung führte. Der Vergleich mit den Bildern 7.11 und 7.12 verdeutlicht, daß der gemessene Verschiebungsbeginn mit der Bildung von Biegerissen im Verankerungsbereich korrespondiert.

Im Versuch wurde das verschiebungsabhängige Verbundverhalten aktiviert, sobald die Verschiebungen an der Stirnfläche auftraten. Zu diesem Zeitpunkt war die Verbundbeanspruchung größer als bei der Spannkrafteinleitung, d. h. die Beanspruchung der Spannstähle überschritt die eingeleitete Vorspannkraft. Hieraus und aus der gleichzeitigen Rißbildung oberhalb der Dekompression kann gefolgert werden, daß die Verschiebungen der Spannstähle erst einsetzen, wenn die äußere Momentenbeanspruchung die Momente aus Vorspannung (weiße Fläche) übersteigt und damit die Zugkraft M/z größer als die eingeleitete Vorspannkraft wird.

Durch das Überschreiten der Vorspannkraft (graue Fläche im Auflagerbereich, Bild 7.13) kam es insbesondere bei Litzen durch das starr-plastische Verbundverhalten zur schnellen Verschiebungszunahme, da nur eine geringfügig größere Verbundkraft aufgenommen werden konnte als zuvor bei der Spannkrafteinleitung. Bei weiterer Laststeigerung versagte der Balken 7 durch vorzeitigen Bruch der Biegedruckzone infolge zu großer Rißbreiten und einer Überschreitung der Rotationskapazität.

Bei den gerippten Drähten konnte die über die Spannkrafteinleitung hinausgehende Beanspruchung wegen einer zu geringen Betondeckung nicht mehr vollständig aufgenommen werden, da durch die Sprengrißbildung die Zunahme der Verbundkräfte begrenzt war. Trotz der auftretenden Verschiebungen war ein Gleichgewichtszustand mit der aufzunehmenden Verankerungskraft nicht mehr möglich und es kam zum Verankerungsbruch durch Absprengen der Betondeckung (Bild 7.14).

Bei den Balken 6 und 9 dagegen wurden aufgrund der im Vergleich zu Balken 7 und 10 kürzeren Übertragungslängen größere Biegemomente ohne eine Biegerißbildung im Verankerungsbereich aufgenommen. Die Verschiebungen der Spannstähle setzten erst bei größerer Beanspruchung ein (Anhang D) und die Spannstähle konnten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verankert werden.

Die Versuchsergebnisse des Balkens 8 verdeutlichen den Einfluß einer Rißbildung im Bereich der Endverankerung. Da bei der Spannkrafteinleitung an dem verbügelten Balkenende (rechtes Auflager) keine sichtbaren Risse aufgetreten waren, ergaben sich auch beim Biegebruchversuch keine Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen (Bild D 23). Aus Bild 7.15 wird deutlich, daß durch die wesentlich kürzeren Übertragungslängen der Spannkraft, der Verankerungsbereich im Zustand I verblieb. Da die Verbundkräfte im Spannkraftübertragungsbereich schneller anwuchsen als die

Beanspruchung aus dem äußeren Biegemoment, stellten sich keine zusätzlichen Verbundbeanspruchungen im Verankerungsbereich ein. Trotz des kurzen Überstandes der Bewehrung über die Auflagerachse von 5 cm war die Verankerung sichergestellt.

Am unverbügelt Balkenende war die Verbundkraftaufnahme durch Sprengrißbildung aus der Spannkrafteinleitung begrenzt. Infolge der äußeren Beanspruchung kam es zur Biegerißbildung und zu zusätzlichen Verbundbeanspruchungen im Verankerungsbereich. Diese Zusatzbeanspruchung, entsprechend der grauen Fläche am linken Auflager, war jedoch lokal eng begrenzt, so daß hier nur sehr geringe Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen gemessen wurden.

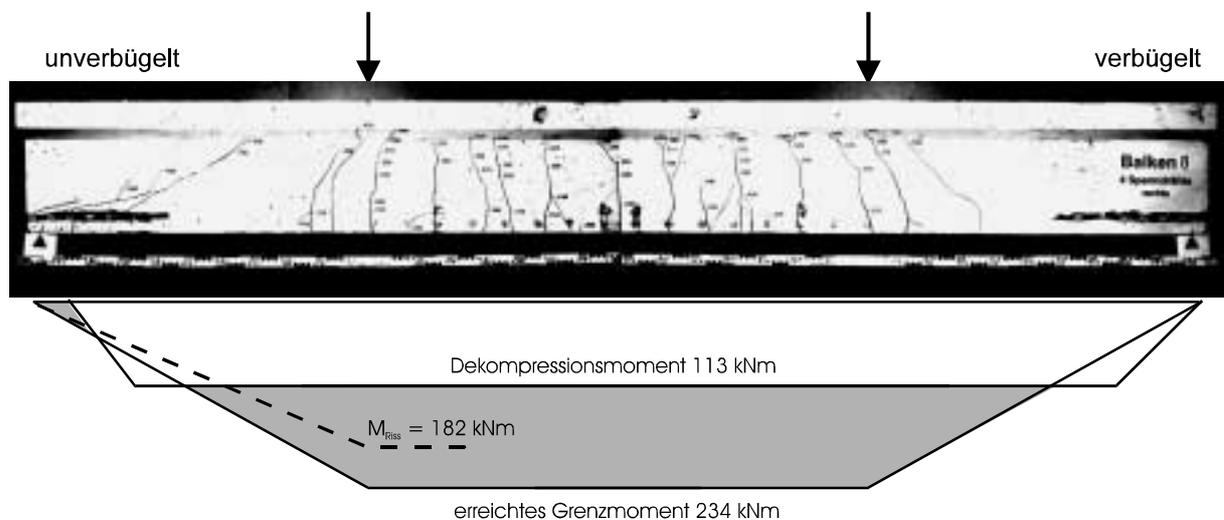


Bild 7.15: Balken 8; Rißbild und Biegemomente bei Dekompression, bei Biegerißbildung im Verankerungsbereich und im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Beim Balken 5 waren entsprechend der kurzen Übertragungslänge im Verankerungsbereich keine Biegerisse zu erkennen (Zustand I). Hier stellten sich auf beiden Seiten die gleichen Verhältnisse wie in Bild 7.15 rechts ein, d. h. die Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung waren größer als die Verbundbeanspruchung aus der äußeren Belastung. Dementsprechend traten beim Balkenversuch keine Verschiebungen der Litzen auf (Bild D 14).

Auch bei den teilweise vorgespannten Balken 1 bis 4 war die Verankerung trotz der wesentlich geringeren Vorspannkraft im Vergleich zu Balken 5 ausreichend, da die Zugkraft M/z langsamer anstieg als die Verbundkraft aus der Spannkrafteinleitung. Die erreichten Auflagerkräfte sind um 11 % bis 27 % größer als die Vorspannkraft zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung. Aus den Versuchen kann daher abgeleitet werden, daß mindestens eine Auflagerkraft in Höhe der Vorspannkraft aufgenommen wird.

Der Einfluß einer dynamischen Beanspruchung durch 30 Lastwechsel auf Gebrauchslastniveau oberhalb der Dekompression zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ ist in den Bildern

7.16 und 7.17 für die Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen der unverbügelt Enden der Versuchsbalken 7 und 10 dargestellt. Aufgrund der durch die Rißbildung bei der Spannkrafteinleitung reduzierten Verbundfestigkeit ergaben sich hier die größten Verschiebungszuwächse von allen untersuchten Balken.

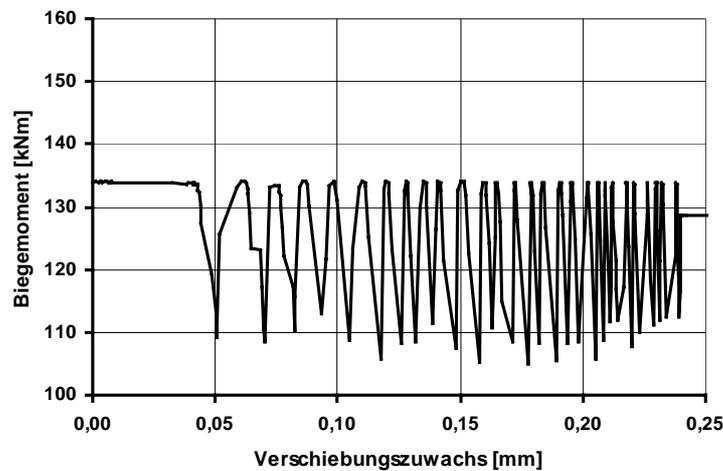


Bild 7.16: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der Litzen an dem unverbügelt Ende bei Balken 7 durch 30 Lastwechsel

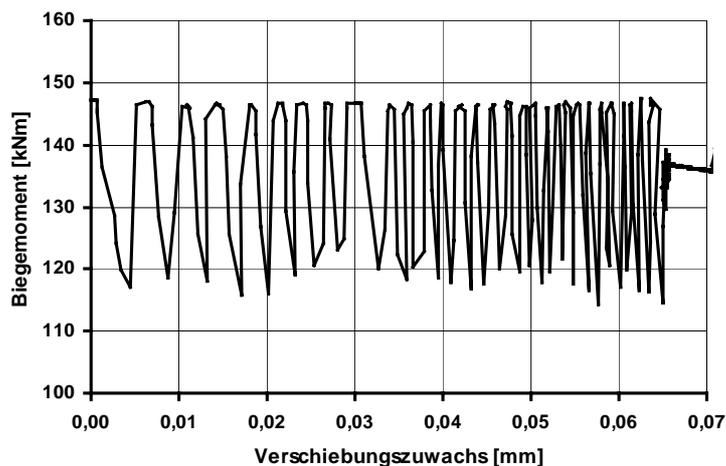


Bild 7.17: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der gerippten Spanndrähte an dem unverbügelt Ende bei Balken 10 durch 30 Lastwechsel

Die dynamische Beanspruchung oberhalb der Dekompression führte beim Balken 7 mit Litzen zu einem mittleren Verschiebungszuwachs von rd. 0,2 mm, da die äußere Verbundbeanspruchung größer als die Verbundspannungen bei der Spannkrafteinleitung war. Der Verschiebungszuwachs der Litzen bei Balken 7 ist deutlich größer als der Zuwachs von 0,07 mm der gerippten Spanndrähte bei Balken 10. Das bei ansonsten gleichen Verhältnissen bessere Verbundverhalten der gerippten Drähte im Vergleich zu den glatten Litzen ist auf den Scherverbund zurückzuführen.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß für den Verankerungsbruch nicht die Biegerißbildung 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 starr-plastische 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.

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 dynamischer Beanspruchung. Durch die größere Verbundbeanspruchung als bei der Spannkrafteinleitung kann jedoch ein Verankerungsbruch durch Absprengen der Betondeckung auftreten.

7.5 Bemessungskonzept zur Endverankerung vorgespannter Bauteile

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist eine Endverankerung auch bei sehr kurzer Auflagertiefe möglich, wenn die Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung kleiner als die eingeleitete Vorspannkraft ist. Erst beim Überschreiten der Vorspannkraft im Verankerungsbereich, d. h. der aufnehmbaren Verbundkraft, treten Biegerisse und größere Verschiebungen der Spannstähle auf, die zum Verankerungsbruch führen können, wenn keine zusätzlichen Verankerungskräfte zum Beispiel aus dem Überstand der Bewehrung hinter der Auflagervorderkante aktiviert werden.

Da sich die Vorspannung zunächst in einen Gleichgewichtszustand mit der äußeren Belastung umlagert, treten erst oberhalb der Dekompression bei der Biegerißbildung wesentlich größere Verbundbeanspruchungen als bei der Spannkrafteinleitung auf. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist daher die Verankerung beim ungerissenen Verankerungsbereich sichergestellt. Für die Übertragungslänge der Vorspannkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist bei den Verbundspannungen nach Tabelle 5.4 ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 zu berücksichtigen. Der Bemessungswert der Übertragungslänge ergibt sich damit ungünstigst nach Abschnitt 5.7 zu:

$$l_{bpd} = 1,5 \cdot 1,2 \cdot l_{bp} = 1,8 \cdot l_{bp} \quad (7.1)$$

mit l_{bp} = Übertragungslänge nach Gleichung 5.7

Der Verankerungsbereich, innerhalb der die maximale Spanngliedkraft F_{pd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig verankert ist, darf als ungerissen angenommen werden, wenn die Betonzugspannungen (Biege- und Hauptzugspannungen im Grenz-

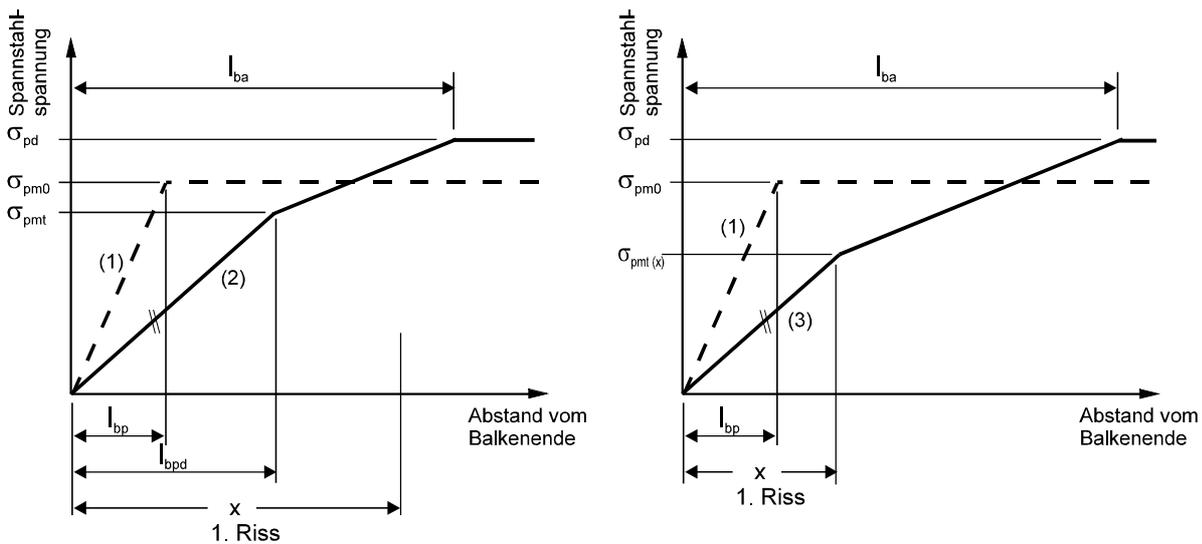
zustand der Tragfähigkeit) unter Berücksichtigung der maßgebenden Vorspannkraft P_m und der dazugehörigen Übertragungslänge l_{bpd} die Betonzugfestigkeit nicht übersteigt.

Wenn die Zugspannung den Wert $f_{ctk; 0,05}$ nicht übersteigt, dürfen die Bedingungen für die Verankerung ohne weitere Prüfungen als erfüllt angesehen werden.

Wenn die Zugspannung den Wert $f_{ctk; 0,05}$ übersteigt, ist nachzuweisen, daß die vorhandene Zugkraftlinie die Zugkraftdeckungsline, die sich aus der Zugkraft der Spannglieder und der nicht vorgespannten Bewehrung zusammensetzt, nicht überschreitet. Die vom Spannstahl aufnehmbare Kraft ergibt sich unter Berücksichtigung der Rißbildung nach Bild 7.18. Außerhalb der Übertragungslänge bzw. ab dem ersten Riß ist von einer verminderten Verbundspannung auszugehen. Hierbei sind für Litzen und profilierte Drähte die Verbundspannungen nach Tabelle 5.4 mit dem Faktor 0,5 und für gerippte Drähte mit 0,7 zu reduzieren und ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,8 im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Die in der Entfernung x zu verankernde Kraft F_{Sdx} beträgt

$$F_{Sdx} = M_{sd}(x) / z + \frac{1}{2} V_{sd}(x) (\cot \Theta - \cot \alpha) \quad (7.2)$$

- mit $M_{sd}(x)$ = aufzunehmendes Biegemoment an der Stelle x ,
 z = innerer Hebelarm,
 $V_{sd}(x)$ = aufzunehmende Querkraft an der Stelle x ,
 Θ = Druckstrebenwinkel aus der Querkraftbemessung, für Bauteile ohne Schubbewehrung ist ein Winkel von 27° anzusetzen,
 α = Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse,
 x = Entfernung bis zum ersten Biegeriß.



a) bei der Spannkrafteinleitung (1),
im Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne
Rißbildung in der Übertragungslänge (2)

b) bei der Spannkrafteinleitung (1),
im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit
Rißbildung in der Übertragungslänge (3)

Bild 7.18: Verlauf der Spannstahlspannungen im Verankerungsbereich

Für die beiden Fälle nach Bild 7.18 a) und b) wird nachfolgend die Anwendung des vorgeschlagenen Bemessungskonzepts bei gerissenem Verankerungsbereich erläutert.

Keine Rißbildung in der Übertragungslänge

Bei Biegetraggliedern ergibt sich die aufzunehmende Verbundbeanspruchung aus der Änderung der Zuggurtkraft $V_{Sd/z}$ entsprechend der Zugkraftdeckungslineie. (Bild 7.19). Es kann daher zunächst nachgewiesen werden, daß die aufzunehmende Verbundbeanspruchung $V_{Sd/z}$ kleiner als die aufnehmbare Verbundbeanspruchung P_m/l_{bpd} ist.

Demnach ist für eine Auflagerkraft V_{Sd} senkrecht zur Spannsteelachse die Verankerungskraft der Spannbewehrung ohne rechnerischen Überstand der Bewehrung am Endauflager ausreichend, wenn nach der Zugkraftdeckungslineie Bild 7.19 a) gilt:

$$V_{Sd} \leq \frac{z}{l_{bpd}} P_m \quad (7.3)$$

mit l_{bpd} = Bemessungswert der Übertragungslänge nach Gl. (7.1)

Übersteigt die zu verankernde Kraft die Vorspannkraft, tritt eine deutliche Verminderung der spannungsabhängigen Verbundkräfte ein. Die mögliche Verankerungskraft mit den erhöhten Verbundspannungen nach Tabelle 5.4 wird daher auf die tatsächlich eingeleitete Vorspannkraft P_m (Bild 7.18 a) begrenzt. Die anschließende Zugkraftdeckung ist entsprechend den geringeren Verbundspannungen bei einem Spannungszuwachs für Litzen mit einer um 50 % verminderten Verbundfestigkeit nachzuweisen (Bild 7.19 a). Da die Übertragungslänge im Zustand I verbleibt, ist das Versatzmaß nach der Fachwerkanalogie erst ab dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit außerhalb der Übertragungslänge für den Nachweis der Zugkraftdeckung anzusetzen.

Der Anteil der Auflagerkraft V_{Sd} der ohne rechnerischen Auflagerüberstand, d. h. im ungerissenen Bereich vor der Auflagervorderkante verankert werden kann, ist auf die vorhandene Vorspannkraft P_m zu begrenzen.

Mit Rißbildung in der Übertragungslänge

Wenn die Bedingung nach Gleichung 7.3 nicht erfüllt wird, ist bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit mit Rissen in der Übertragungslänge auszugehen. Die aufnehmbare Verankerungskraft der Spannbewehrung errechnet sich dann zu:

$$F_{pdx} \leq \frac{x}{l_{bpd}} P_m \quad (7.4)$$

Hierbei ist der Abstand x bis zum ersten Riß durch das Überschreiten der rechnerischen Betonzugfestigkeit $f_{ctk; 0,05}$ gekennzeichnet (Bild 7.19 b). Die einwirkende Verankerungskraft F_{Sdx} im Abstand x ergibt sich aus der äußeren Beanspruchung einschließlich dem Versatzmaß nach der Fachwerkanalogie nach Gleichung 7.2. Aus dem Spannsteelspannungsverlauf nach Bild 7.18 b) ergibt sich die Zugkraftdeckungslineie

nach Bild 7.19 b). Die über F_{pdx} hinausgehende Zugkraft F_{sdx} ist entsprechend den Regeln für Betonstahlbewehrung zusätzlich zu verankern. Hierbei darf für Litzen eine um 50 % verminderte Verbundfestigkeit angenommen werden.

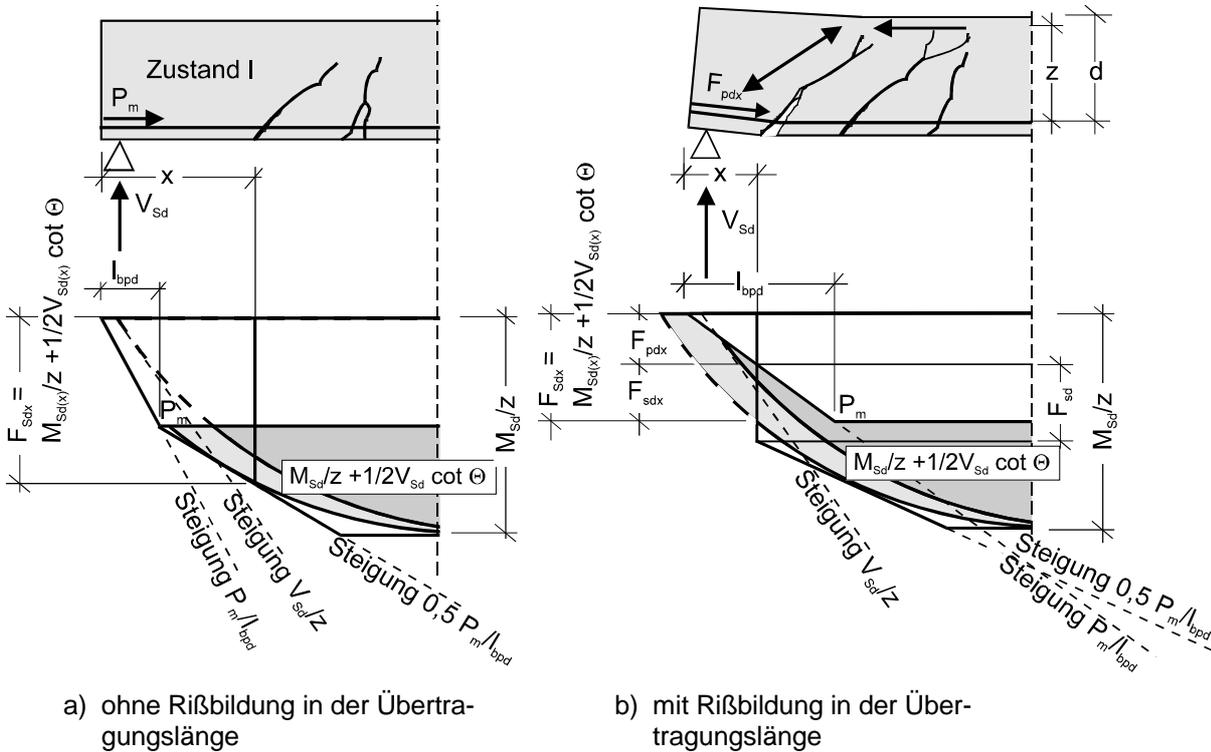


Bild 7.19: Zugkraftdeckungsline im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Endverankerung für Litzen mit senkrechten Bügeln

Die Anwendung von hochfestem Beton führt zu einer Verminderung der Übertragungslänge l_{bpd} . Zusätzlich ergeben sich bei der Ausbildung nach Bild 1 c) durch die geringere Vordehnung des Spannstahls im Vergleich zu einer gemischten Bewehrung deutlich kürzere Übertragungslängen der Vorspannkraft. Wenn hierdurch die Rißbildung erst außerhalb der Übertragungslänge auftritt, kann der günstige Verlauf der Spannstahlspannungen nach Bild 7.18 a) im Verankerungsbereich angesetzt werden. Wenn die Zugkraftdeckung nach Bild 7.19 a) erfüllt ist, ist auch bei kurzen Auflager-tiefen keine zusätzliche Betonstahlbewehrung erforderlich.

Mit diesem Vorschlag liegt ein einheitliches Bemessungskonzept der Verankerung am Endauflager für alle Vorspanngrade und Bewehrungsformen vor, das gleichermaßen für volle und teilweise Vorspannung sowie für Stahlbeton gültig ist. Bei geringen Vorspanngraden kann insbesondere durch die hohe Verbundfestigkeit bei hochfestem Beton auf größere Auflagerüberstände und zusätzliche Betonstahlbewehrung verzichtet werden und die Auflagertiefe ergibt sich allein aus konstruktiven Anforderungen und den zulässigen Auflagerpressungen.

8 Zusammenfassung

Bei der Konstruktion und Bemessung von Spannbettfertigteilen aus hochfestem Beton sind die im Vergleich zu normalfestem Beton höheren Verbundfestigkeiten der Spannglieder mit sofortigem Verbund von großer Bedeutung. Zunächst ergeben sich bei der Spannkrafteinleitung sehr kurze Übertragungslängen und es stellt sich die Frage nach den Mindestabmessungen der Betondeckung und der Spannabstände untereinander für die Verbundverankerung, um die Vorspannkkräfte ohne Sprengrisse zielsicher einzuleiten. Darüber hinaus begünstigt eine hohe Verbundfestigkeit die wirtschaftliche Anwendung einer teilweisen Vorspannung, deren Längsbewehrung allein aus Litzen ohne zusätzlichen Betonstahl besteht, da in hochfestem Beton eine wirksame Rißbreitenbeschränkung mit Spanndrahtlitzen im Gebrauchszustand zu erwarten ist. Zusätzliche Vorteile ergeben sich im rechnerischen Bruchzustand bei der Endverankerung durch kürzere Verankerungslängen. Obwohl die Anwendung von hochfestem Beton seit Anfang der 90-er Jahre zum Stand der Technik gehört, wurde in [9] die Anwendung bei Spannbettfertigteilen ausgeschlossen, da bisher noch Kenntnislücken bei der Konstruktion und Bemessung bestanden.

In der vorliegenden Arbeit wurden daher das grundsätzliche Verbundverhalten von Spannstählen mit sofortigem Verbund im Spannkrafteinleitungs-, Riß- und Verankerungsbereich bei hochfestem Beton sowie die Auswirkungen auf das Tragverhalten von Spannbettfertigteilen untersucht. Um die Kenntnislücken zu schließen, wurden 150 Pull-Out Versuche mit Spannungsänderungen wie bei üblichen Spannbettfertigteilen, 16 Spannkrafteinleitungsversuche mit Versuchskörpern aus 24 Stunden altem hochfesten Beton, sechs Zugkörperversuche und zehn Versuche an unterschiedlich vorgespannten Balken im Gebrauchs- und Bruchzustand durchgeführt.

Die Untersuchungen an Pull-Out Versuchskörpern ergaben deutlich höhere Verbundfestigkeiten der Spannstähle in hochfestem Beton mit Silikastaub. Bei Spanndrahtlitzen führten die spannungsabhängigen Querdehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft (Hoyer-Effekt) zu einer weiteren Steigerung der Verbundfestigkeit, so daß Verbundspannungen von bis zu 20 N/mm^2 erreicht wurden. Im Rißbereich ergaben sich dagegen durch die negativen Querdehnungen infolge des Spannungszuwachses wesentlich geringere Verbundspannungen. Mit den aus den Pull-Out Versuchen abgeleiteten Verbundgesetzen kann das Verbundverhalten von Spannstählen in hochfestem Beton im Spannkrafteinleitungs- und Rißbereich zutreffend beschrieben werden.

Durch mechanische und numerische Berechnungsmodelle konnte gezeigt werden, daß der Verbundmechanismus der Spanndrahtlitzen im wesentlichen vom Reibungsverbund bestimmt wird, der bei großer Verbundfestigkeit zu einer erhöhten Sprengwirkung führt. Trotz der bei hochfestem Beton deutlich kürzeren Übertragungslängen der Vorspannkraft ist keine größere Betondeckung als in normalfestem Beton erforderlich. Die Zunahme der Betonzugfestigkeit war ausreichend, um die Vorspannkkräfte ohne eine Sprengrißbildung sicher einzuleiten. Daher werden einheitliche Mindestabmes-

sungen für normalfesten und hochfesten Beton vorgeschlagen, um die Einleitung der zulässigen Vorspannkraft nach DIN 1045-1 für Spanndrahtlitzen sicherzustellen (für $s \geq 2,5 \varnothing$: $c_{\min} \geq 2,5 \varnothing$ oder für $s = 2,0 \varnothing$: $c_{\min} \geq 3,0 \varnothing$). Die Untersuchungen mit vergleichbaren gerippten Spanndrähten zeigten, daß durch Litzen größere Vorspannkraftreißfrei eingeleitet werden können. Für gerippte Spanndrähte sind daher die Mindestabmessungen um $0,5 \varnothing$ zu erhöhen.

Bei der Reißbreitenbeschränkung durch Spanndrahtlitzen ergaben die Reißbreitenformeln nach Heft 466 des DAfStb im Bereich der Erstrißbelastung bis zu einer Zusatzstahlspannung von 300 N/mm^2 eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten, da das verschiebungsabhängige Verbundgesetz das Verbundverhalten von Litzen in hochfestem Beton zutreffend abbildet. Bei abgeschlossener Reißbildung mit einer Zusatzstahlspannung größer als 300 N/mm^2 sollte keine weitere Zunahme der Verbundspannung angenommen werden. Der günstige Einfluß aus der Zunahme des Verschiebungsweges wird durch die Verminderung der Querdehnung beim Anstieg der Stahlspannung aufgehoben. Eine tief liegende Nulllinie bei der Erstrißbildung führt zu einer nicht vernachlässigbaren Beeinflussung der Reißabstände durch den Scheibenspannungszustand. Der Scheibenspannungszustand sollte daher berücksichtigt werden, wenn die rechnerische Zugkeilhöhe im Zustand I kleiner als die zweifache Einleitungslänge der Erstrißzugkraft ist. Außerdem sollte bei der Ermittlung der Stahlspannung mindestens die Zugkeilkraft im Zustand I angesetzt werden, wenn bei der Erstrißbildung die rechnerische Zugkeilhöhe kleiner als $1/3$ der Bauteilhöhe ist. Mit dem erweiterten Bemessungskonzept für Litzen kann die Reißbreite zutreffend bestimmt werden. Hiermit ist die Anwendung der kostengünstigen teilweisen Vorspannung bei Verzicht auf eine Betonstahllängsbewehrung für Innenbauteile möglich.

Die Untersuchungen zum Verankerungsbereich zeigten, daß Sprengrisse im Übertragungsbereich der Vorspannkraft zu einer unkontrollierten Vergrößerung der Eintragungslänge führen und ein vorzeitiges Versagen durch Verankerungsbruch verursachen können. Obwohl der günstige Einfluß einer Querbewehrung nachgewiesen wurde, zeigten die Balkenversuche im Bruchzustand, daß insbesondere bei Litzen das maßgebende Kriterium für den Verankerungsbruch die Überschreitung der Verbundspannungen aus der Spannkrafteinleitung bei der Biegerißbildung war. Bei einem ungerissenen Verankerungsbereich ist daher die Endverankerung von Spanngliedern mit sofortigem Verbund sichergestellt. Im gerissenen Verankerungsbereich sollte wegen der spannungsabhängigen Verbundfestigkeit ein bilinearer Verlauf der Verbundspannungen angenommen werden. Übersteigt die Beanspruchung die Vorspannkraft oder treten Risse auf, ist eine Verminderung der Verbundspannungen anzunehmen.

Durch die Herleitung von praxisingerechten Bemessungskonzepten zur Spannkrafteinleitung, Reißbreitenbeschränkung und Verbundverankerung können jetzt die wirtschaftlichen Vorteile aus der Anwendung von hochfestem Beton, der teilweisen Vorspannung und der kostengünstigen Spannbettvorspannung mit Spanndrahtlitzen ausgenutzt werden.

9 Literaturverzeichnis

- [1] ABAQUS/Standard: Programmbeschreibung der Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc, Theorie Manual, User's Manual, Rhode Island (USA) 1998
- [2] Alfes, Ch.: Hochfeste, verformungsarme Betone mit Silica-Staub, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 11, Bauverlag GmbH, 1998, Seiten 62 - 71
- [3] Bathe K. J.: Finite-Elemente-Methoden, Matrizen und lineare Algebra, die Methode der finiten Elemente, Lösung von Gleichgewichtsbedingungen und Bewegungsgleichungen, Springer Verlag, 1990
- [4] Birkenmaier, M.: Verbundprobleme bei Spannbettvorspannung, Schweizerische Bauzeitung, 95. Jahrgang, Heft 26, Juni 1977
- [5] Bökamp, H.: Ein Beitrag zur Spannstahlermüdung unter Reibdauerbeanspruchung bei teilweiser Vorspannung, Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Masivbau der RWTH Aachen, 1991
- [6] Burnett, E.F.P., Marefat, M.S.: Anchorage bond for seven-wire strand, International Conference Bond in Concrete, Riga, Oktober 1992
- [7] Comité Euro-International du Béton: Model Code 1990, Design Code, Bulletin d'Information N° 213/214, CEB-FIP, Lausanne 1993
- [8] Comité Euro-International du Béton: High Performance Concrete, Recommended Extensions to the Model Code 1990, Research Needs, Bulletin d'Information N° 228, CEB-FIP, Lausanne 1995
- [9] DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzungen zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, Ausgabe August 1995
- [10] Den Uijl, J.A.: Verbundeigenschaften von Spannlitzen unter einmaliger und wiederholter Beanspruchung, Beitrag zum 6. Forschungskolloquium des DAfStb in Delft, Heron, Vol. 21, Nr. 2, 1976.
- [11] Den Uijl, J.A.: Verbundverhalten von Spanndraht-Litzen im Zusammenhang mit Ribbildung im Eintragungsbereich, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1, Bauverlag GmbH, 1985, Seiten 28 - 36
- [12] Den Uijl, J.A.: Bond and splitting action of prestressing strand, International Conference Bond in Concrete, Riga, Oktober 1992

- [13] Den Uijl, J.A.: Das Verbundverhalten von Spannlitzen im Rahmen der Bruchmechanik, 29. Forschungskolloquium des DAfStb, Delft, März 1994.
- [14] Den Uijl, J.A.: Transfer length of prestressing strand in HPC, Progress in Concrete Research, TU Delft, Vol. 4, 1995
- [15] 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
- [16] Den Uijl, J.A., Bigaj A. J.: A bond model for ribbed bars based on concrete confinement, Stevin Laboratory, Delft University of Technology, Heron, Vol. 41, No. 3, 1996, Seiten 201 - 226
- [17] DIBt: Richtlinien für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund, Mitteilungen Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, Juni 1980
- [18] DIN 1045-1, Teil 1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Bemessung und Konstruktion, Entwurf, Ausgabe Dezember 1998
- [19] DIN 1048, Prüfverfahren für Beton, Ausgabe Juni 1991
- [20] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Ausgabe Juli 1988
- [21] DIN 4227-1/A1, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Änderung von DIN 4227-1: 1988 – 07, Dezember 1995
- [22] DIN 4227, Teil 2: Spannbeton; Bauteile mit teilweiser Vorspannung, Vornorm, Ausgabe Mai 1984
- [23] Dockter, S: Entwicklung eines nichtlinearen FE Berechnungsmodells zur Abbildung des dreidimensionalen Beanspruchungszustandes im Spannkrafteinleitungsbereich, Diplomarbeit, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Februar 2000
- [24] Eurocode 2, Teil 1: Planung von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen - Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Juni 1992, Deutsche Fassung ENV 1992-1-1

- [25] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen, Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Heft 2, 1995
- [26] Goldmann, A., Bentur, A.: Bond Effects in High-Strength Silica-Fume Concrete, ACI-Material Journal, September-October 1989, Seiten 440 - 447
- [27] Graubner, C.-A.: Untersuchungen über den "Hoyer-Effekt" bei glatten Spannstählen, Diplomarbeit Nr. 171, Lehrstuhl Massivbau der TU München, Februar 1982
- [28] Haveresch, K.-H.: Zuverlässigkeit der planmäßigen Spannkrafteinleitung unter Berücksichtigung baupraktischer Klimabeanspruchung, Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1994
- [29] Hegger, J., Cordes, H., Nitsch, A.: Verbundverankerungen bei Spannbetonbauteilen aus hochfestem Beton, Bericht Nr. 56/99 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, Juli 1999
- [30] Hegger, J., Nitsch, A.: Verbundverhalten von Litzen in hochfestem Beton, Bericht Nr. 54/99 des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, April 1999
- [31] Hegger, J.; Nitsch, A.; Burkhardt, J.: Hochleistungsbeton im Fertigteilbau, Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 2, Bauverlag GmbH, 1997, Seiten 81 - 90
- [32] Hegger, J.; Nitsch, A.: Verbundverankerungen in hochfestem Beton, Betonwerk + Fertigteiltechnik, Heft 1, Bauverlag GmbH, 1999, Seiten 109 - 120.
- [33] Hegger, J.: Vorlesungen über Massivbau Teil I - IV, Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 1996
- [34] Hegger, J., u. a.: Anwendung von hochfestem Beton bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund gemäß DIN 4227, Teil 1, Abschlußbericht des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, März 1998.
- [35] Hillerborg A.: Analysis of one single crack, Fracture Mechanics of Concrete. Ed.F.H. Wittmann, Elsevier 1983, Seiten 223 - 249
- [36] Hoyer, E.: Der Stahlsaitenbeton, Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin Wien Leipzig, 1939

- [37] Jaccoud, J.-P., Farra, B., Leclercq, A.: Improvement of existing codes to their application to crack control of HSC/HPC structures, 4th International Symposium on Utilization of High strength / High performance Concrete, Paris, Mai 1996
- [38] König, G., Bergner, H., Grimm, R., Held, M., Rimmel, G., Simesch, G.: Sachstandsbericht Teil II, Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 438, Ernst & Sohn, Berlin 1994.
- [39] König, G; Grimm, R.: Hochleistungsbeton, Beton-Kalender Teil II, Ernst & Sohn, Berlin 1996, Seiten 441-546
- [40] König, G., Tue, V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 466 , Ernst & Sohn, Berlin 1996
- [41] König, G., Tue, N., Pommerening, D.: Kurze Erläuterung zur Neufassung der DIN 4227 Teil 1, Bauingenieur 71, Springer-Verlag, 1996, Seiten 83 – 88
- [42] Kupfer, H., Müller, H. H.: Verbund von Spannstahl in Beton (Vorspannung mit sofortigem Verbund), Forschungsbericht Nr. 1130, Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München, Juni 1987
- [43] Kupfer, H., Scholz, U.: Die Wirtschaftlichkeit als ein Kriterium zur Wahl des Vorspanngrades, Betonwerk + Fertigerteiltechnik, Heft 5, Bauverlag GmbH, 1986, Seiten 289 - 293
- [44] Kurz, W.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Dissertation, Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt 1996
- [45] Laldji, S., Young, A. G.: Bond between steel strand und cement grout in ground anchorages, Magazine of Concrete Research, Vol. 40, Nr. 143, Juni 1988
- [46] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau – Teil 5, Springer Verlag
- [47] Maissen, A.: Festkörperreibung, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 3, Januar 1993, Seiten 25 - 29
- [48] Martin, H.: Einfluß der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, Festschrift für Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Berlin 1984

- [49] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 228, Ernst & Sohn, Berlin 1973
- [50] Menner, A.: Vorgespannte Betonstäbe aus hochfestem Feinbeton, Dissertation, Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt 1997
- [51] Nacken, R.: Das Problem der Zementverfestigung, Zement, Heft 43, 1937
- [52] Neuner, J., Stöckl, S., Grasser, E.: Versuche an dickwandigen, unbewehrten Betonringen mit Innendruckbeanspruchung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 299, Ernst & Sohn, Berlin 1978
- [53] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 296, Ernst & Sohn, Berlin 1978
- [54] Noghabai K.: Splitting of concrete covers – a fracture mechanics approach, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, ED. F.H. Wittmann, AEDIFICATIO Publishers, Freiburg 1995
- [55] Nürnberger, U.: Studie zu Spannstahlbrüchen, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Otto-Graf-Institut, Kurzberichte aus der Bauforschung 40, Heft 3, Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau, Stuttgart 1999, Seiten 225 - 229
- [56] Plähn J.: Übertragungslänge von Spanndrahtlitzen \varnothing 12,5 mm in Beton B 55, Forschungsbericht, Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, März 1981
- [57] Plähn J.: Untersuchungen über den Einfluß der Betonzusammensetzung auf die Sicherheit der Verbundverankerung von Spanndrahtlitzen, Forschungsbericht, Lehrstuhl und Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Dezember 1980
- [58] Pogany, A.: Neuere Untersuchungen über das Wesen der Haftfestigkeit, Zement, Heft 19, 1940
- [59] Reinhardt, H.-W.: Hochleistungsbeton, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1, Bauverlag GmbH, 1995, Seiten 62 - 68
- [60] RILEM/CEB/FIP Recommendation RC 6, Bond Test Reinforcing Steel, 2. Pull-Out Test, 1st Edition April 1978

- [61] Rehm G., Martin H., Noakowski, S.: Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl und Beton (Ausziehversuche an gefrästen Stählen), Forschungsbericht Nr. 2203, Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Hochschule München, Mai 1970
- [62] Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund, Stahlbetonbau, Berichte aus Forschung und Praxis, Festschrift Rüsck, Ernst & Sohn, Berlin 1969
- [63] Rehm G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 138, Ernst & Sohn, Berlin 1961
- [64] Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 444, Ernst & Sohn, Berlin 1994
- [65] Rodt, V.: Der Erhärtungsvorgang auf physikalischer Grundlage, Zement, Heft 22, 1940
- [66] Roelfstra P.E., Wittmann F.H.: Numerical method of link strain softening with failure of concrete, Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete. Ed.F.H. Wittmann, Elsevier 1986, S.163 - 175
- [67] Ruhnau, J., Kupfer, H.: Spaltzug-, Stirnzug- und Schubbewehrung im Eintragungsbereich von Spannbett-Trägern, Beton- und Stahlbeton, Heft 7, 1977, Seiten 175 - 179
- [68] Schenkel, M., Vogel, T.: Längsrißbildung in der Betondeckung von Stahlbetontragwerken, Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 6, Ernst & Sohn, 1999, Seiten 238 - 244
- [69] Schießl, P.: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 400, Ernst & Sohn, Berlin 1989
- [70] Schießl, P., Moersch, J.: Einfluß der erhöhten Beanspruchung auf die Festigkeitsgrenze von gezogenen Spannstählen, Forschungsbericht Nr. F 422 des Instituts für Bauforschung der RWTH Aachen, November 1997
- [71] Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton, Dissertation, Institut für Massivbau der Universität Stuttgart, 1984
- [72] Steinle, A. und Hahn, V.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau, Betonkalender, Ernst & Sohn, Berlin 1995

- [73] Stocker, M. F.; Sozen, M. A.: Bond characteristics of prestressed strand, Investigations of prestressed reinforced concrete of Highway bridges, University of Illinois, Structural Research, Series No. 344, 1969.
- [74] Szabó, I.: Einführung in die technische Mechanik, Springer Verlag, Berlin 1954, Seite 255 - 257
- [75] Tepfers, R.: A Theory of Bond applied to overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars, Chalmers University of Technology Göteborg, Division of Concrete Structures, Publication 73:2, Göteborg 1973
- [76] Tesch, M.: Experimentelle Untersuchungen an Spannstählen in hochfestem Beton und vergleichende Analyse des Verbundverhaltens, Diplomarbeit, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, Juni 1999
- [77] Trost, H., Cordes, H., Thormählen, U., Hagen, H.: Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 310, Ernst & Sohn, Berlin 1980
- [78] Tue, N. V.: Zur Spannungumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 435, Ernst & Sohn, Berlin 1993
- [79] Tue, N. V., Krumbach, R.: Verbundverhalten des neuen tiefgerippten Betonstahls in hochfestem Beton, 35. Forschungskolloquium des DAfStb, Leipzig, März 1998, Seiten 239 - 246
- [80] Ukhagbe, J.: Zusammenhang zwischen Betondeckung, Verbund und Sprengwirkung von 7-drähtigen Litzen, 21. Forschungskolloquium des DAfStb, Kassel, März 1988, Seiten 161 - 164
- [81] Van der Veen C.: Theoretical and experimental determination of crack width in reinforced concrete at very low temperatures, Heron Vol. 35, No. 2, 1990, Seite 104
- [82] Wiegrink, K.-H.: Korrosionsmechanismen im Bereich von Rissen bei hochfestem Beton, 36. Forschungskolloquium des DAfStb, Aachen, Oktober 1998, Seiten 176 - 185
- [83] Wölfel, E., Krüger, F.: Verbundverankerung von Spannstählen – Zulassungsprüfung und Anwendungsbedingungen, Mitteilungen Deutsches Institut für Bau-technik, Berlin, Juni 1980.

[84] Würzner, K.: Über die Ursache der Haftung des Betons an Eisen in Eisenbetonkonstruktionen, Zement, Heft 19, 1937

[85] Zimmermann, U.: Verbundverhalten zwischen Litzen und hochfestem Beton, Diplomarbeit, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, März 1998

Anhang A: Angaben zu den Pull-Out Versuchen

Ver- suchs- reihe	Serie	Spannstahl- sorte	Beton- sorte	Ver- suchs- körper- anzahl	Betonalter bei Versuchs- durchfüh- rung	Spannungs- änderung der Spannstähle vor Versuchs- beginn	auf den Nenndurch- messer be- zogene Be- tondeckung
[Nr.]	[Nr.]	[-]	[-]	[n]		[N/mm ²]	[-]
1 ohne Dreh- behin- derung (Db.)	1	Litze 0,5"	M 85 KS	9	14 Tage	0, -650, -1200	5,5Ø
	2a	Litze 0,5"	M 85 KS	3	14 Tage	0	5,5Ø
	2b	Bündel 0,5"	M 85 KS	6	14 Tage	0, -950	5,5Ø
	3	Litze 0,5"	M 65 K	9	14 Tage	0, -650, -1100	5,5Ø
	4	Litze 0,5"	M 105 KS	9	14 Tage	0, -650, -1200	5,5Ø
	5	Litze 0,5"	M 105 KS	9	24 Stunden	0, -650, -1200	5,5Ø
	6	Litze 0,5"	M 105 BS	9	24 Stunden	0, -650, -1200	5,5Ø
	7	Litze 0,5"	M 65 K	9	24 Stunden	0, -650, -1200	5,5Ø
	8	Litze 0,5"	M 105 BS	9	14 Tage	0, -650, -1200	5,5Ø
	9	Litze 0,5"	M 65 K	9	24 Stunden	0, -650, -1300	2Ø, 3Ø, 5,5Ø
	10	Litze 0,5"	M 105 KS	9	24 Stunden	0, -650, -1300	2Ø, 3Ø, 5,5Ø
	11	Litze 0,5"	M 85 KS	9	24 Stunden	0, -650, -1300	2Ø, 3Ø, 5,5Ø
	12	Litze 0,5"	M 45 K	9	14 Tage	0, -650, -1200	5,5Ø
	13	Litze 0,5"	M 65 K	9	14 Tage	0, +150, +300	5,5Ø
	14	Litze 0,5"	M 105 KS	9	14 Tage	0, +150, +300	5,5Ø
15	Litze 0,5"	M 105 BS	9	14 Tage	0, +150, +300	5,5Ø	
2 mit Db.	16	Litze 0,5"	M 65 K	3	14 Tage	0, +150, +300	5,5Ø
	17	Litze 0,5"	M 105 KS	3	14 Tage	0, +150, +300	5,5Ø
3	18	Draht Ø12 mm	M 45 K	9	14 Tage	0, -550, -1100	5,75Ø
	19	Draht Ø12 mm	M 105 KS	9	14 Tage	0, -550, -1100	5,75Ø

Tafel A 1: Übersicht der durchgeführten Pull-Out Versuche

		M 45 K	M 65 K	M 85 KS	M 105 KS	M 105 BS
CEM I 42,5 R	[kg/m ³]	280	420	-	-	-
CEM I 52,5 R	[kg/m ³]	-	-	450	450	450
Silika Feststoff (S _{fest})	[kg/m ³]	-	-	35	45	65
Wasser (W)	[l/m ³]	144	126	143	121	129
Fließmittel (FM)	[l/m ³]	0 – 2	10 – 16	7	16 – 21	23 – 27
Sand 0-2	[kg/m ³]	639	611	568	611	621
Kies 2-6	[kg/m ³]	783	549	698	392	42
Kies 8-16	[kg/m ³]	522	700	468	757	-
Splitt 2-8	[kg/m ³]	-	-	-	-	279
Splitt 8-11	[kg/m ³]	-	-	-	-	914
w/z	[-]	0,51	0,30	0,32	0,27	0,29
(w + 0,65·FM)/(z + S _{fest})	[-]	0,52	0,32	0,31	0,27	0,28
Ausbreitmaß	[mm]	360 - 440	370 - 530	380 - 410	350 - 520	360 - 400

S_{fest} = Silika-Feststoffanteil

Tafel A 2: Zusammensetzung und Ausbreitmaß der verwendeten Betonsorten

	Bezeichnung	Hersteller
Zement	CEM I 42,5 R / 52,5 R	Dyckerhoff Zement GmbH, Werk Lengerich
Silikasuspension	Elkem Microsilica (SF)	Fa. Woermann-Elkem GmbH
Fließmittel	FM 62	Firma Heidelberger Baustofftechnik

Tafel A 3: Verwendete Zementsorten, Betonzusatzstoffe und -Zusatzmittel

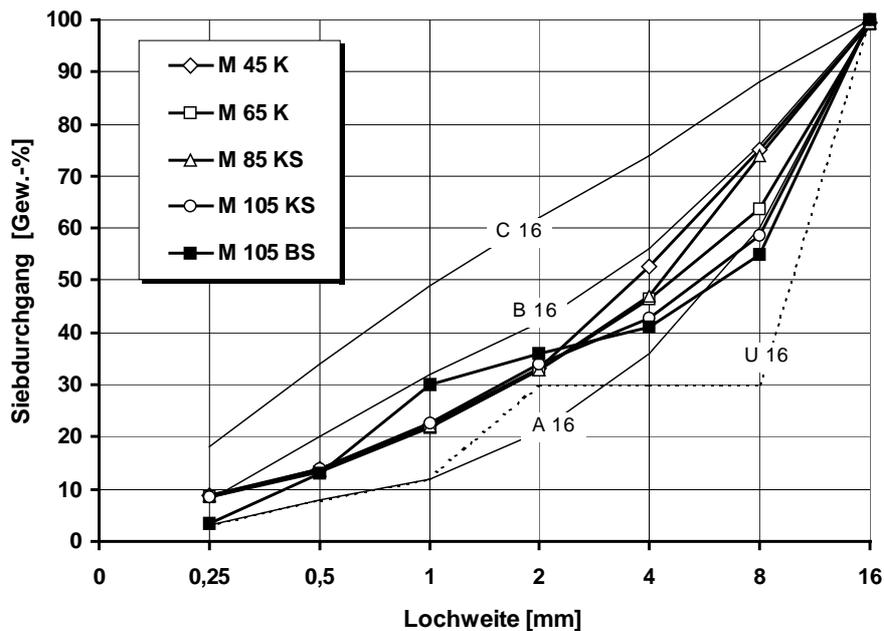


Bild A 1: Sieblinien der verwendeten Betonsorten

Beton- sorte [-]	Serie [Nr.]	24-Stunden Erhärtungsprüfung		14-Tage Erhärtungsprüfung		28-Tage Güterprüfung
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]
M 45 K	12	-	-	54,0	2,62	55,0
	18	-	-	48,4	2,86	55,0
M 65 K	3	-	-	78,1	3,38	77,5
	7	(34,7)	2,14	(62,7)	-	77,6
	9	50,8	3,61	88,5	-	91,7
	13	-	-	82,4	3,35	85,4
	16	-	-	72,7	-	79,8
M 85 KS	1	-	-	86,8	3,34	98,0
	2	-	-	82,9	3,62	89,7
	11	67,9	3,63	88,4	-	100,3
M 105 KS	4	-	-	92,9	4,10	97,1
	5	73,5	3,49	94,4	-	(78,3)
	10	75,0	2,99	105,5	-	97,3
	14	-	-	101,0	4,97	104,8
	17	-	-	108,8	4,70	112,7
	19	-	-	104,6	4,69	117,6
M 105 BS	6	75,6	3,09	(82,1)	-	112,0
	8	-	-	109,9	4,98	112,0
	15	-	-	112,5	4,11	119,1

(...): Festigkeiten aufgrund von exzentrischer Lasteinleitung der Prüfmaschine zu gering

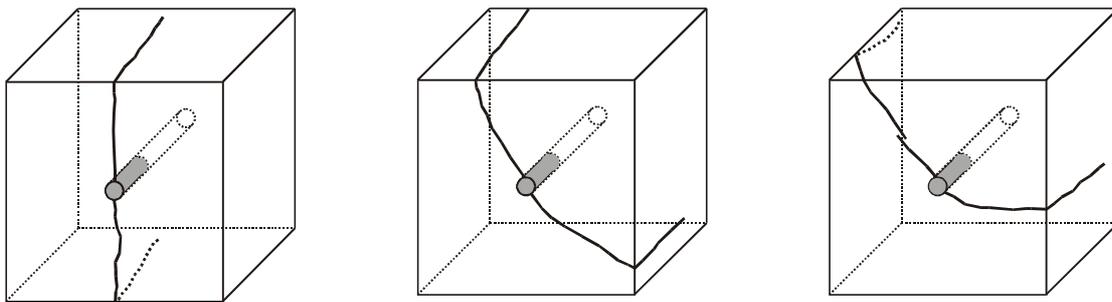
Tafel A 4: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen

Spannstahlsorte [-]	Durch- messer [mm]	Quer- schnitt [mm ²]	Streck- grenze [N/mm ²]	Zugfe- stigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze [-]	E-Modul [N/mm ²]
Spanndrahtlitzen St 1570/1770	12,5	93,8	1639	1784	1,088	196702
Spannstahldraht St 1420/1570	12	111,1	1494	1613	1,080	202139

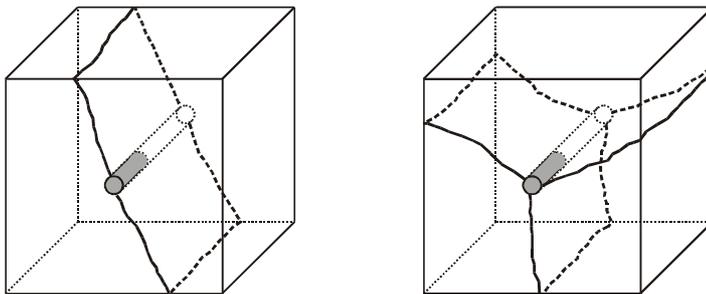
Tafel A 5: Spannstahleigenschaften

Betonsorte [-]	Änderung der Vorspannung vor dem Versuch [N/mm ²]	Verschiebung beim Betonbruch [mm]	Verbundkraft beim Betonbruch [kN]
M 45 K	0	2,29	43,1
M 45 K	-550	1,62	50,5
M 45 K	-1100	55,8	
M 105 KS	-550	1,27	91,4
M 105 KS	-1100	1,49	93,7

Tafel A.6: Verschiebungen und Verbundkräfte beim Bruch der Versuchskörper mit gerippten Spanndrähten

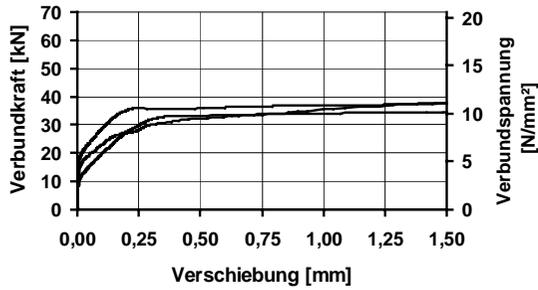


a) Serie 18, Betonsorte M 45 K

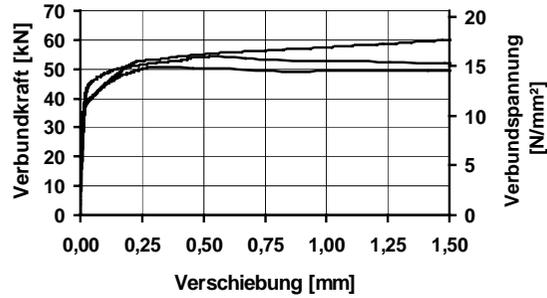


b) Serie 19, Betonsorte M 105 KS

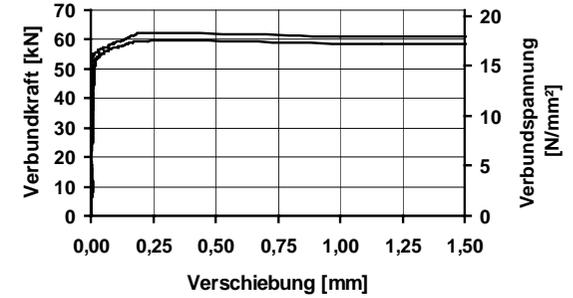
Bild A 2: Übersicht der Sprengrißbildung bei den Pull-Out Versuchen mit gerippten Spanndrähten



a) ohne Änderung der Litzenspannung

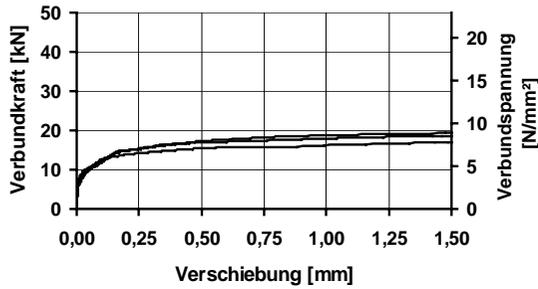


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

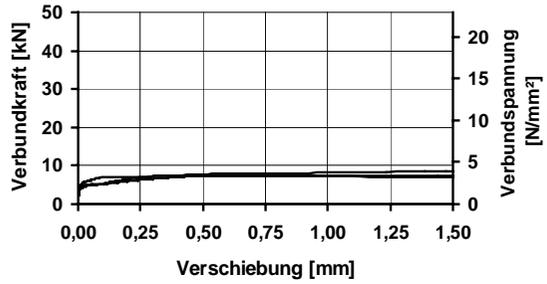


c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm²

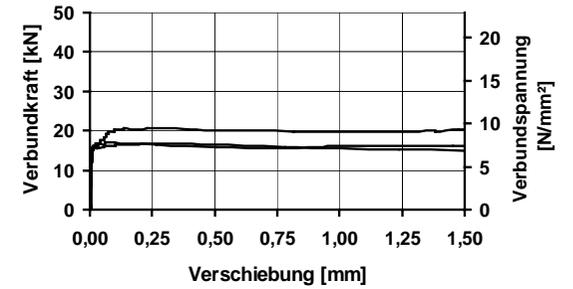
Bild A 3: Serie 1, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS, $l_v = 75$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 86,8$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

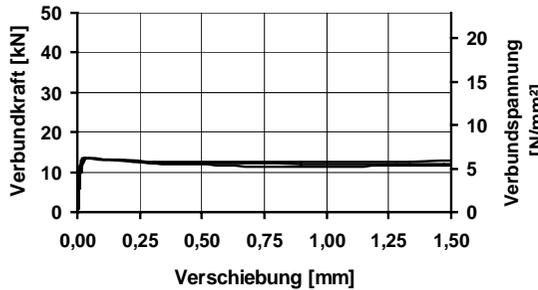


b) ohne Änderung der Drahtbündelspannung

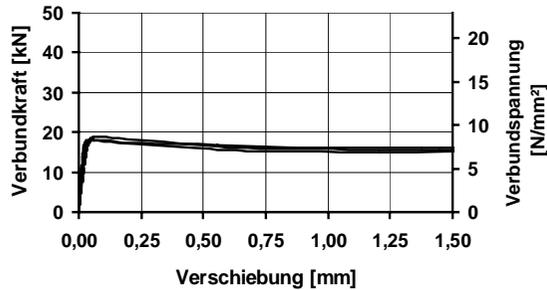


c) Änderung der Drahtbündelspannung um -950 N/mm²

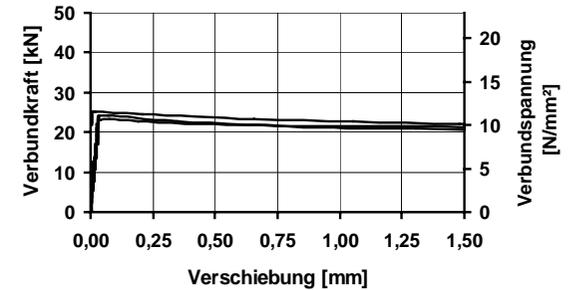
Bild A 4: Serie 2a/b, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 82,9$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

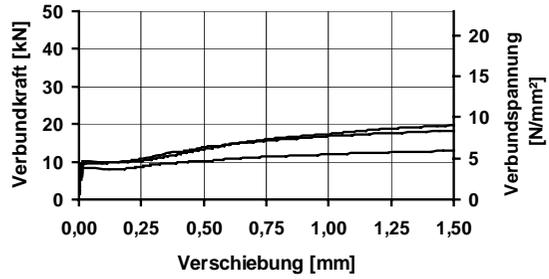


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

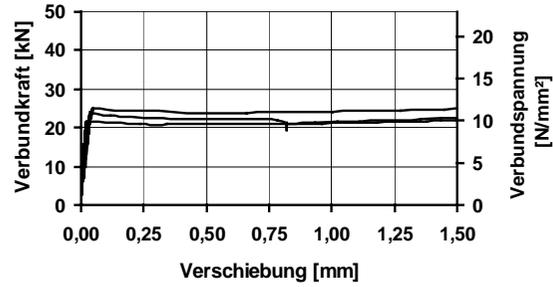
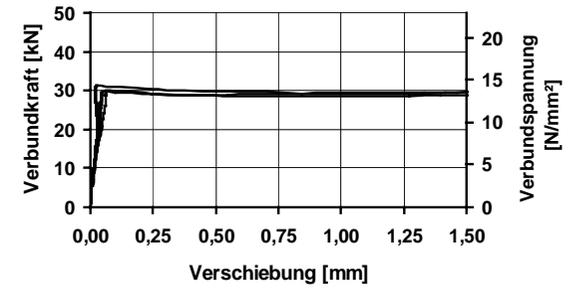
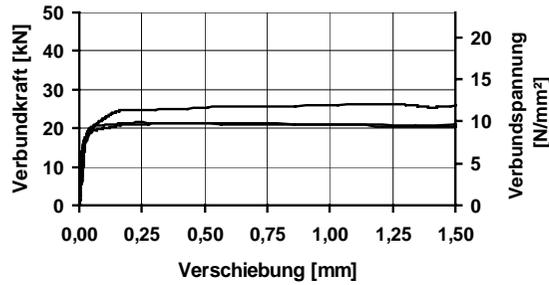


c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm²

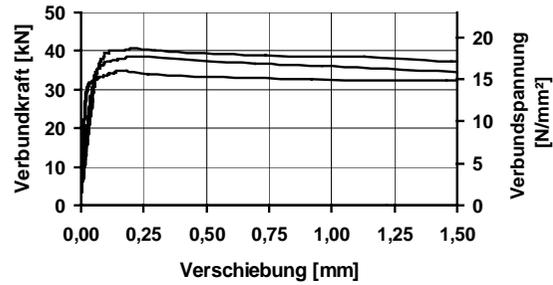
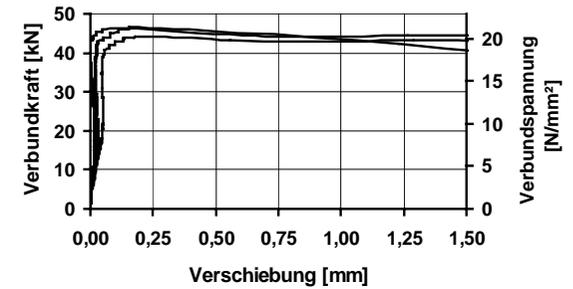
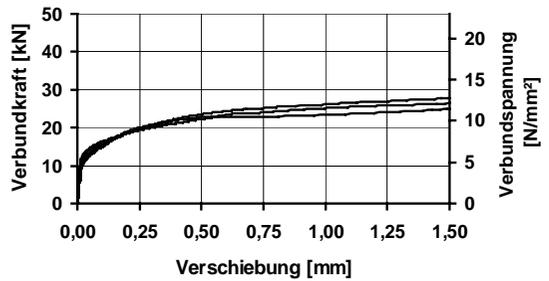
Bild A 5: Serie 12, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 45 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 54,0$ N/mm²)



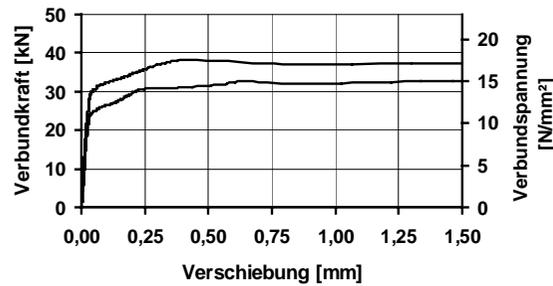
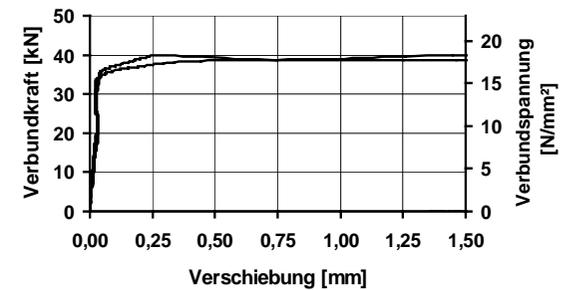
a) ohne Änderung der Litzenspannung

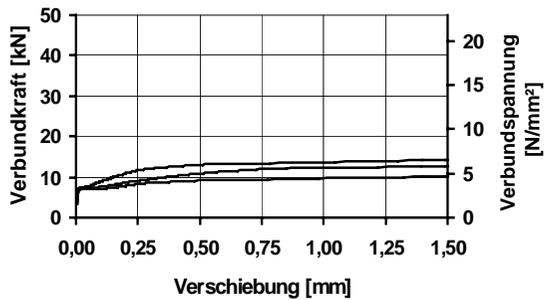
b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm^2 c) Änderung der Litzenspannung um -1100 N/mm^2 Bild A 6: Serie 3, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50 \text{ mm}$ und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 78,1 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenspannung

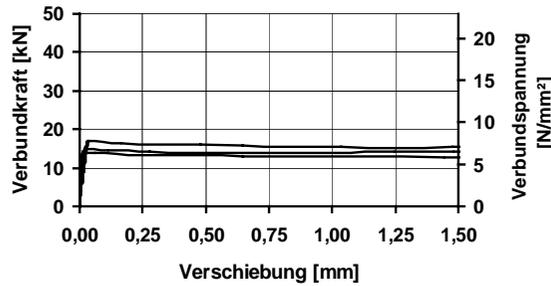
b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm^2 c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm^2 Bild A 7: Serie 4, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50 \text{ mm}$ und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 92,9 \text{ N/mm}^2$)

a) ohne Änderung der Litzenspannung

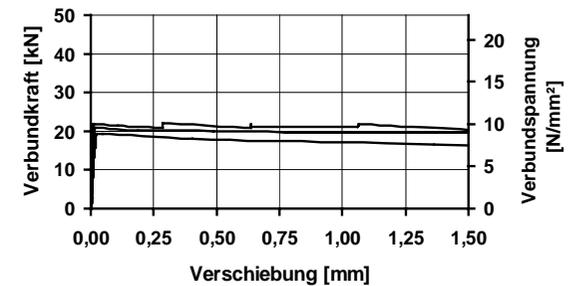
b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm^2 c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm^2 Bild A 8: Serie 8, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 BS, $l_v = 50 \text{ mm}$ und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 109,9 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

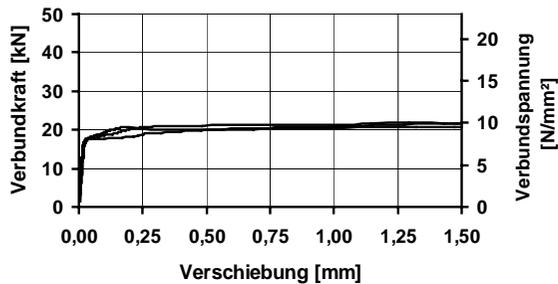


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

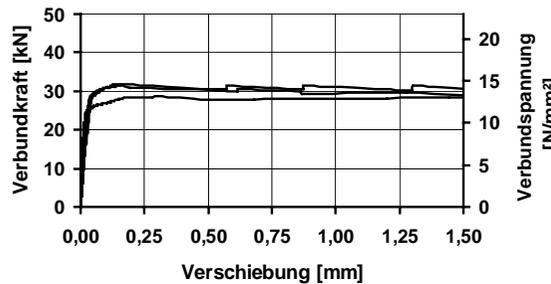


c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm²

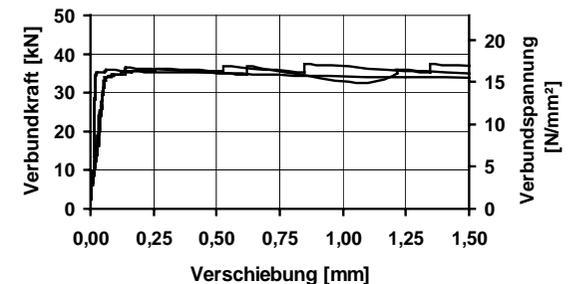
Bild A 9: Serie 7, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (24 Std.: $\beta_{W150} = 34,7$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

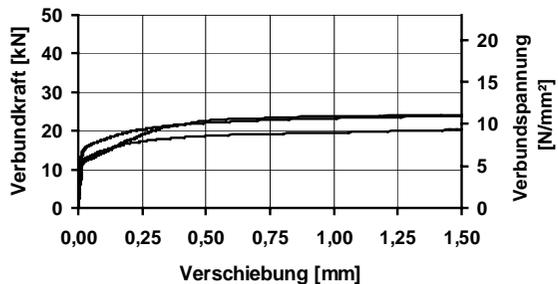


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

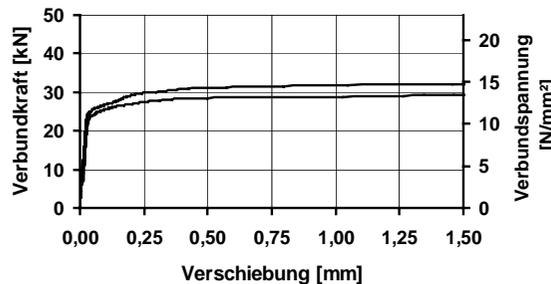


c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm²

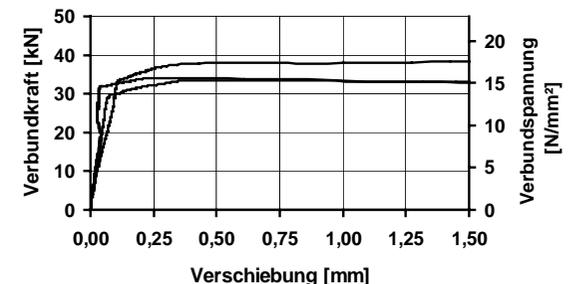
Bild A 10: Serie 5, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (24 Std.: $\beta_{W150} = 73,5$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

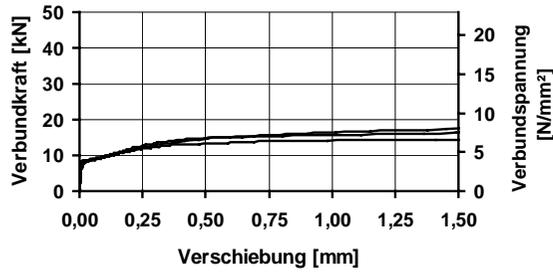


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

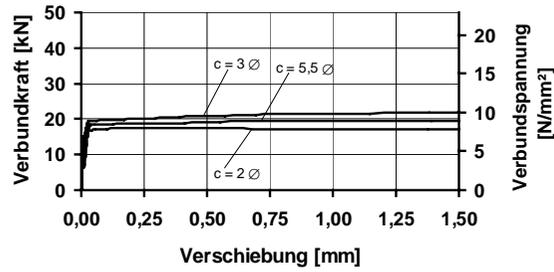


c) Änderung der Litzenspannung um -1200 N/mm²

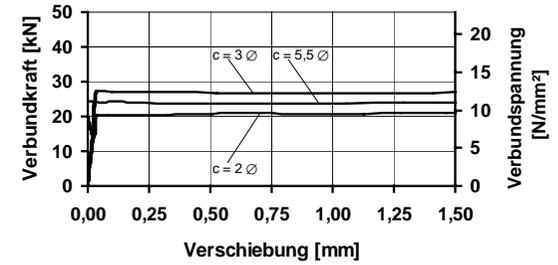
Bild A 11: Serie 6, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 BS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (24 Std.: $\beta_{W150} = 75,6$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

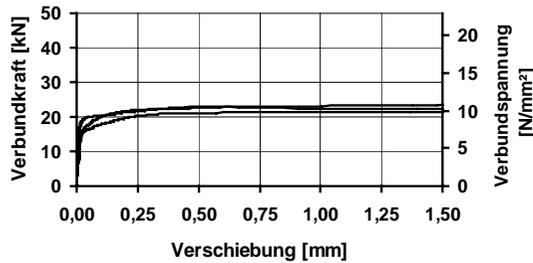


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

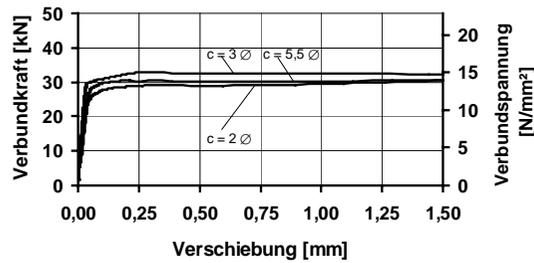


c) Änderung der Litzenspannung um -1300 N/mm²

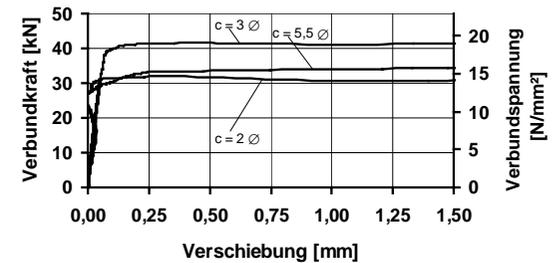
Bild A 12: Serie 9, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 2 \text{ } \varnothing, 3 \text{ } \varnothing, 5,5 \text{ } \varnothing$ (24 Std.: $\beta_{W150} = 50,8$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

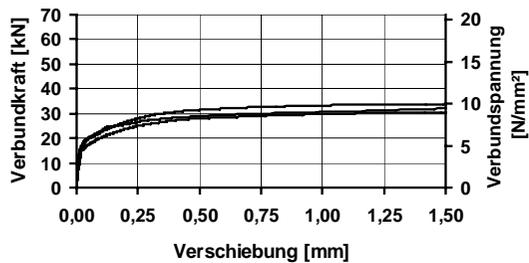


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

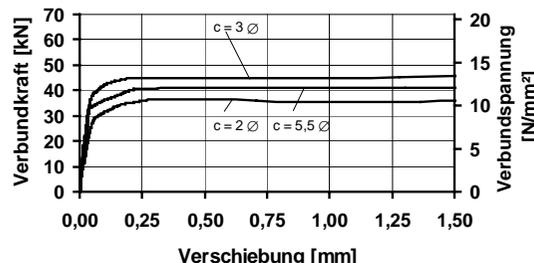


c) Änderung der Litzenspannung um -1300 N/mm²

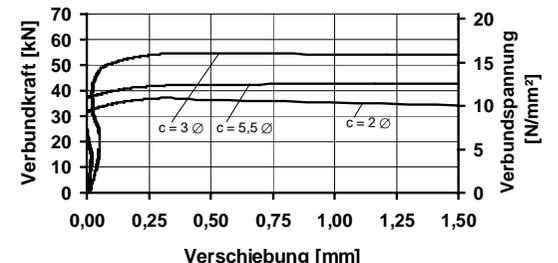
Bild A 13: Serie 10, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 2 \text{ } \varnothing, 3 \text{ } \varnothing, 5,5 \text{ } \varnothing$ (24 Std.: $\beta_{W150} = 75,0$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

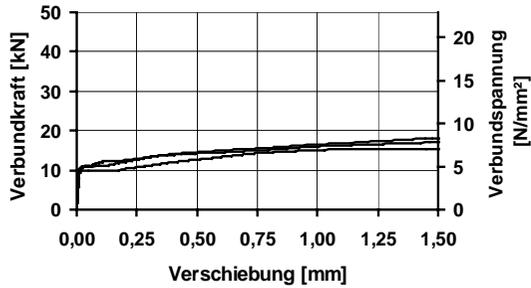


b) Änderung der Litzenspannung um -650 N/mm²

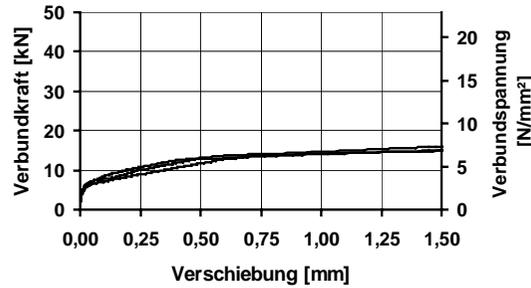


c) Änderung der Litzenspannung um -1300 N/mm²

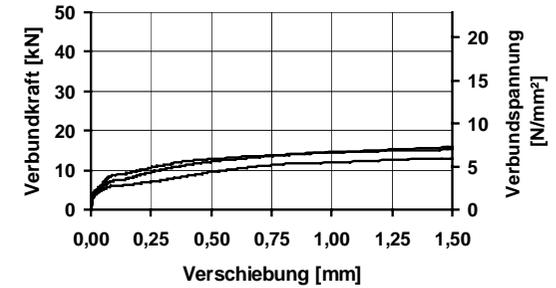
Bild A 14: Serie 11, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS, $l_v = 75$ mm und $c = 2 \text{ } \varnothing, 3 \text{ } \varnothing, 5,5 \text{ } \varnothing$ (24 Std.: $\beta_{W150} = 67,9$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

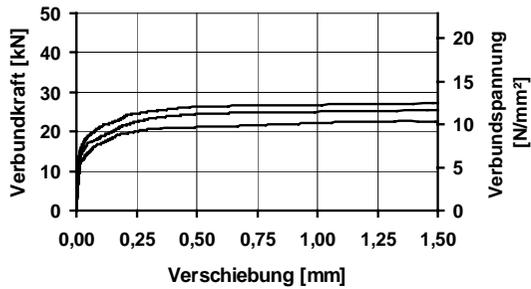


b) Änderung der Litzenspannung um +150 N/mm²

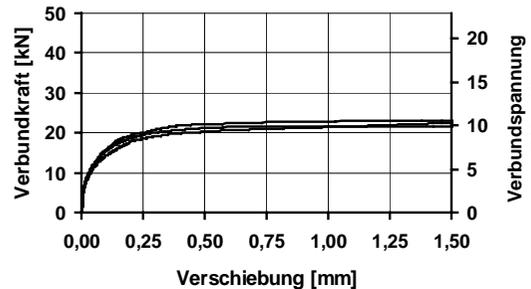


c) Änderung der Litzenspannung um +300 N/mm²

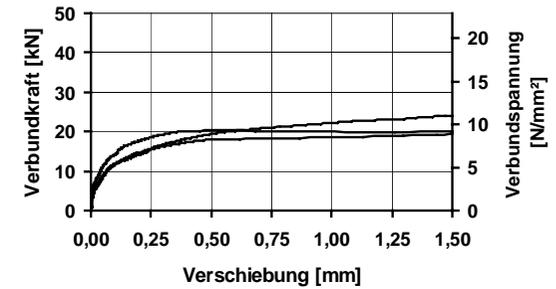
Bild A 15: Serie 13, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 82,4$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

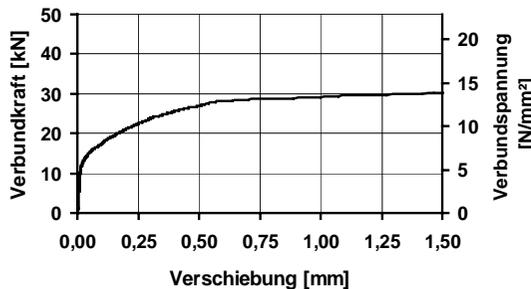


b) Änderung der Litzenspannung um +150 N/mm²

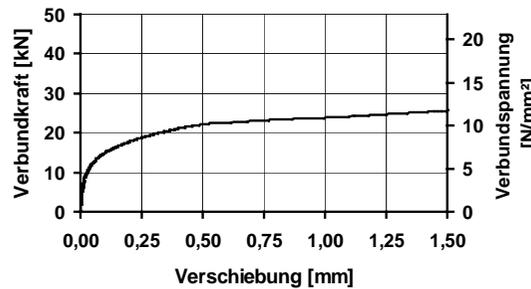


c) Änderung der Litzenspannung um +300 N/mm²

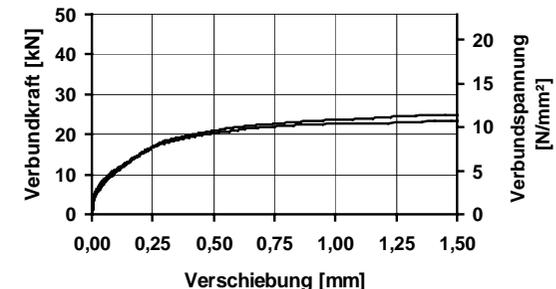
Bild A 16: Serie 14, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 101,0$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Litzenspannung

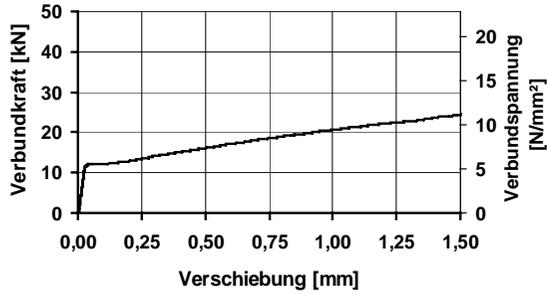


b) Änderung der Litzenspannung um +150 N/mm²

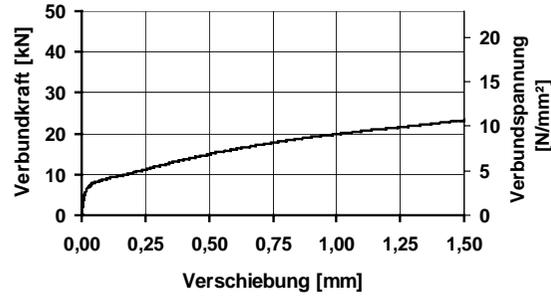
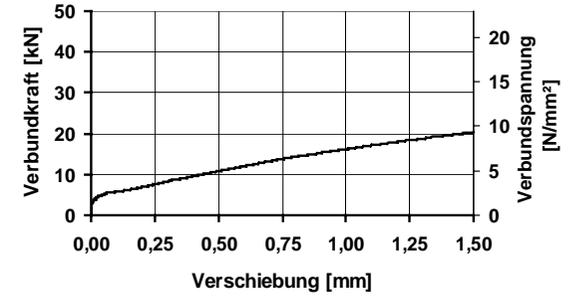
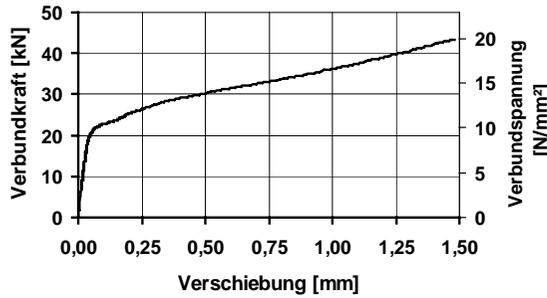


c) Änderung der Litzenspannung um +300 N/mm²

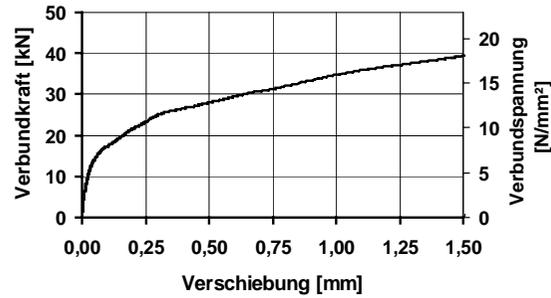
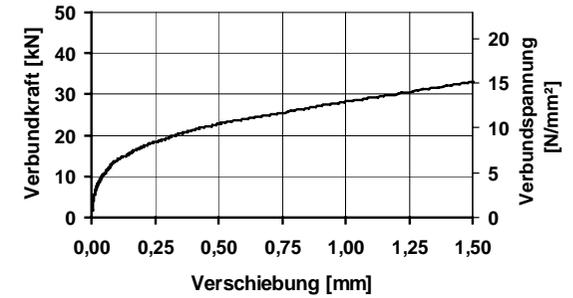
Bild A 17: Serie 15, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 BS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 112,5$ N/mm²)

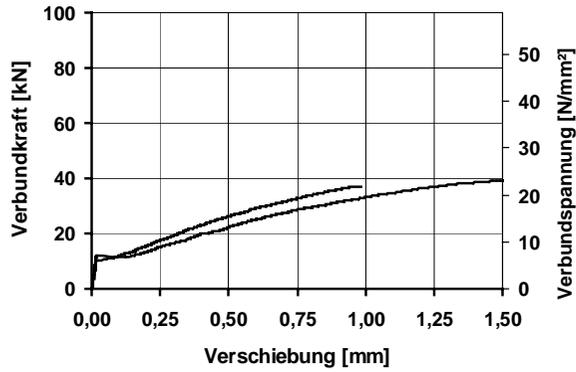


a) ohne Änderung der Litzenspannung

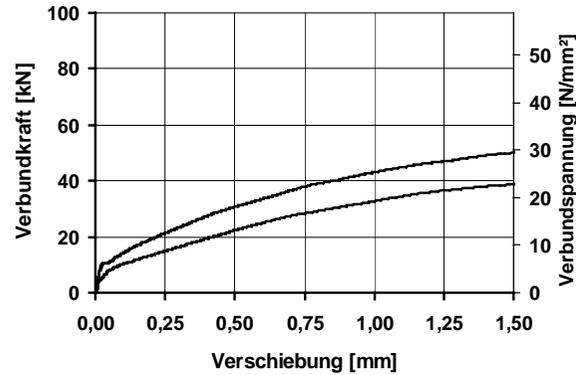
b) Änderung der Litzenspannung um +150 N/mm²c) Änderung der Litzenspannung um +300 N/mm²Bild A 18: Serie 16, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 72,7$ N/mm²)

a) ohne Änderung der Litzenspannung

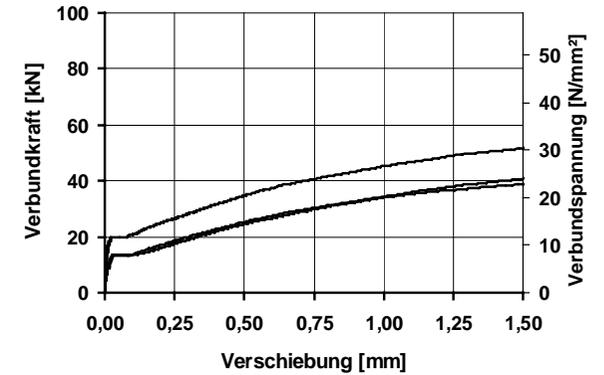
b) Änderung der Litzenspannung um +150 N/mm²c) Änderung der Litzenspannung um +300 N/mm²Bild A 19: Serie 17, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{W150} = 108,8$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Spanndrahtspannung

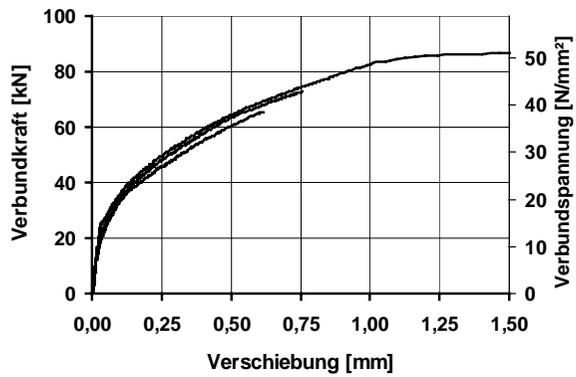


b) Änderung der Spanndrahtspannung um -550 N/mm²

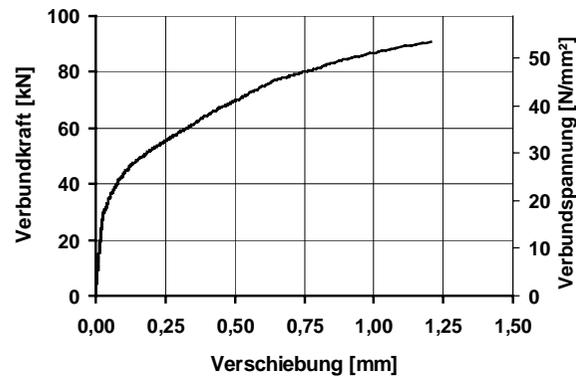


c) Änderung der Spanndrahtspannung um -1100 N/mm²

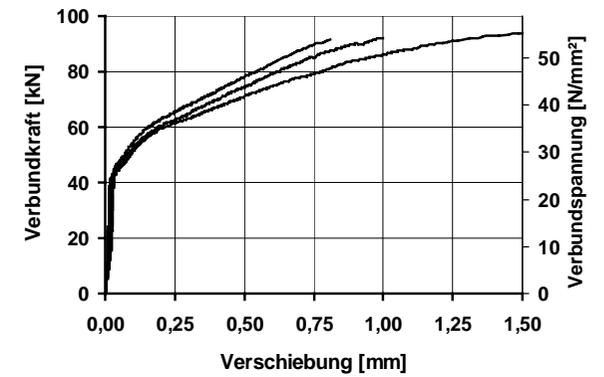
Bild A 20: Serie 18, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 45 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,75 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 48,4$ N/mm²)



a) ohne Änderung der Spanndrahtspannung



b) Änderung der Spanndrahtspannung um -550 N/mm²



c) Änderung der Spanndrahtspannung um -1100 N/mm²

Bild A 21: Serie 19, Verbund-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,75 \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 104,6$ N/mm²)

Anhang B: Angaben zu den Spannkrafteinleitungsversuchen

	Ver- suchs- körper [Nr.]	Spannstahl [-]	bezogene Beton- deckung c/Ø [-]	bezoge- ner lichter Abstand s/Ø [-]	Querschnitts- abmessungen h x b b ₀ [mm]	Beton- sorte [-]	Betonalter bei Spann- krafteinlei- tung [-]
Spannkrafteinleitungskörper	1	2 Litzen 0,5"	1,5	11,4	50,0 x 205	M 105 KS	24 Stunden
	4	2 Litzen 0,5"	1,5	15,0	50,0 x 250	M 65 K	24 Stunden
	7	2 Litzen 0,5"	1,5	9,4	50,0 x 180	M 105 BS	24 Stunden
	3	2 Litzen 0,5"	2,0	7,2	62,5 x 165	M 105 KS	24 Stunden
	6	2 Litzen 0,5"	2,0	10,0	62,5 x 200	M 65 K	24 Stunden
	9	2 Litzen 0,5"	2,0	5,6	62,5 x 145	M 105 BS	24 Stunden
	2	2 Litzen 0,5"	2,5	4,2	75,0 x 140	M 105 KS	24 Stunden
	5	2 Litzen 0,5"	2,5	6,2	75,0 x 165	M 65 K	24 Stunden
	8	2 Litzen 0,5"	2,5	2,6	75,0 x 120	M 105 BS	24 Stunden
	10	4 Litzen 0,5"	2,5	2,0	112,5 x 180	M 105 KS	24 Stunden
	11	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	125,0 x 165	M 105 KS	24 Stunden
	12	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	125,0 x 200	M 65 K	24 Stunden
Balken	5	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	M 105 KS	24 Stunden
	6	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	M 65 K	24 Stunden
	7	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	M 45 K	3 Tage
	8	4 Drähte Ø12 mm	3,5	2,5	222	M 105 KS	24 Stunden
	9	4 Drähte Ø12 mm	3,5	2,5	222	M 65 K	24 Stunden
	10	4 Drähte Ø12 mm	3,5	2,5	222	M 45 K	3 Tage

Tafel B 1: Übersicht der durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche

	Ver- suchs- körper	Spannbett- vorspannung	Betondehnung in Spann- stahl- höhe	Spannstahl- spannung nach dem Vorspannen	Betondruck- spannung in Spannstahl- höhe	E-Modul des Betons
	[Nr.]	$\sigma_p^{(0)}$ [N/mm ²]	$\epsilon_{c,el}$ [‰]	σ_{p0} [N/mm ²]	σ_{cp0} [N/mm ²]	[N/mm ²]
Spannkrafteinleitungskörper	1	1356	Risse: unvollständige Messung		22,2	26900
	2	1357	-0,522	1255	22,1	30700
	3	1363	Risse: unvollständige Messung		22,1	32200
	4	1333	Risse: unvollständige Messung		18,4	28100
	5	1359	-0,685	1225	18,8	24300
	6	1358	Risse: unvollständige Messung		18,4	25500
	7	1374	Risse: unvollständige Messung		25,0	30400
	8	1359	-0,728	1217	25,3	31400
	9	1344	Risse: unvollständige Messung		25,0	29900
	10	1349	-0,663	1220	22,3	34300
	11	1350	-0,643	1225	22,1	34400
	12	1351	-0,631	1228	18,6	30500
Balken	5	1352	-0,422	1270	16,3	37500
	6	1358	-0,523	1256	16,2	31900
	7	1350	-0,510	1251	16,2	32100
	8	1106	-0,371	1030	14,1	40000
	9	1095	-0,432	1007	13,8	31400
	10	1115	-0,450	1023	13,9	30900

Tafel B 2: Spannstahl- und Betonspannungen, Betondehnungen in Spannstahlhöhe und E-Moduli beim Spannkrafteinleitungsversuch

Beton- sorte [-]	Spannkraft- einleitungs- körper [Nr.]	24-Stunden Erhärtungsprüfung		28-Tage Güteprüfung
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfeldruck- festigkeit [N/mm ²]
M 65 K	4 – 6	46,5	2,95	88,5
	12	48,3	2,93	88,8
M 105 KS	1 – 3	77,3	3,53	112,3
	10	73,8	-	113,6
	11	74,2	4,24	109,9
M 105 BS	7 – 9	80,7	3,60	116,6

Tafel B 3: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der Spannkrafteinleitungskörper 1 bis 12

Beton- sorte [-]	Balken [Nr.]	24-Stunden Erhärtungsprüfung		28-Tage Güteprüfung
		Würfel- druck- festigkeit (Zugzone) [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit (Zugzone) [N/mm ²]	Würfeldruck- festigkeit (Zugzone) [N/mm ²]
M 45 K	7	39,2*	2,40	56,8
	10	34,9*	2,23	55,0
M 65 K	6	49,6	3,16	80,1
	9	46,4	2,95	81,5
M 105 KS	5	74,5	4,14	108,9
	8	71,4	4,50	106,7

*Festigkeit nach drei Tagen zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung

Tafel B 4: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der Balken 5 bis 10

Spannstahlsorte [-]	Durch- messer [mm]	Quer- schnitt [mm ²]	Streck- grenze [N/mm ²]	Zugfe- stigkeit [N/mm ²]	Zugfestigkeit/ Streckgrenze [-]	E-Modul [N/mm ²]
Spanndrahtlitzen St 1570/1770	12,5	93,2	1657	1818	1,097	194850
Spannstahldraht St 1420/1570	12	111,1	1494	1613	1,080	202139

Tafel B 5: Spannstahleigenschaften

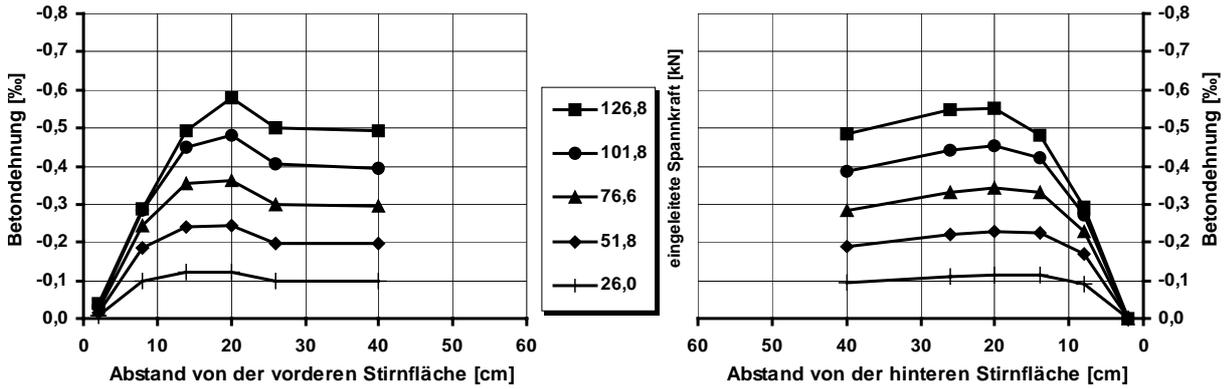


Bild B 1: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 2 (Beton M 105 KS, Spanndrahtlitzen: $s = 4,2 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

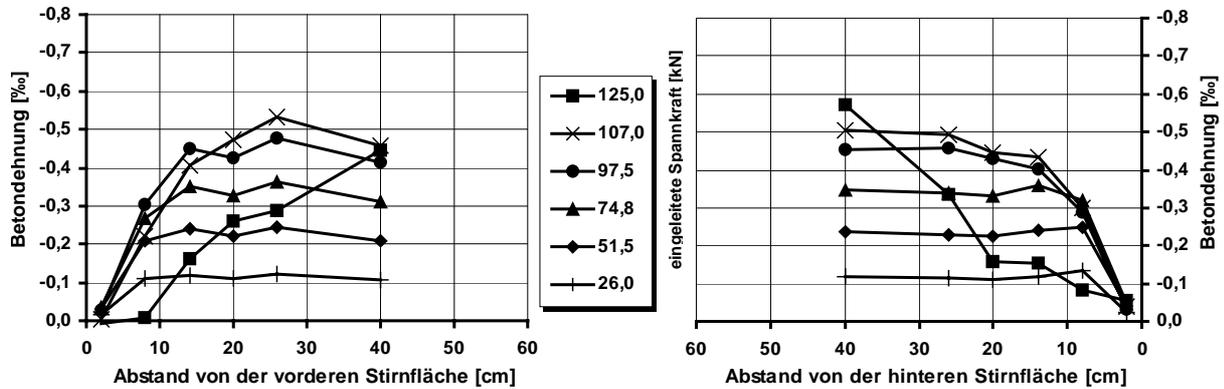


Bild B 2: Betondehnungen für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 3 (Beton M 105 KS, Spanndrahtlitzen: $s = 7,2 \text{ Ø}$, $c = 2,0 \text{ Ø}$)

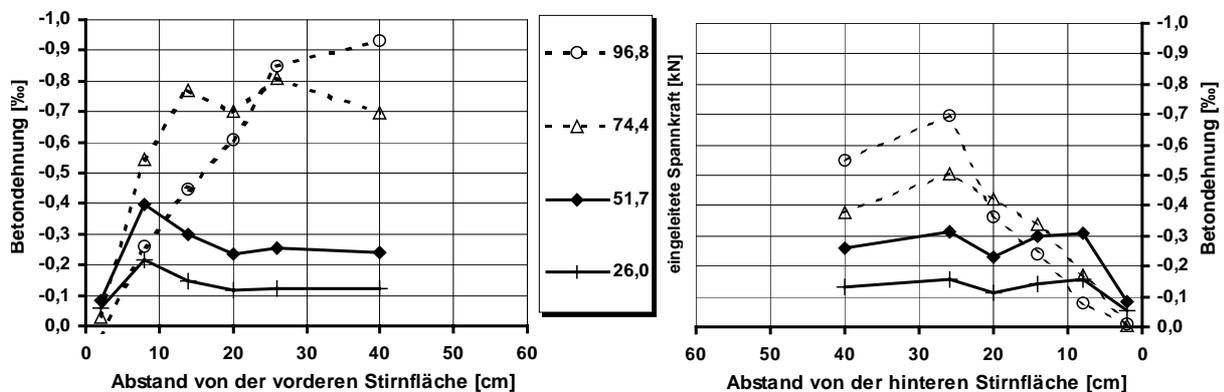


Bild B 3: Betondehnungen für vier Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 1 (Beton M 105 KS, Spanndrahtlitzen: $s = 11,4 \text{ Ø}$, $c = 1,5 \text{ Ø}$)

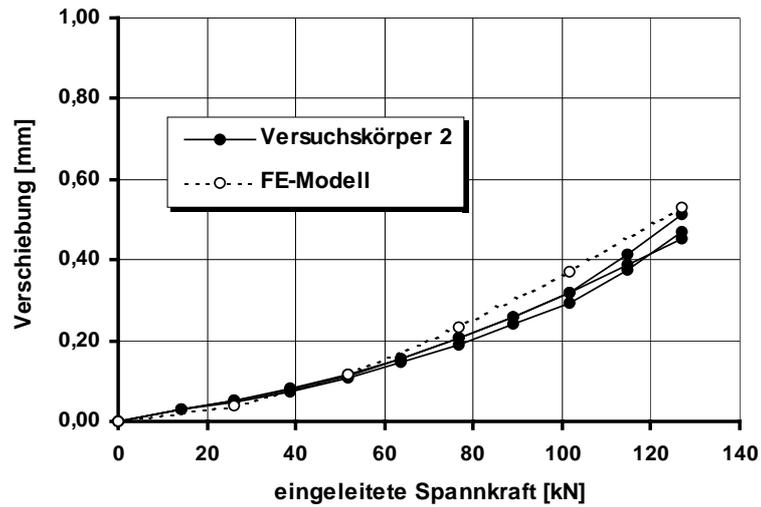


Bild B 4: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

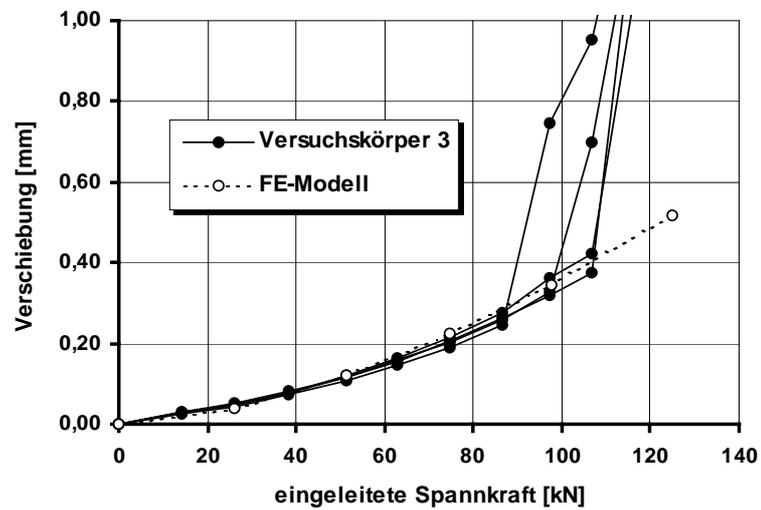


Bild B 5: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

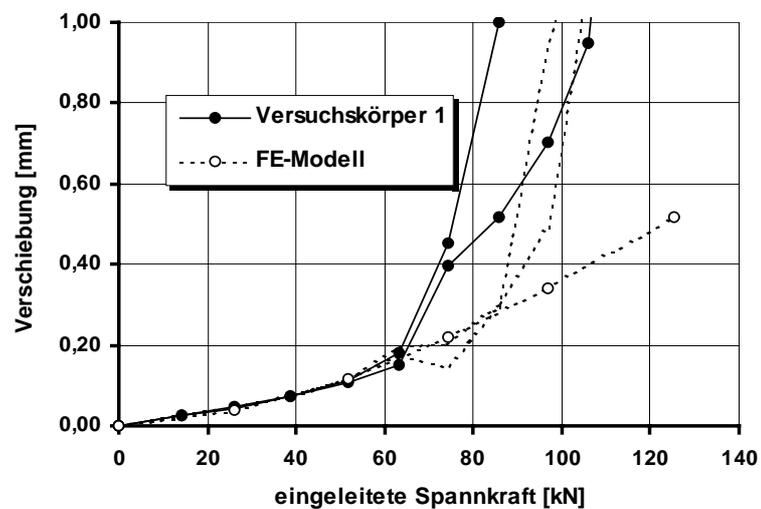


Bild B 6: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

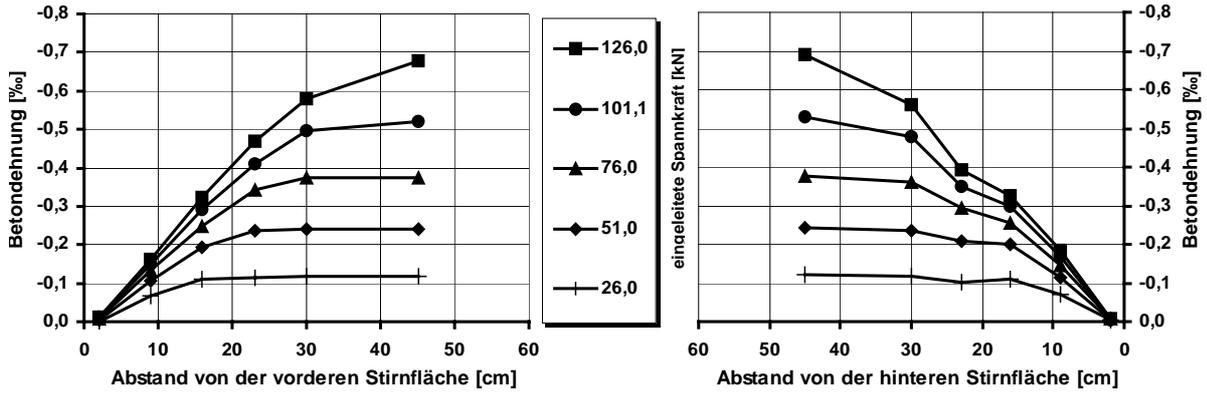


Bild B 7: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 5 (Beton M 65 K, Spanndrahtlitzen: $s = 6,2 \text{ } \varnothing$, $c = 2,5 \text{ } \varnothing$)

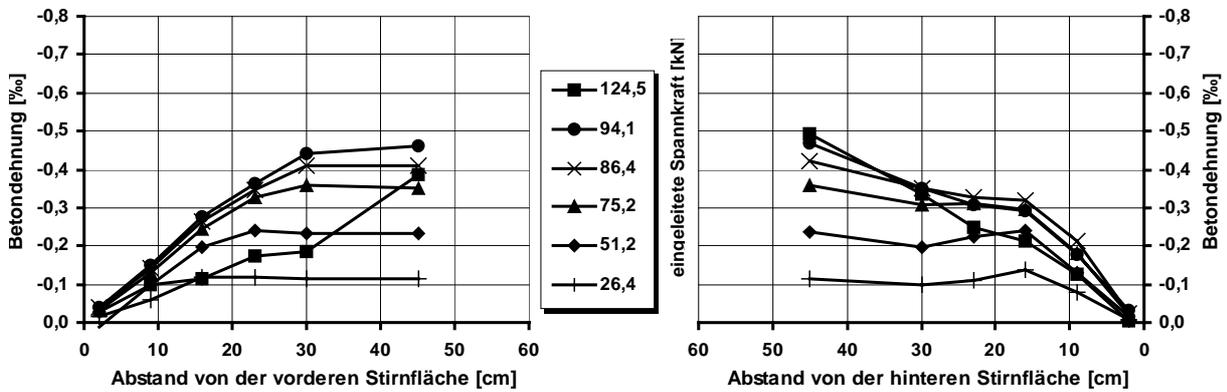


Bild B 8: Betondehnungen für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 6 (Beton M 65 K, Spanndrahtlitzen: $s = 10,0 \text{ } \varnothing$, $c = 2,0 \text{ } \varnothing$)

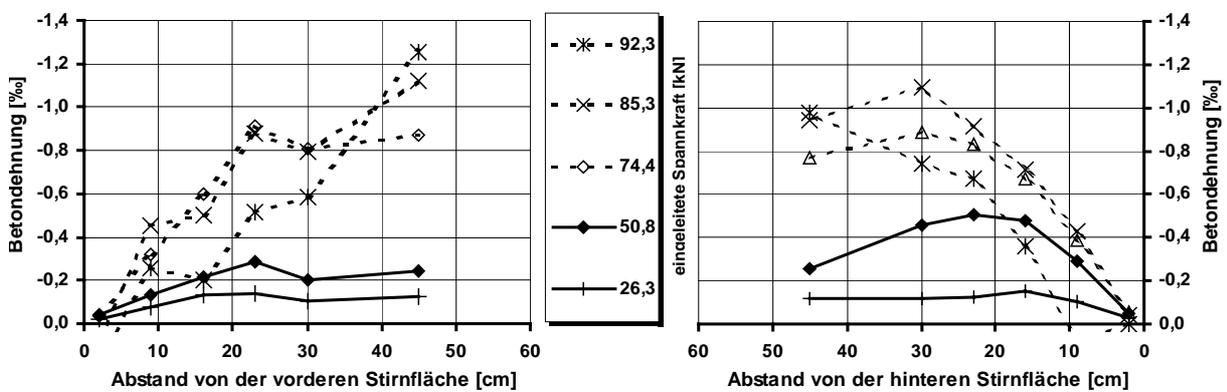


Bild B 9: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 4 (aus Beton M 65 K, Spanndrahtlitzen: $s = 15,0 \text{ } \varnothing$, $c = 1,5 \text{ } \varnothing$)

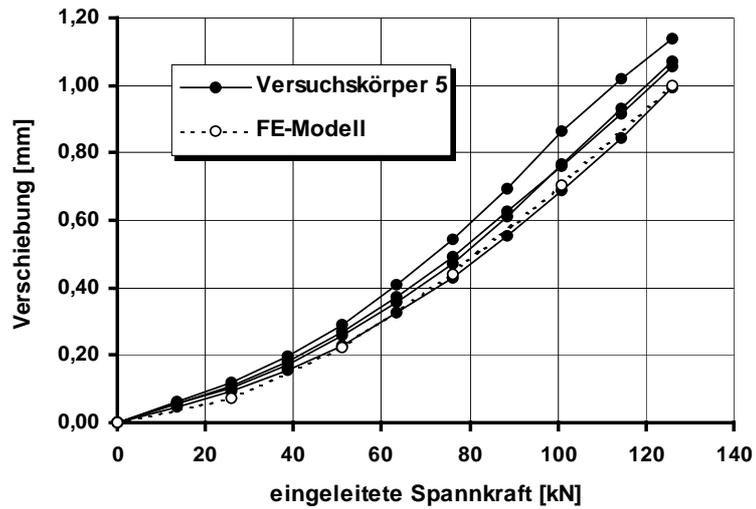


Bild B 10: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

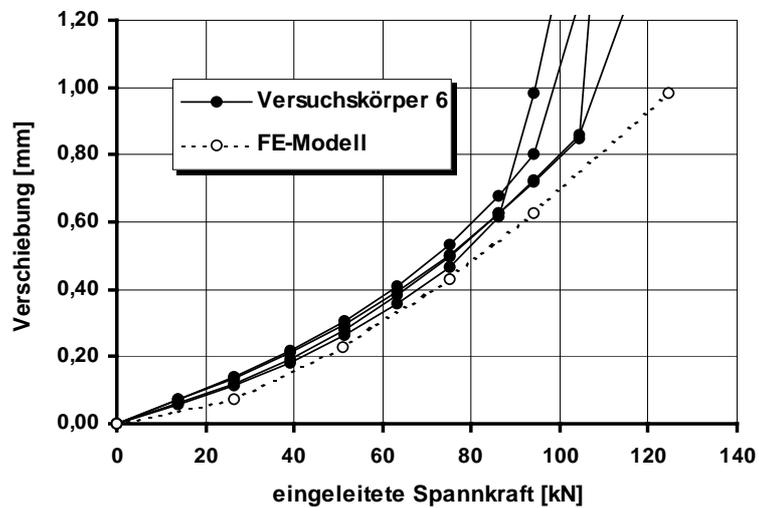


Bild B 11: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

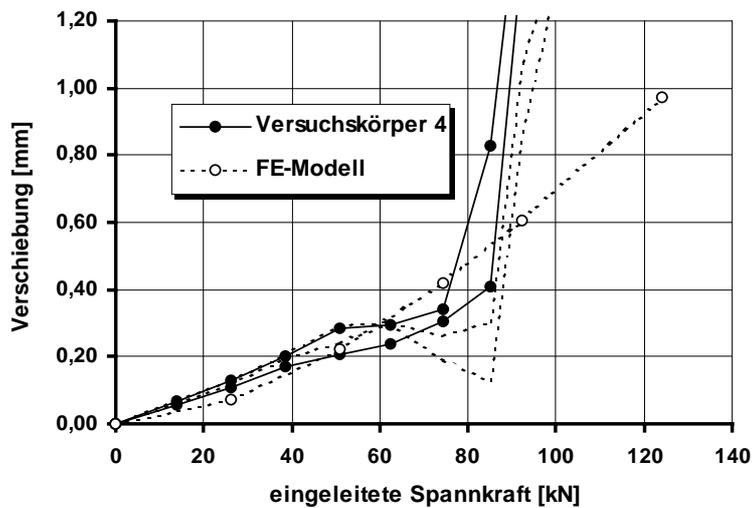


Bild B 12: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

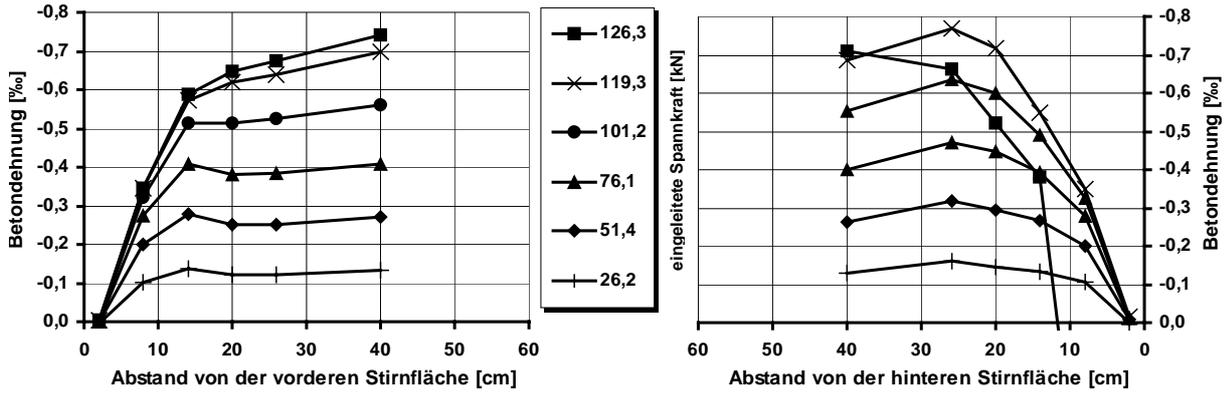


Bild B 13: Betondehnungen für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 8 (Beton M 105 BS, Spanndrahtlitzen: $s = 2,6 \text{ } \emptyset$, $c = 2,5 \text{ } \emptyset$)

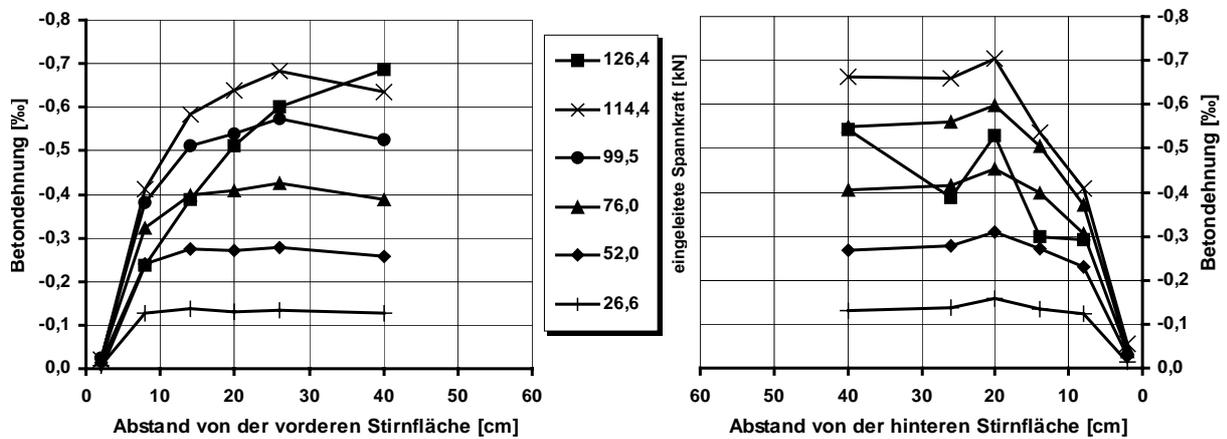


Bild B 14: Betondehnungen für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 9 (Beton M 105 BS, Spanndrahtlitzen: $s = 5,6 \text{ } \emptyset$, $c = 2,0 \text{ } \emptyset$)

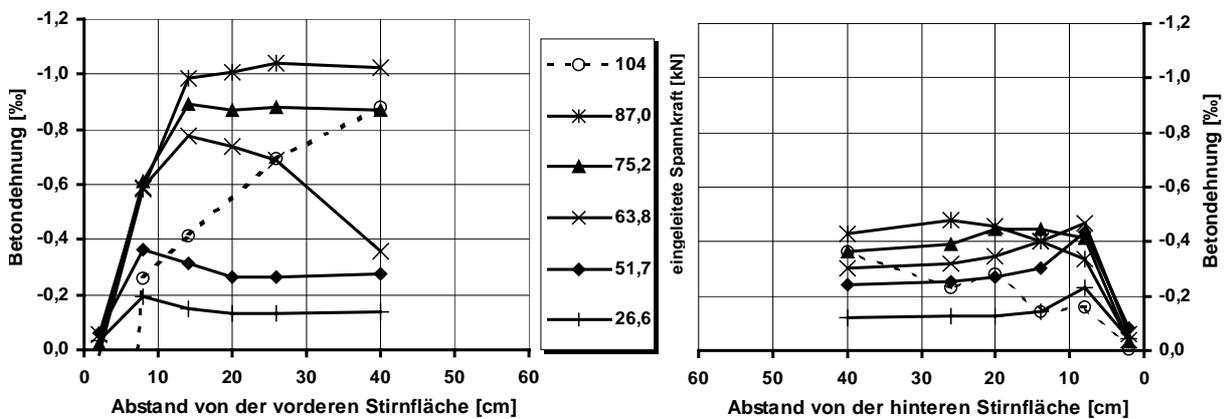


Bild B 15: Betondehnungen für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 7 (Beton M 105 BS, Spanndrahtlitzen: $s = 9,4 \text{ } \emptyset$, $c = 1,5 \text{ } \emptyset$)

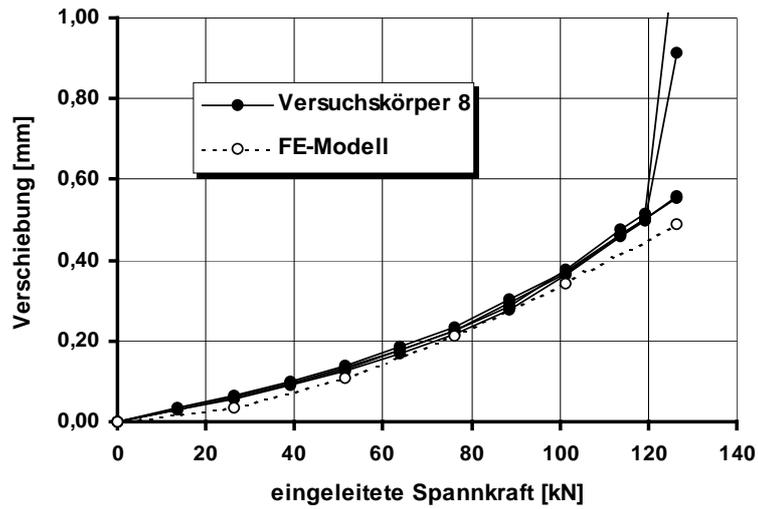


Bild B 16: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

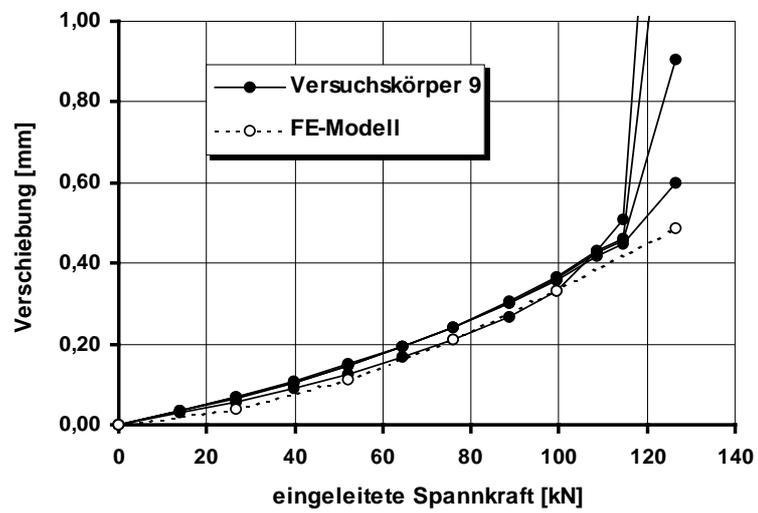


Bild B 17: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

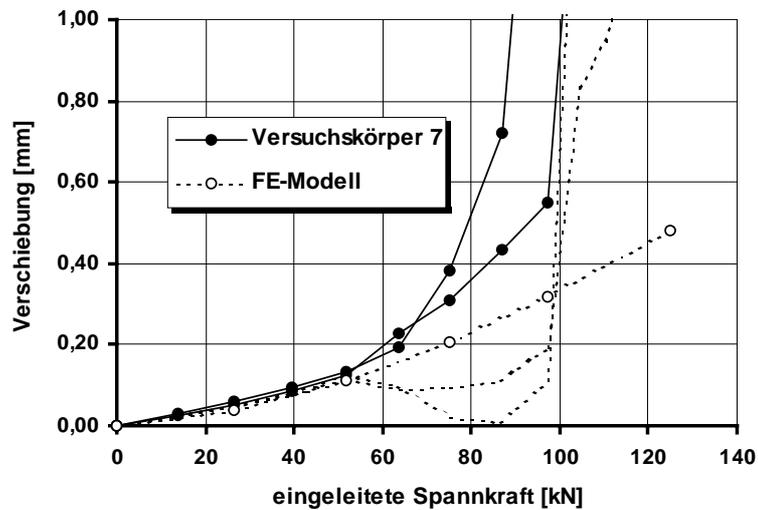


Bild B 18: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

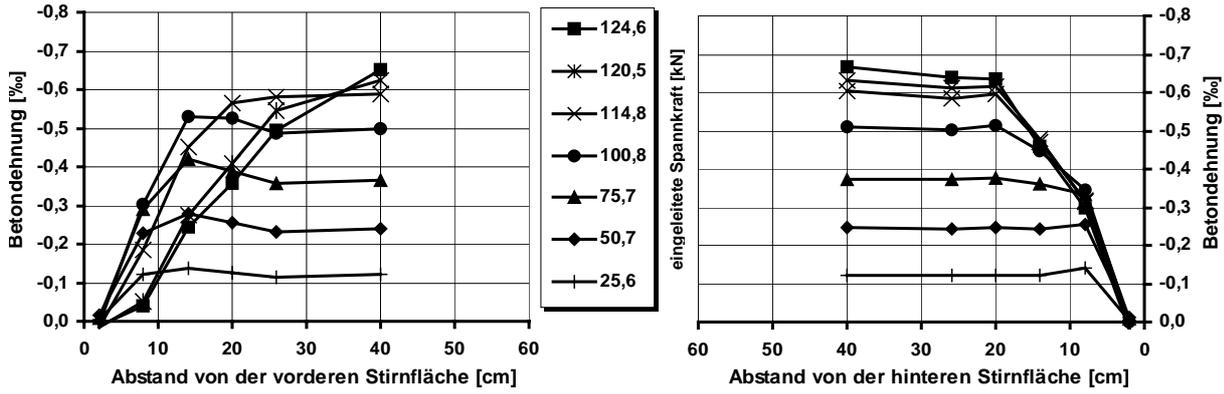


Bild B 19 Betondehnungen für sieben Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 10 (Beton M 105 KS, Spanndrahtlitzen: $s = 2,0 \text{ } \varnothing$, $c = 2,5 \text{ } \varnothing$)

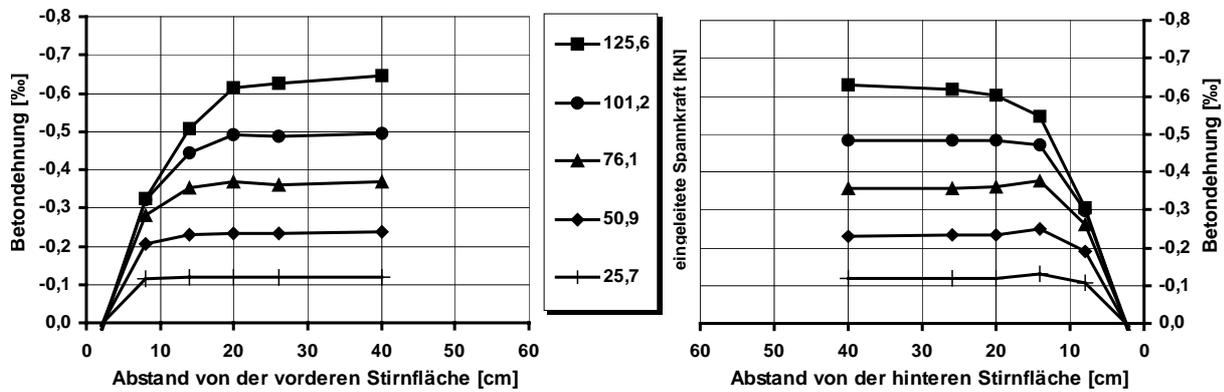


Bild B 20: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 11 (Beton M 105 KS, Spanndrahtlitzen: $s = 2,0 \text{ } \varnothing$, $c = 3,0 \text{ } \varnothing$)

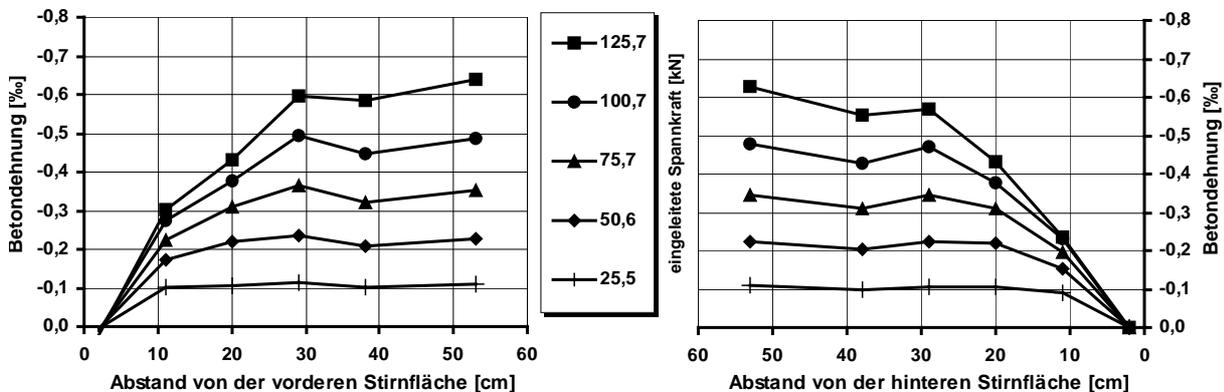


Bild B 21: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Versuchskörper 12 (Beton M 65 K, Spanndrahtlitzen: $s = 2,0 \text{ } \varnothing$, $c = 3,0 \text{ } \varnothing$)

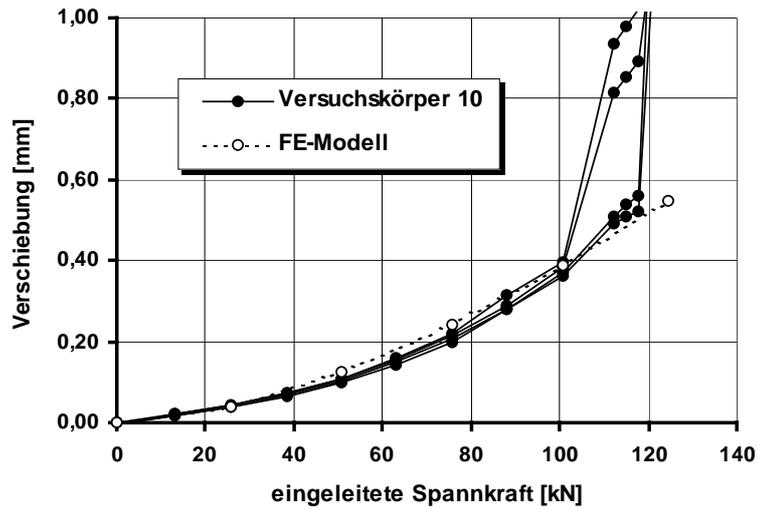


Bild B 22: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

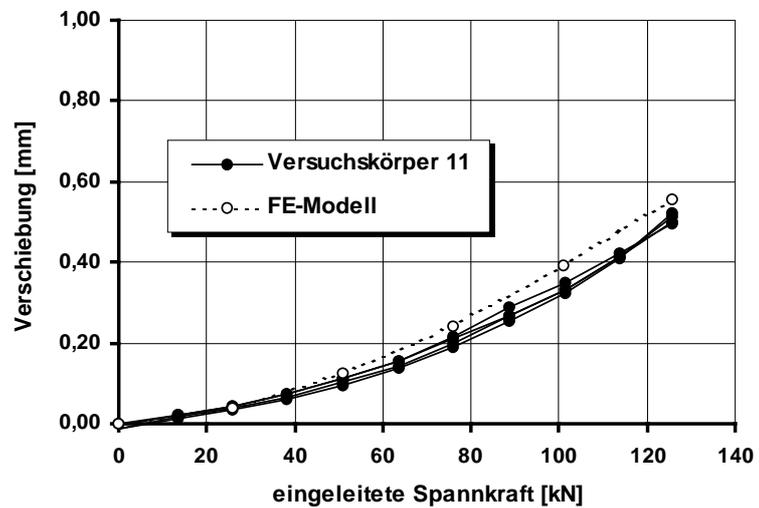


Bild B 23: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

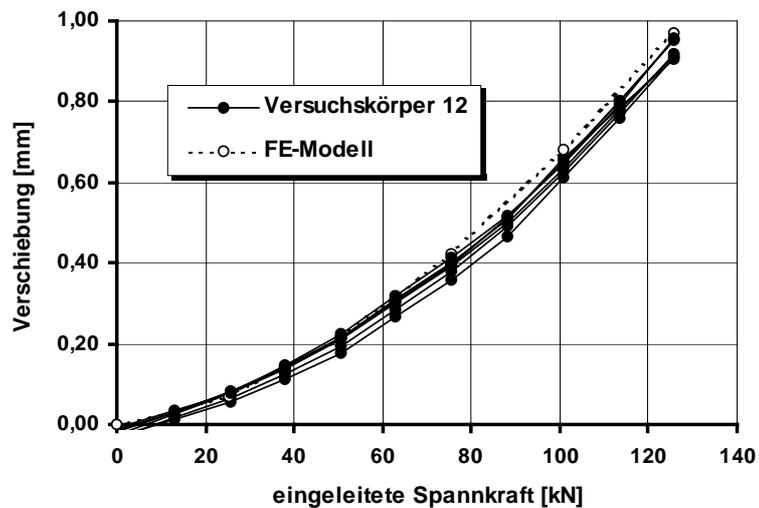


Bild B 24: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

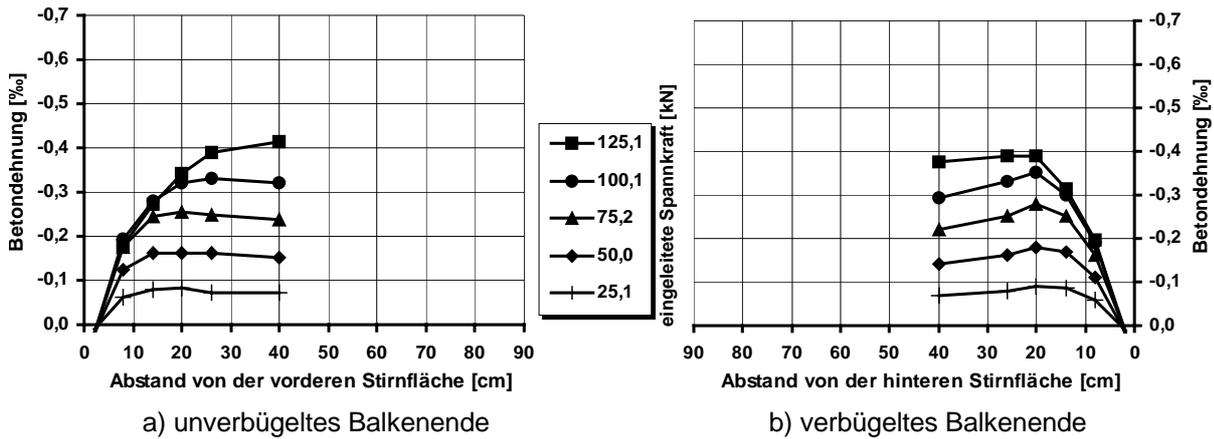


Bild B 25: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Balken 5 (Beton M 105 KS, Spanndrahtlitzen: $s = 2,0 \text{ } \varnothing$, $c = 3,0 \text{ } \varnothing$)

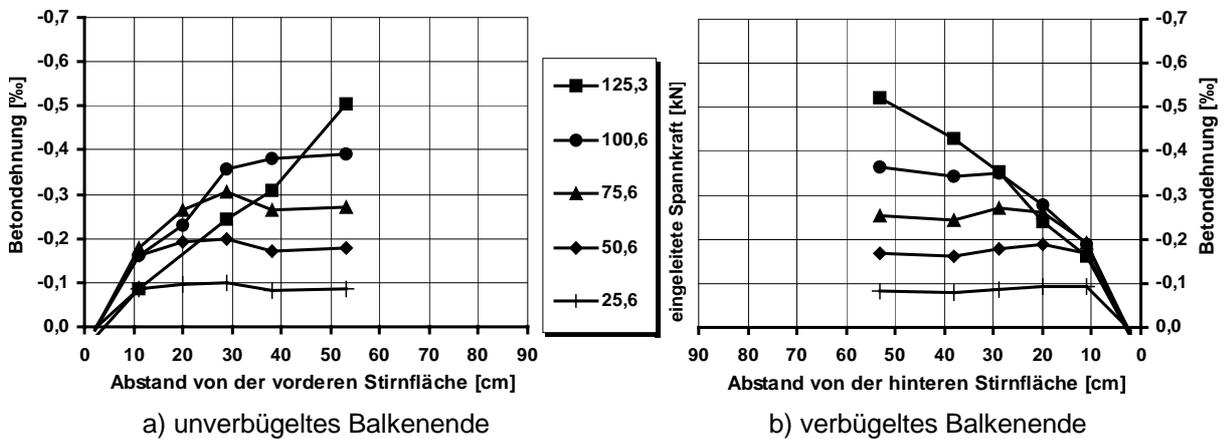


Bild B 26: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Balken 6 (Beton M 65 K, Spanndrahtlitzen: $s = 2,0 \text{ } \varnothing$, $c = 3,0 \text{ } \varnothing$)

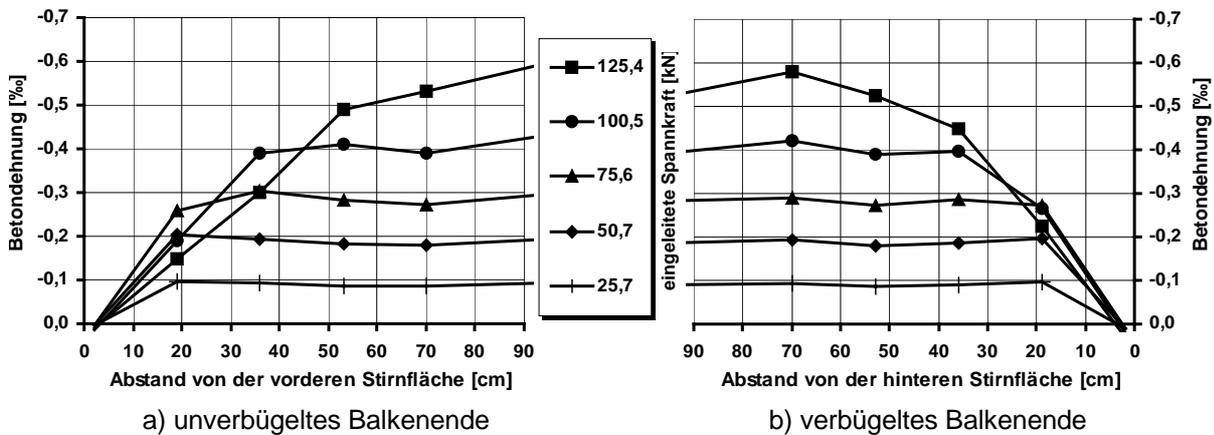


Bild B 27: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Balken 7 (Beton M 45 K, Spanndrahtlitzen: $s = 2,0 \text{ } \varnothing$, $c = 3,0 \text{ } \varnothing$)

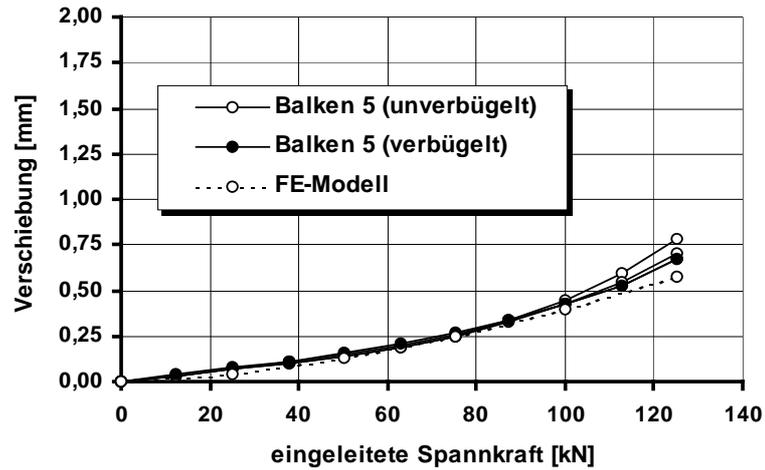


Bild B 28: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

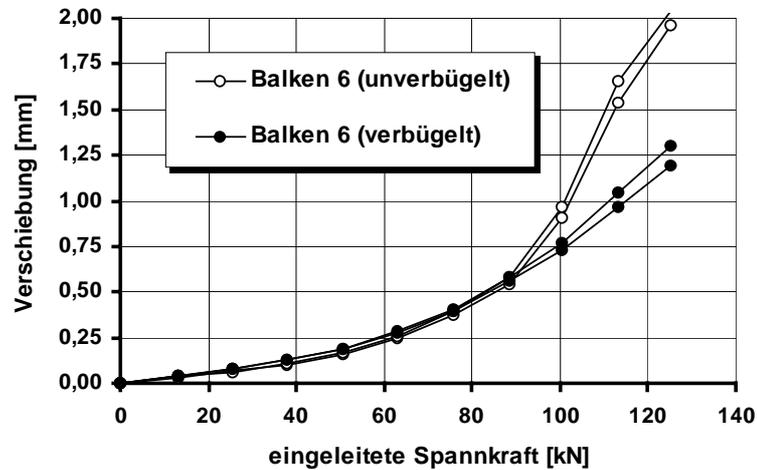


Bild B 29: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

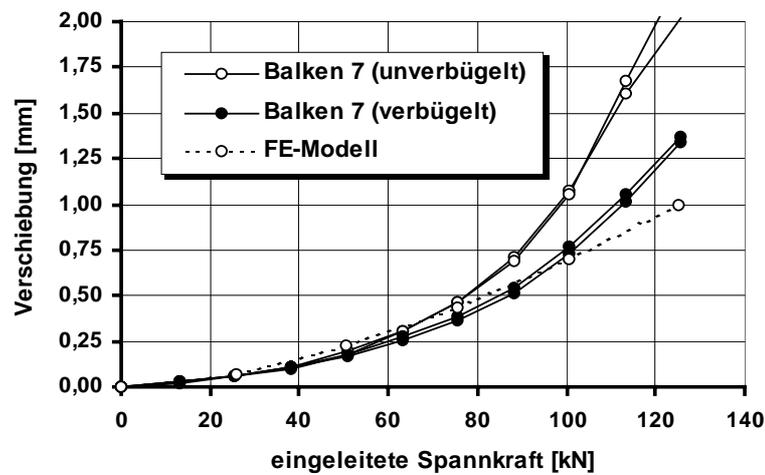
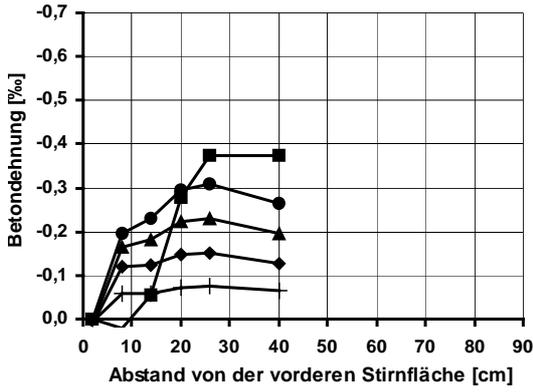
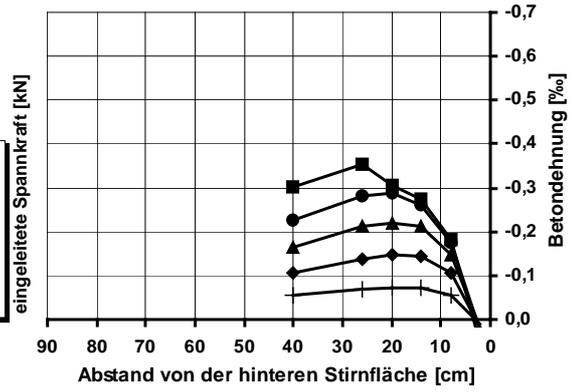


Bild B 30: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

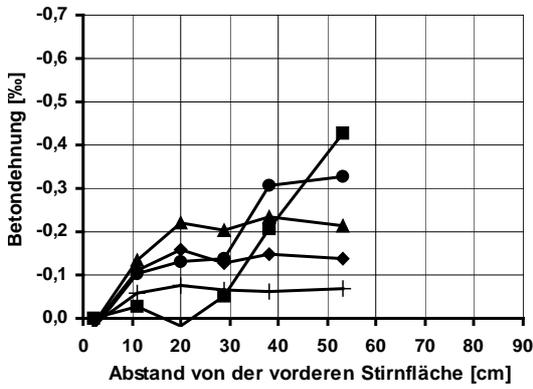


a) unverbügeltes Balkenende

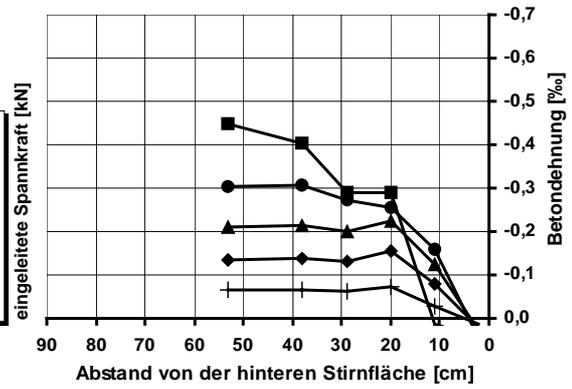


b) verbügeltes Balkenende

Bild B 31: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Balken 8 (Beton M 105 KS, gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)

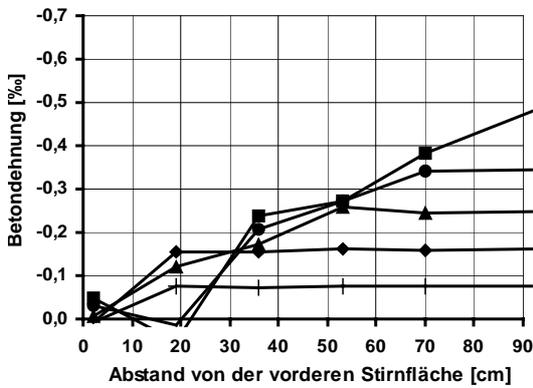


a) unverbügeltes Balkenende

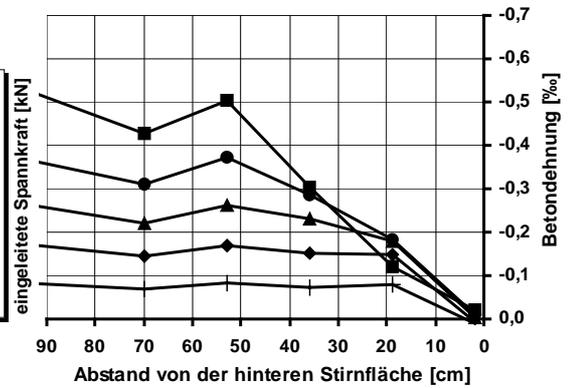


b) verbügeltes Balkenende

Bild B 32: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Balken 9 (Beton M 65 K, gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)



a) unverbügeltes Balkenende



b) verbügeltes Balkenende

Bild B 33: Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung bei Balken 10 (Beton M 45 K, gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)

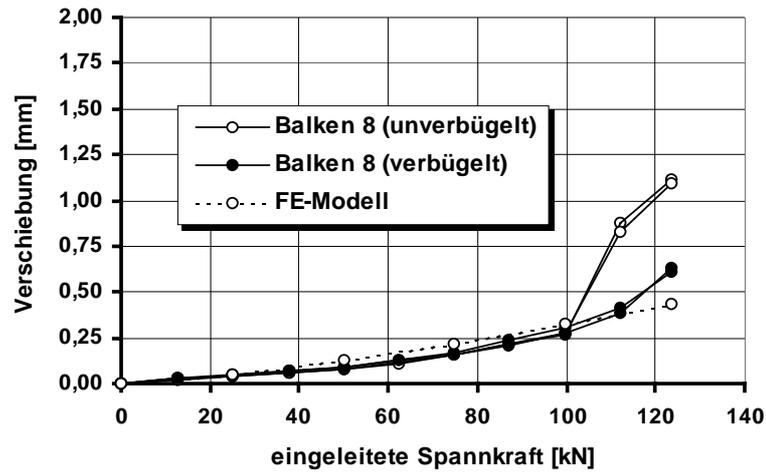


Bild B 34: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

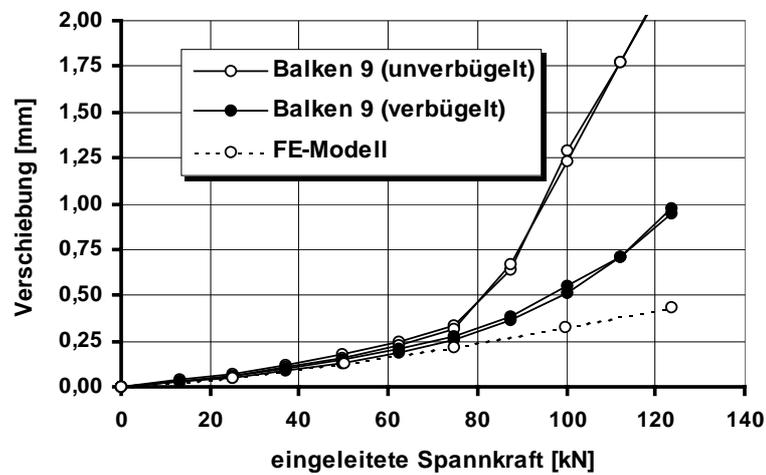


Bild B 35: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

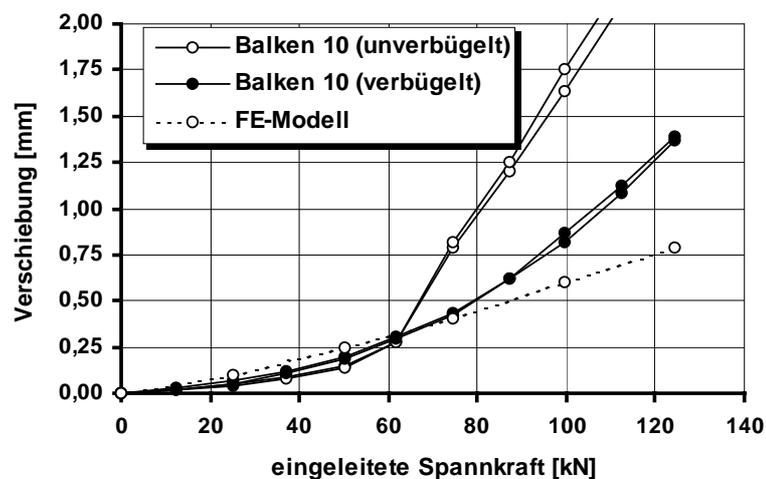


Bild B 36: Verschiebungen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung

Körper 4 $\beta_{W150} = 46,5$ $\beta_{SZ} = 2,95$ β [N/mm ²] $c = 1,5\emptyset$ $s = 15,0\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 1 $\beta_{W150} = 77,3$ $\beta_{SZ} = 3,53$ β [N/mm ²] $c = 1,5\emptyset$ $s = 11,4\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 7 $\beta_{W150} = 80,7$ $\beta_{SZ} = 3,60$ β [N/mm ²] $c = 1,5\emptyset$ $s = 9,4\emptyset$	vorne	
	hinten	

Körper 6 $\beta_{W150} = 46,5$ $\beta_{SZ} = 2,95$ β [N/mm ²] $c = 2,0\emptyset$ $s = 10,0\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 3 $\beta_{W150} = 77,3$ $\beta_{SZ} = 3,53$ β [N/mm ²] $c = 2,0\emptyset$ $s = 7,2\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 9 $\beta_{W150} = 80,7$ $\beta_{SZ} = 3,60$ β [N/mm ²] $c = 2,0\emptyset$ $s = 5,6\emptyset$	vorne	
	hinten	

Körper 5 $\beta_{W150} = 46,5$ $\beta_{SZ} = 2,95$ β [N/mm ²] $c = 2,5\emptyset$ $s = 6,2\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 2 $\beta_{W150} = 77,3$ $\beta_{SZ} = 3,53$ β [N/mm ²] $c = 2,5\emptyset$ $s = 4,2\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 8 $\beta_{W150} = 80,7$ $\beta_{SZ} = 3,60$ β [N/mm ²] $c = 2,5\emptyset$ $s = 2,6\emptyset$	vorne	
	hinten	

Körper 10 $\beta_{W150} = 73,8$ $\beta_{SZ} = -$ β [N/mm ²] $c = 2,5\emptyset$ $s = 2,0\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 12 $\beta_{W150} = 48,3$ $\beta_{SZ} = 2,93$ β [N/mm ²] $c = 3,0\emptyset$ $s = 2,0\emptyset$	vorne	
	hinten	
Körper 11 $\beta_{W150} = 74,2$ $\beta_{SZ} = 4,24$ β [N/mm ²] $c = 3,0\emptyset$ $s = 2,0\emptyset$	vorne	
	hinten	

Bild B 37: Übersicht der Sprengrißbildung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Anhang C: Angaben zu den Zugkörperversuchen

Zugkörper [Nr.]	Spannstahl [-]	Bewehrungsgrad μ [%]	Beton- sorte [-]	Spannkraft P_0 nach dem Vor- spannen [kN]	Betonalter beim Zugkörper- versuch [Tage]	Spannkraft P_t beim Zugkörper- versuch [kN]
1	2 Litzen 0,5"	1,77	M 105 KS	233	14	206
2	2 Litzen 0,5"	1,50	M 65 K	228	14	200
3	2 Litzen 0,5"	2,07	M 105 BS	226	14	178
4	4 Litzen 0,5"	1,84	M 105 KS	454	14	387
5	4 Litzen 0,5"	1,80	M 105 KS	456	14	402
6	4 Litzen 0,5"	1,49	M 65 K	456	14	409

Tafel C 1: Übersicht der durchgeführten Zugkörperversuche

Beton- sorte [-]	Zugkörper [Nr.]	14-Tage Erhärtungsprüfung				28-Tage Güteprüfung
		Würfel- druck- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Würfeldruck- festigkeit [N/mm ²]
M 65 K	2	81,8	3,89	63,5	40526	88,5
	6	86,3	4,83	69,0	43174	88,8
M 105 KS	1	105,6	5,87	96,2	45865	112,3
	4	98,1	4,76	88,9	44085	113,6
	5	112,7	4,55	92,8	43485	109,9
M 105 BS	3	112,8	3,98	88,8	43297	116,6

Tafel C 2: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen

Eigenschaften der Spanndrahtlitzen: siehe Tafel B 5

Zugkörper [Nr.]	Spannstahlspannung nach dem Vorspannen σ_{p0} [N/mm ²]	zeitabhängige Dehnungen				Spannstahlspannung beim Zugkörperversuch* σ_{pt} [N/mm ²]	Spannkraftverlust [%]	Dekompressionskraft [kN]
		Frühschwinden 24h $\Delta\varepsilon_{c,s}$ [‰]	Schwinden $\varepsilon_{c,s}$ [‰]	Kriechen $\varepsilon_{c,c}$ [‰]	Gesamt $\Sigma\varepsilon_{c,c+s}$ [‰]			
1	1255	-	-0,284	-0,152	-	1108	12	224
2	1225	-	-0,460	-0,076	-	1075	12	215
3	1217	-	-0,516	-0,314	-	957	21	197
4	1220	-0,410	-0,423	-0,146	-0,979	1040	15	431
5	1225	-0,448	-0,422	-0,110	-0,980	1081	12	439
6	1228	-0,288	-0,287	-0,105	-0,680	1099	11	440

Tafel C 3: Zeitabhängige Spannstahlspannungen, Betondehnungen in Spannstahlhöhe und Dekompressionskräfte

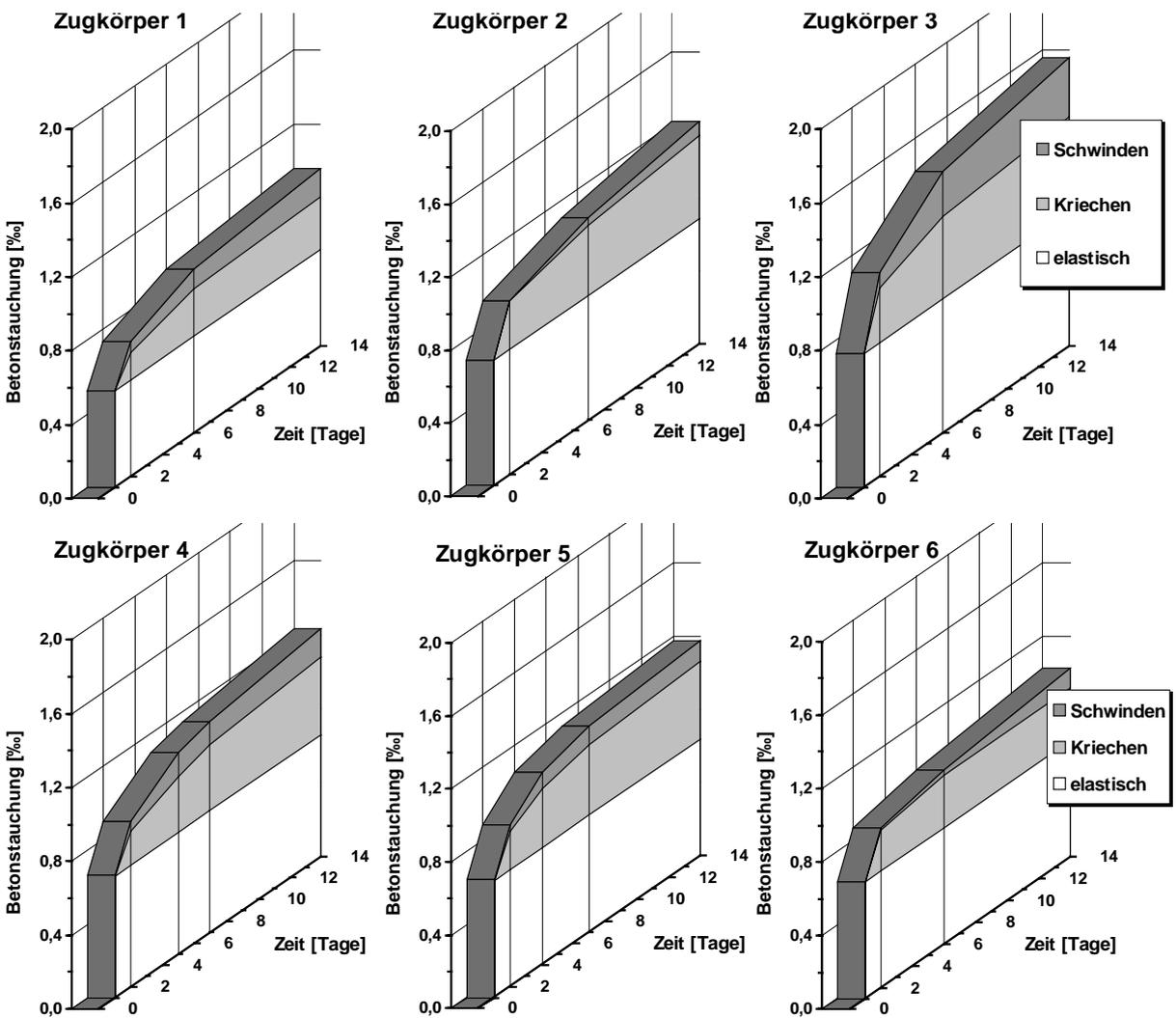


Bild C 1: Dehnungen des Betons beim Vorspannen bis zum Zugkörperversuch

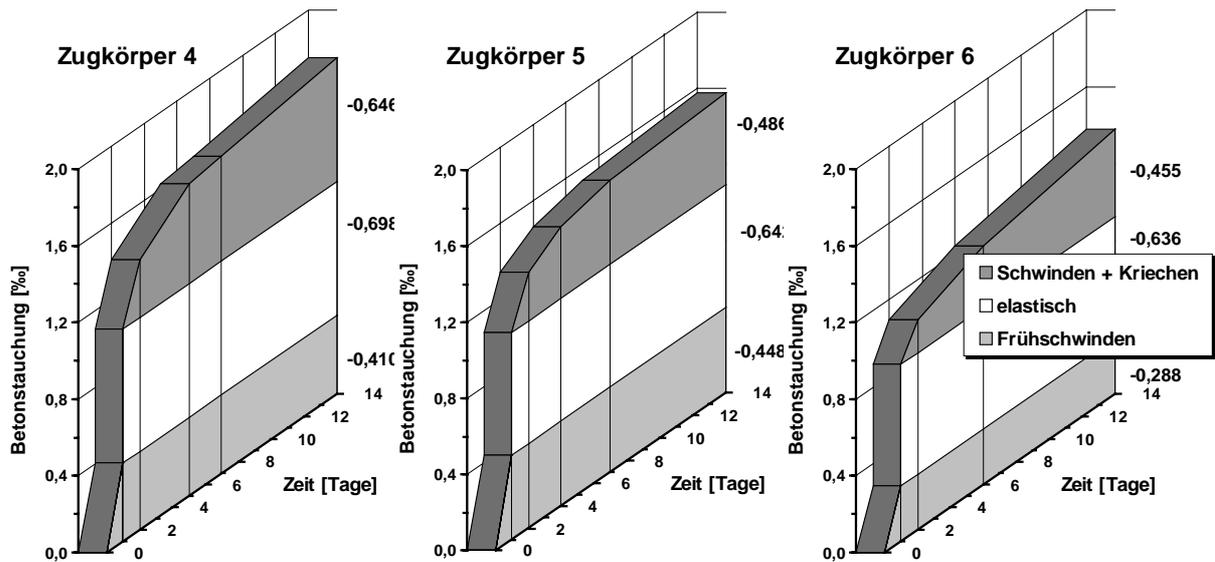


Bild C 2: Gesamtdehnungen des Spannstahls im Sollriß bis zum Zugkörperversuch (Fröhschwinden aus Differenz $\Delta\epsilon_{c,s}$ zu Betondehnungen der induktiven Meßstrecken bei der Spannkrafteinleitung)

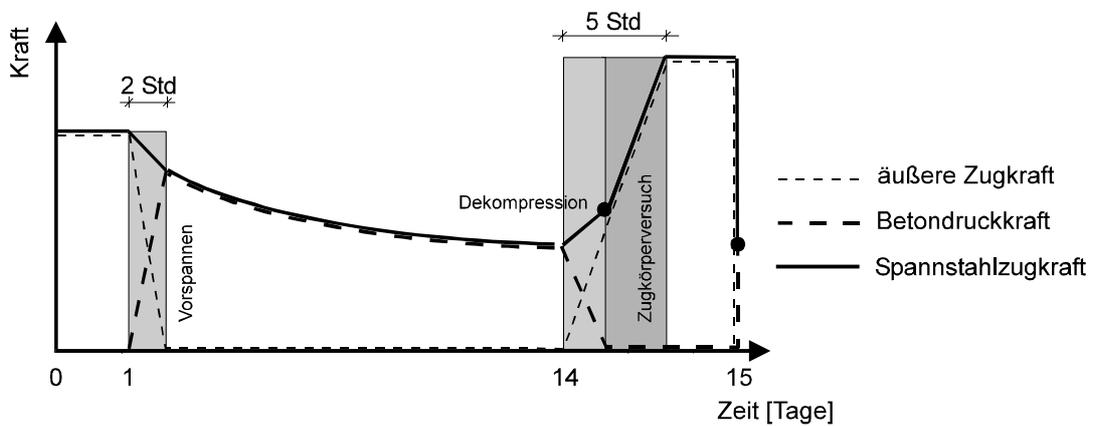


Bild C 3: Zeitlicher Verlauf der äußeren Zugkraft, der Spannstahlzugkraft und der Betondruckkraft

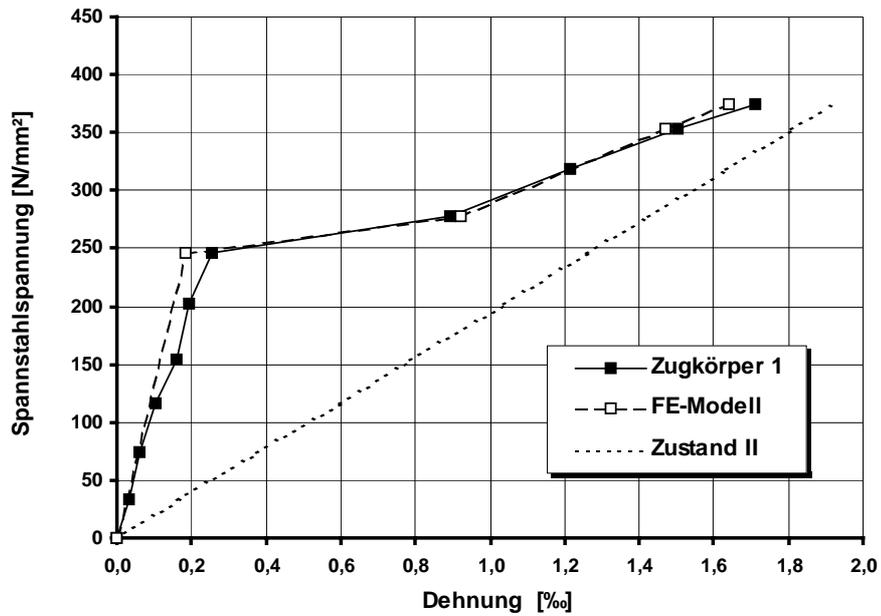


Bild C 4: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 1 ab der Laststufe der Dekompression ($Z_{DEK} = 224 \text{ kN}$)

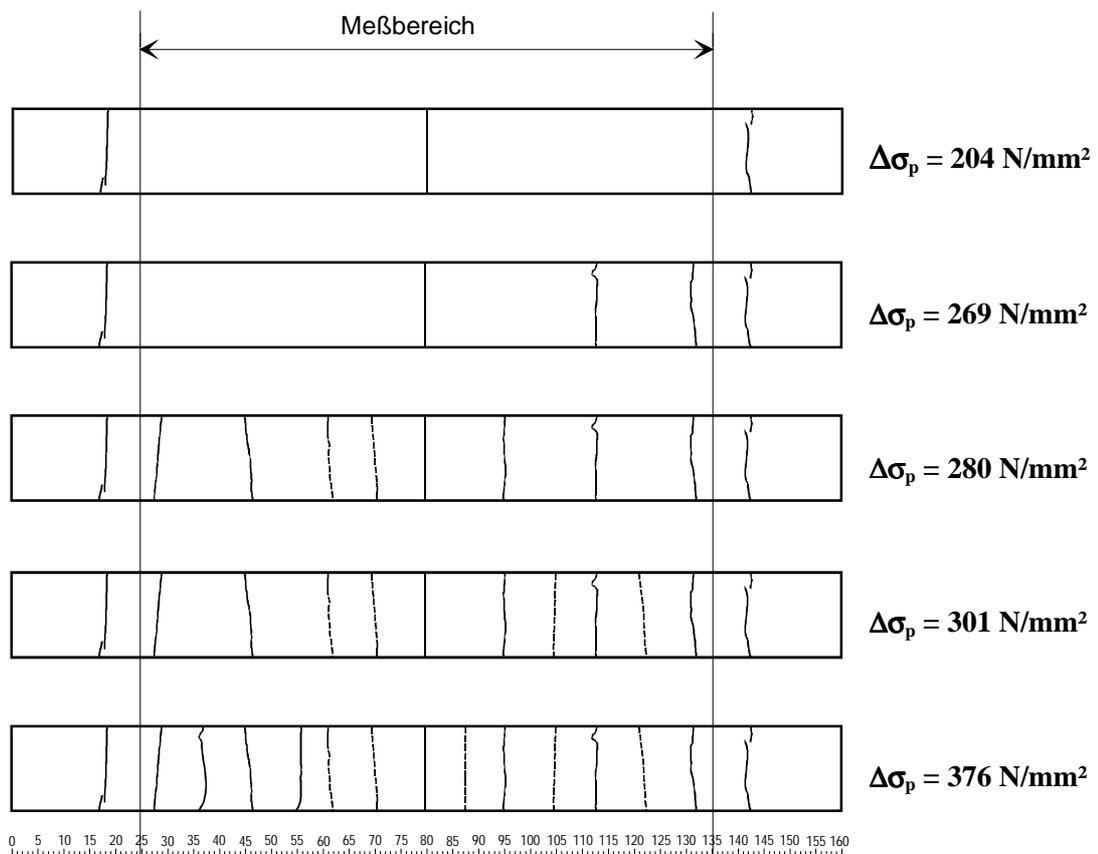


Bild C 5: Rißbild bei verschiedenen Laststufen des Zugkörpers 1 (2 Litzen 0,5“, $\mu = 1,77\%$)

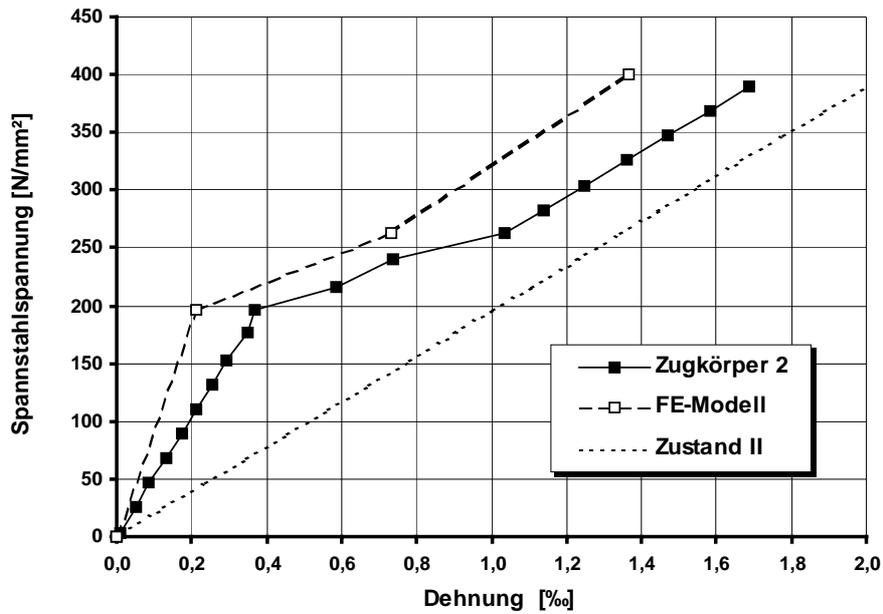


Bild C 6: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 2 ab der Laststufe der Dekompression ($Z_{DEK} = 215 \text{ kN}$)

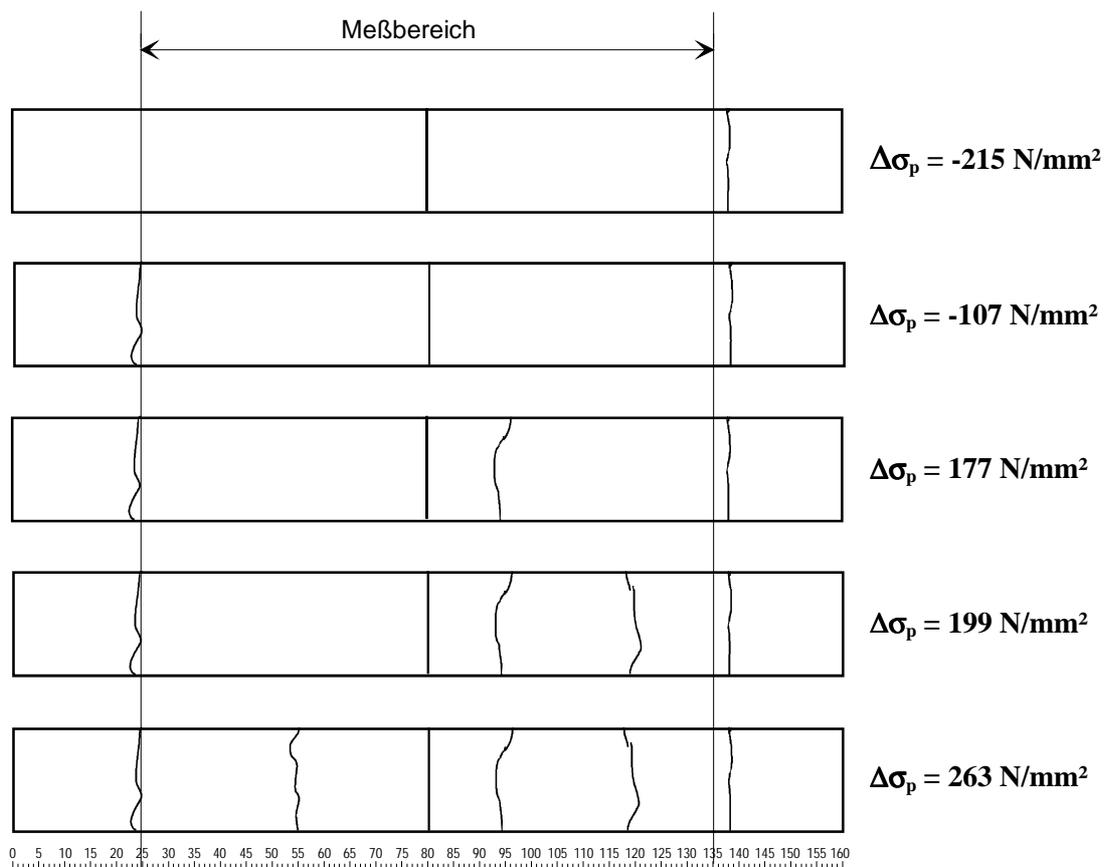


Bild C 7: Rißbild bei verschiedenen Laststufen des Zugkörpers 2 (2 Litzen 0,5“, $\mu = 1,50\%$)

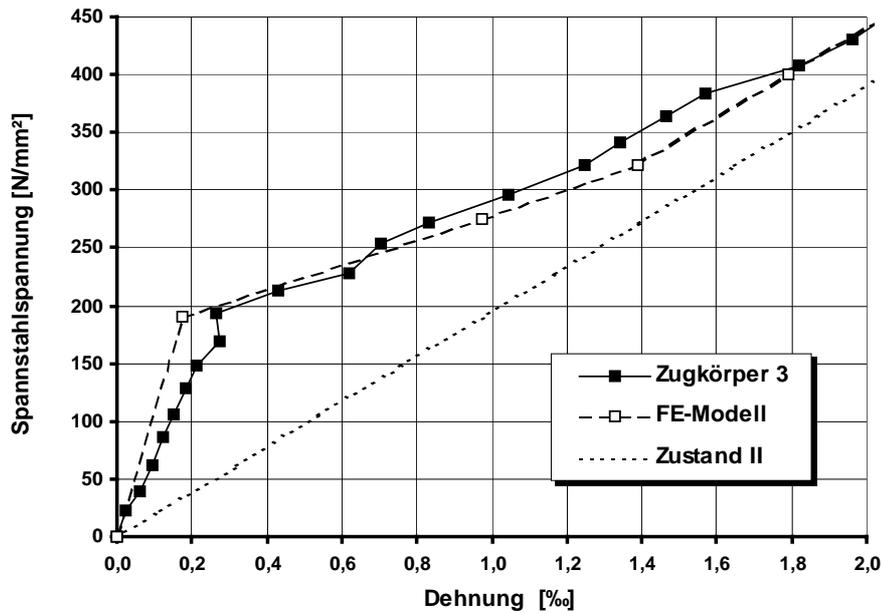


Bild C 8: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 3 ab der Laststufe der Dekompression ($Z_{DEK} = 196 \text{ kN}$)

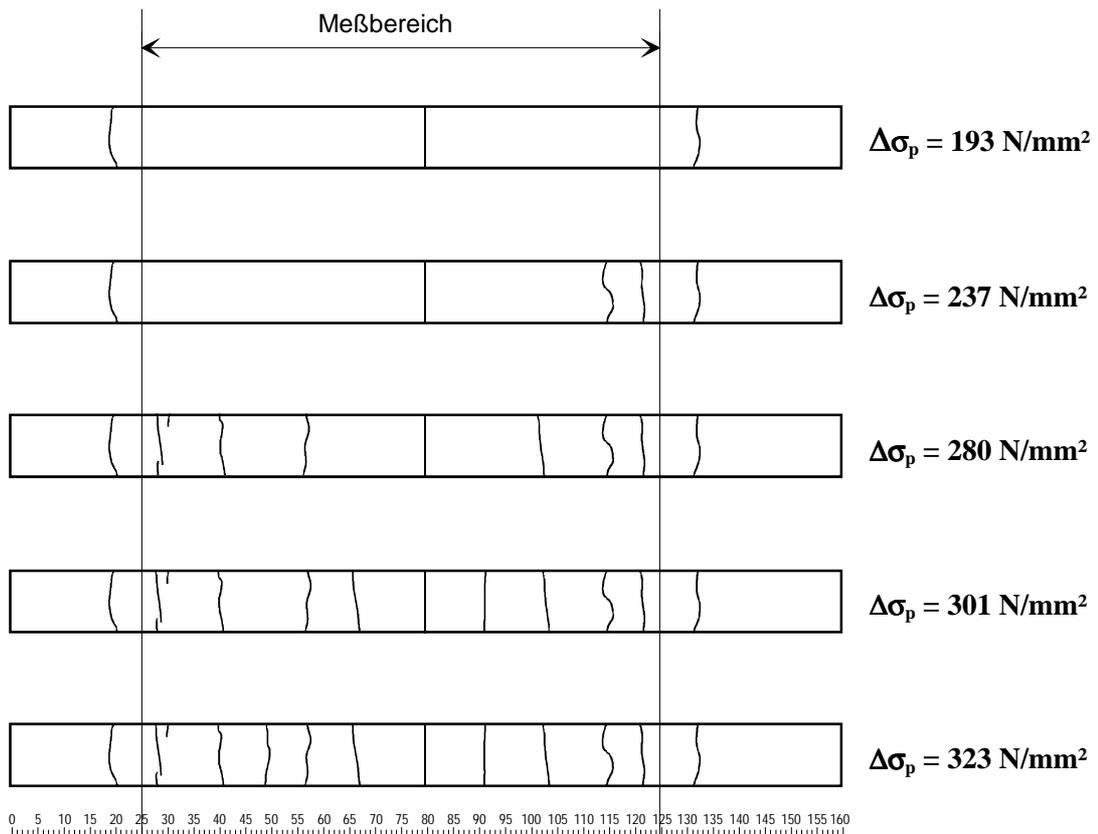


Bild C 9: Rißbild bei verschiedenen Laststufen des Zugkörpers 3 (2 Litzen 0,5“, $\mu = 2,07\%$)

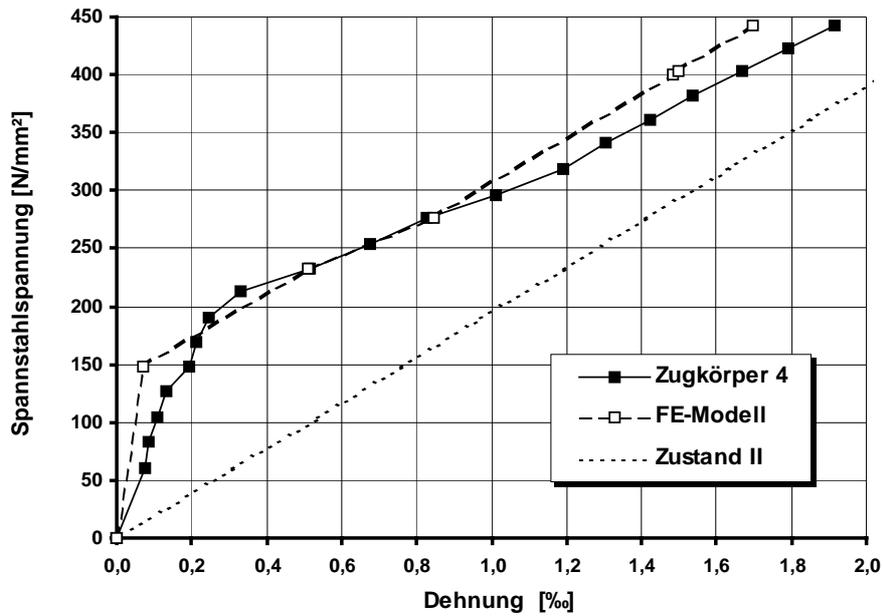


Bild C 10: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 4 ab der Laststufe der Dekompression ($Z_{DEK} = 211 \text{ kN}$)

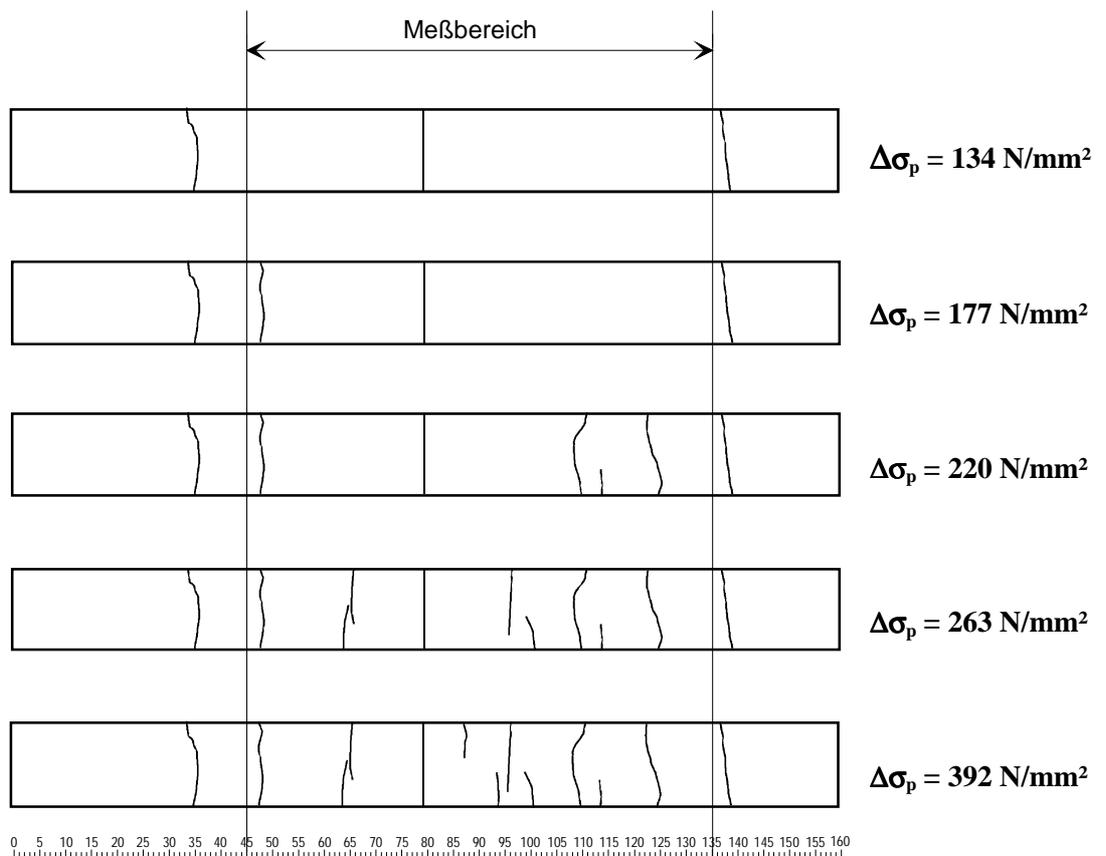


Bild C 11: Rißbild bei verschiedenen Laststufen des Zugkörpers 4 (4 Litzen 0,5“, $\mu = 1,84\%$)

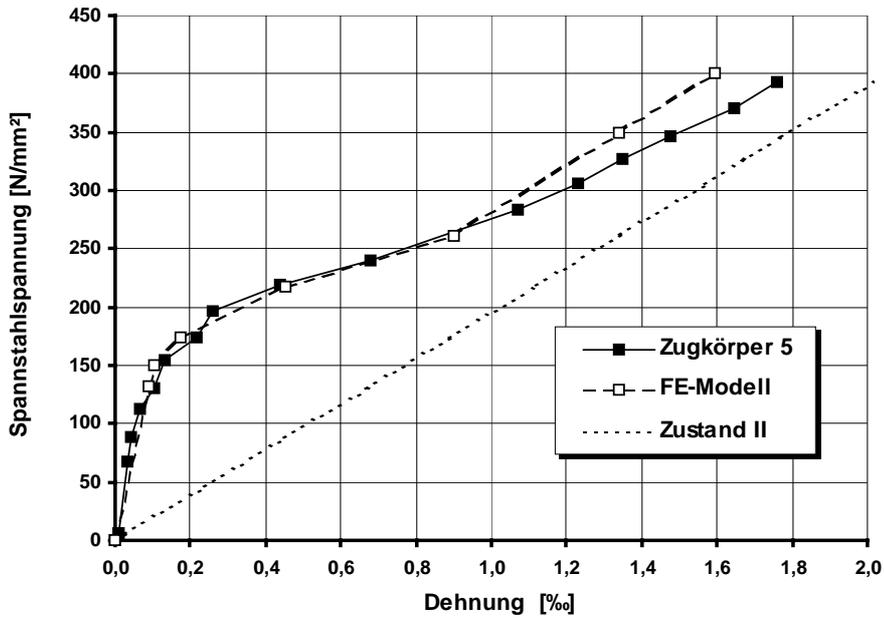


Bild C 12: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 5 ab der Laststufe der Dekompression ($Z_{DEK} = 219 \text{ kN}$)

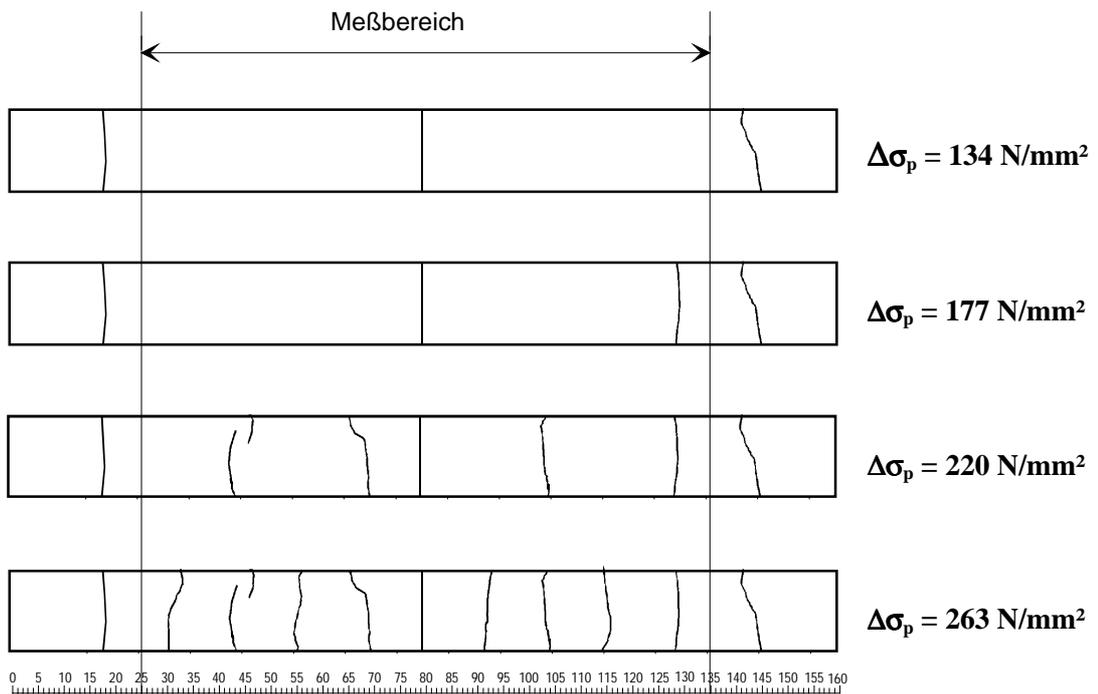


Bild C 13: Rißbild bei verschiedenen Laststufen des Zugkörpers 5 (4 Litzen 0,5“, $\mu = 1,80\%$)

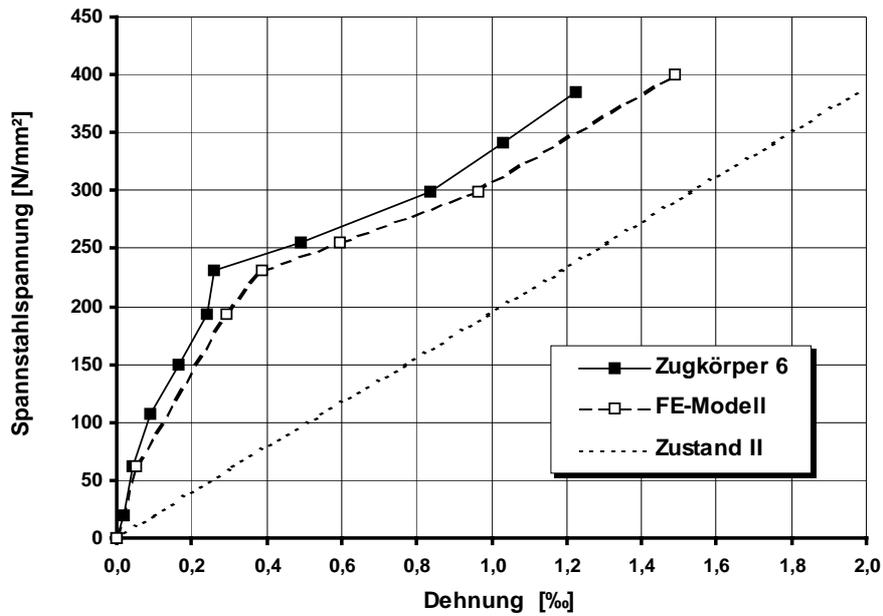


Bild C 14: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Zugkörper 6 ab der Laststufe der Dekompression ($Z_{DEK} = 220 \text{ kN}$)

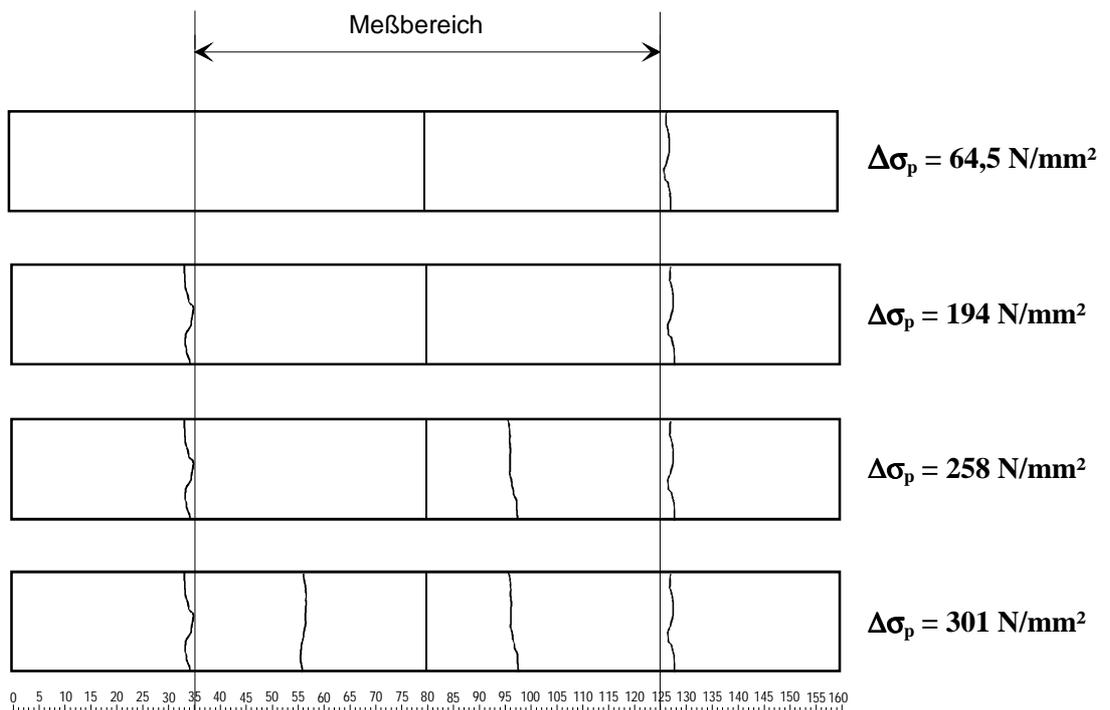


Bild C 15: Rißbild bei verschiedenen Laststufen des Zugkörpers 6 (4 Litzen 0,5“, $\mu = 1,49\%$)

Anhang D: Angaben zu den Balkenversuchen

Balken	Spannstahl	Bewehrungsgrad μ	Beton-sorte	Spannkraft P_0 nach dem Vorspannen	Betonalter beim Balkenversuch	Spannkraft P_t beim Balkenversuch
[Nr.]	[-]	[%]	[-]	[kN]	[Tage]	[kN]
1	4 Litzen 0,5"	0,89	M 105 KS	160	14 / 35	121 / 118
2	4 Litzen 0,5"	0,89	M 65 K	157	14 / 20	121 / 118
3	6 Litzen 0,5"	1,33	M 105 KS	233	14 / 21	181 / 180
4	4 Litzen 0,5"	0,89	M 105 KS	157	14 / 21	121 / 118
5	4 Litzen 0,5"	0,47	M 105 KS	472	53	415
6	4 Litzen 0,5"	0,47	M 65 K	467	51	404
7	4 Litzen 0,5"	0,47	M 45 K	465	32	427
8	4 Drähte $\varnothing 12$ mm	0,51	M 105 KS	465	79	389
9	4 Drähte $\varnothing 12$ mm	0,51	M 65 K	455	54	382
10	4 Drähte $\varnothing 12$ mm	0,51	M 45 K	462	38	414

... / ... Gebrauchslast- / Bruchversuch

Tafel D 1: Übersicht der durchgeführten Balkenversuche

Beton-sorte	Balken	14 Tage Erhärtungsprüfung (Zugzone)				28 Tage Güteprüfung	
		Würfeldruckfestigkeit	Spaltzugfestigkeit	Zylinderdruckfestigkeit	E-Modul	Würfeldruckfestigkeit (Zugzone)	Würfeldruckfestigkeit (Druckzone)
[-]	[Nr.]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
M 65 K	2	76,5	3,43	60,8	37945	85,8	84,2
M 105 KS	1	103,1	5,22	83,8	41018	108,6	108,0
	3	104,3	4,43	84,9	41780	111,9	115,4
	4	108,2	4,64	87,9	43954	105,0	109,0

Tafel D 2: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der Balken 1 bis 4

Beton- sorte [-]	Balken [Nr.]	Erhärtungsprüfung zum Zeitpunkt des Balkenversuchs		28 Tage Güteprüfung		
		Zylinder- druck- festigkeit (Zugzone) [N/mm ²]	E-Modul (Zugzone) [N/mm ²]	Wüfel- druck- festigkeit (Zugzone) [N/mm ²]	Wüfel- druck- festigkeit (Stegbereich) [N/mm ²]	Wüfel- druck- festigkeit (Druckzone) [N/mm ²]
M 45 K	7	43,9	36410	56,8	wie Zugzone	56,4
	10	42,8	37106	55,0	60,4	52,8
M 65 K	6	62,8	41016	80,1	wie Zugzone	80,8
	9	64,9	41652	81,5	82,2	85,8
M 105 KS	5	99,2	44215	108,9	wie Zugzone	110,2
	8	97,8	43533	106,7	110,7	114,0

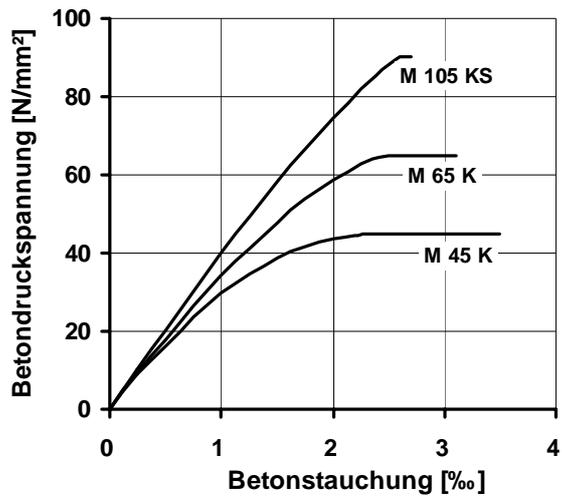
Tafel D 3: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der Balken 5 bis 10

Eigenschaften der Spannstähle: siehe Tafel B 5

Bal- ken [Nr.]	Spannstahl- spannung- nach dem Vorspannen σ_{p0} [N/mm ²]	zeitabhängige Dehnungen				Spannstahl- spannung beim Balken- versuch σ_{pt} [N/mm ²]	Spann- kraftver- lust [%]	Dekom- pressions- momente [kNm]
		Früh- schwin- den $\Delta\varepsilon_{c,s}$ [‰]	Schwin- den $\varepsilon_{c,s}$ [‰]	Krie- chen $\varepsilon_{c,c}$ [‰]	Ge- samt $\Sigma\varepsilon_{c,c+s}$ [‰]			
1	430	-0,326*	-0,132	-0,089	-0,547	325 / (317)	24 / (26)	34
2	422	-0,339**	-0,065	-0,093	-0,497	325 / (317)	23 / (25)	34
3	418	-0,293**	-0,126	-0,051	-0,470	324 / (323)	22 / (23)	52
4	422	-0,296*	-0,107	-0,087	-0,490	325 / (317)	23 / (25)	34
5	1270	-0,389*	-0,157	-0,243	-0,788	1116	12	114
6	1256	-0,138*	-0,215	-0,524	-0,877	1085	14	111
7	1251	-0,109***	-0,087	-0,328	-0,524	1149	8	118
8	1030	-0,462*	-0,122	-0,246	-0,830	860	17	106
9	1007	-0,128*	-0,236	-0,420	-0,784	846	16	105
10	1023	-0,171***	-0,056	-0,292	-0,519	916	11	113

*Früschwinden bis 24 Stunden, **bis 2 Tage, ***bis 3 Tage, ... / (...): Gebrauchslast- / (Bruchversuch)

Tafel D 4: Zeitabhängige Spannstahlspannungen, Betondehnungen in Spannstahlhöhe und Biegemomente bei Dekompression in Spannstahlhöhe



Betonsorte	E-Modul im Ursprung [N/mm ²]
M 45 K	36000
M 65 K	38000
M 105 KS	42000

Tafel D 5: wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungslinien für die Berechnung der Stahldehnungen im Zustand II

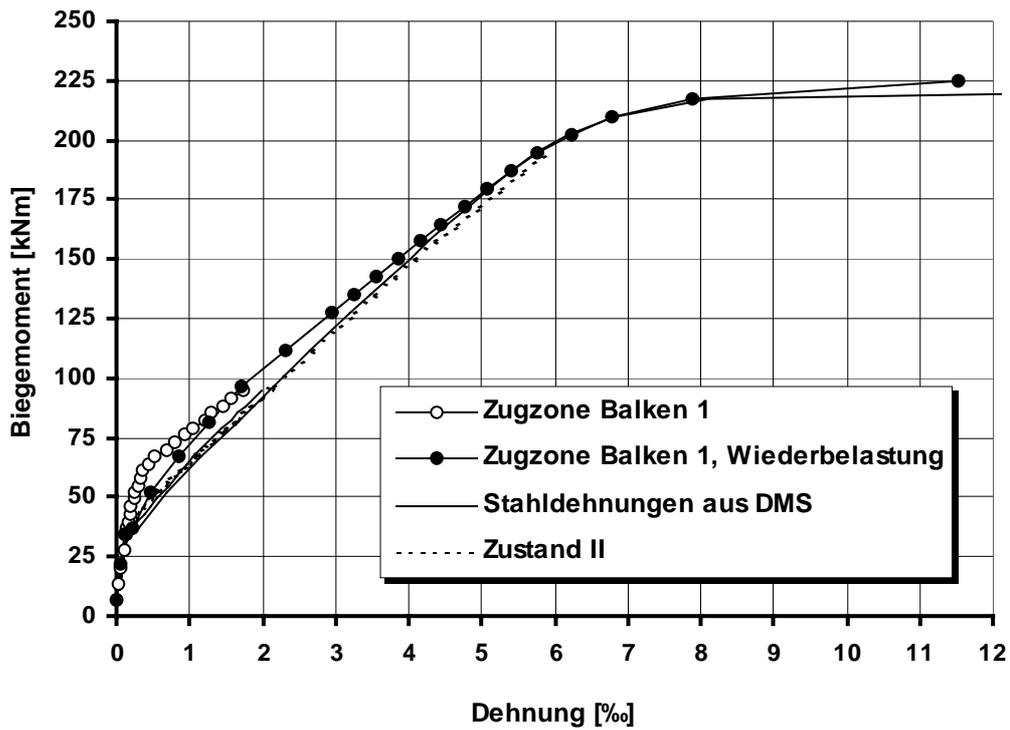


Bild D 1: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 1

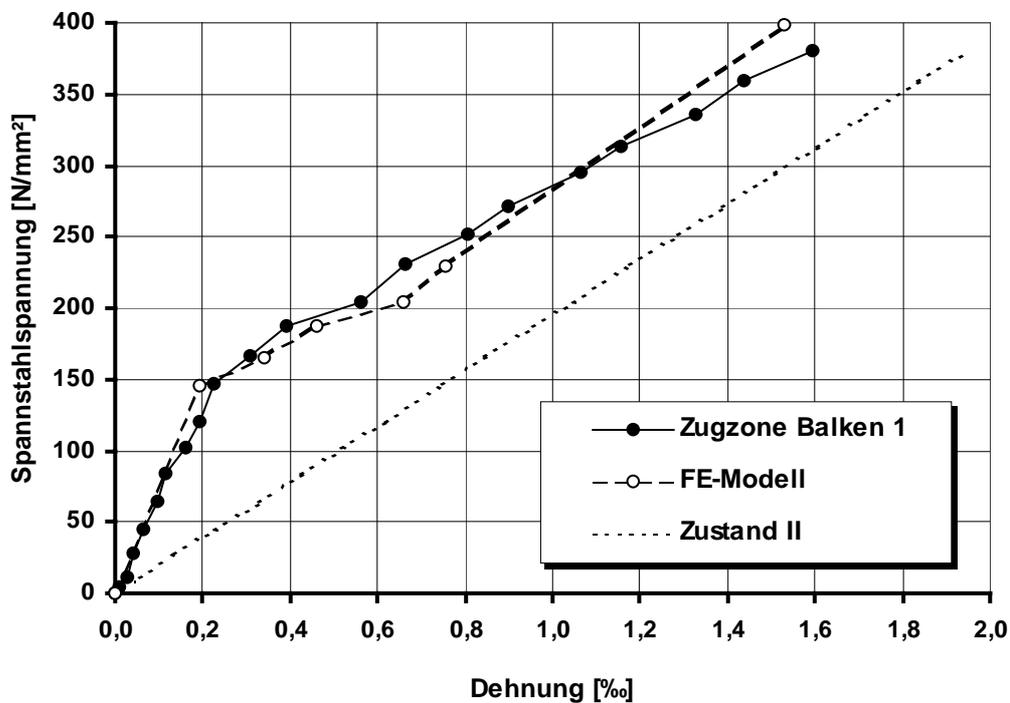
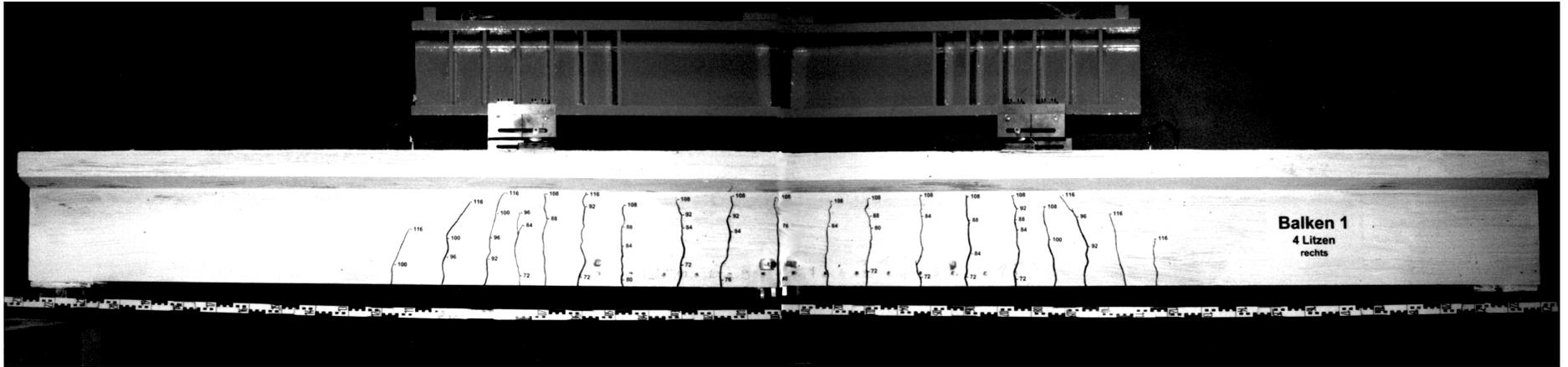
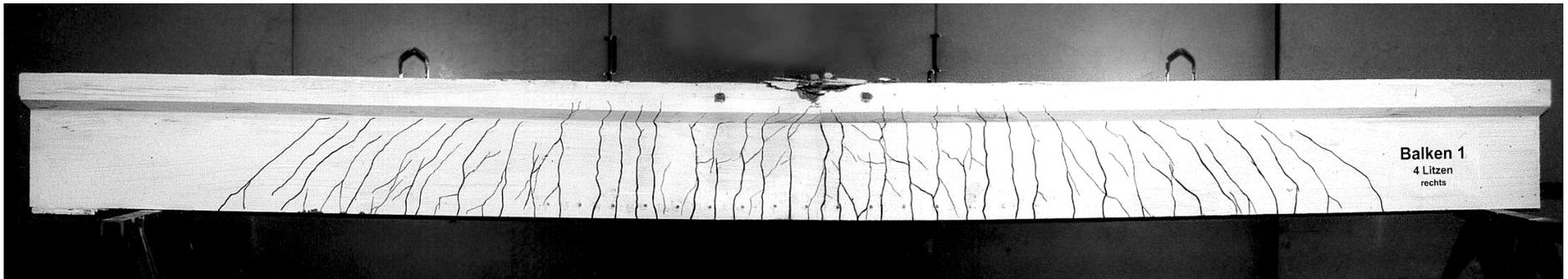


Bild D 2: Spannungs-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 1 ab der Dekompression ($M_{DEK} = 34 \text{ kNm}$)



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

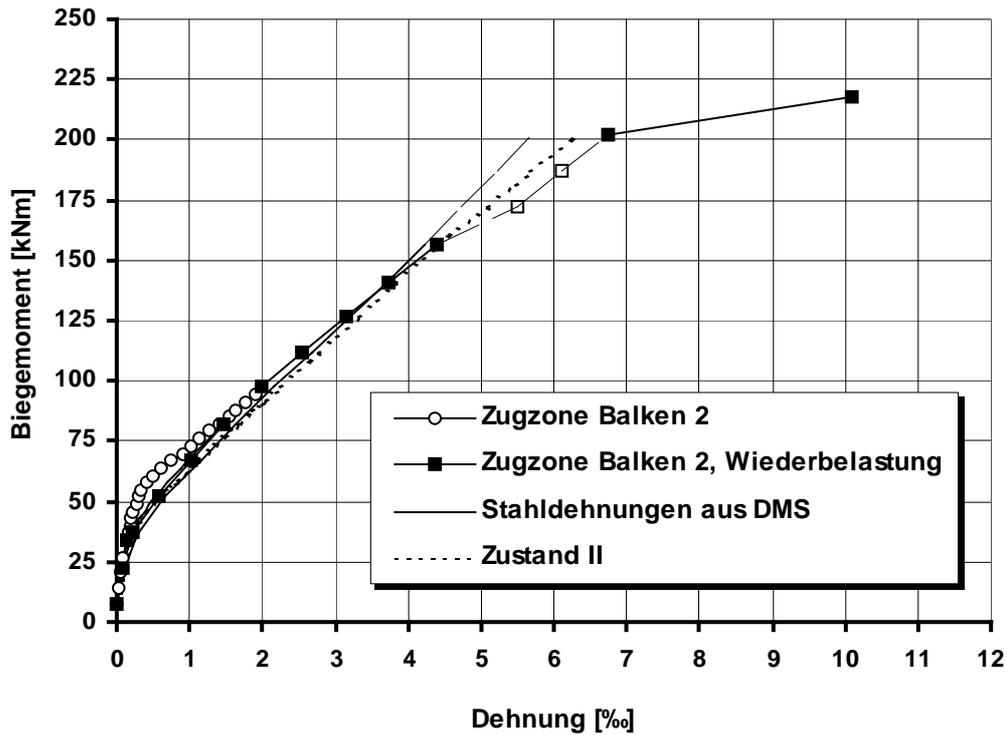


Bild D 4: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für Balken 2

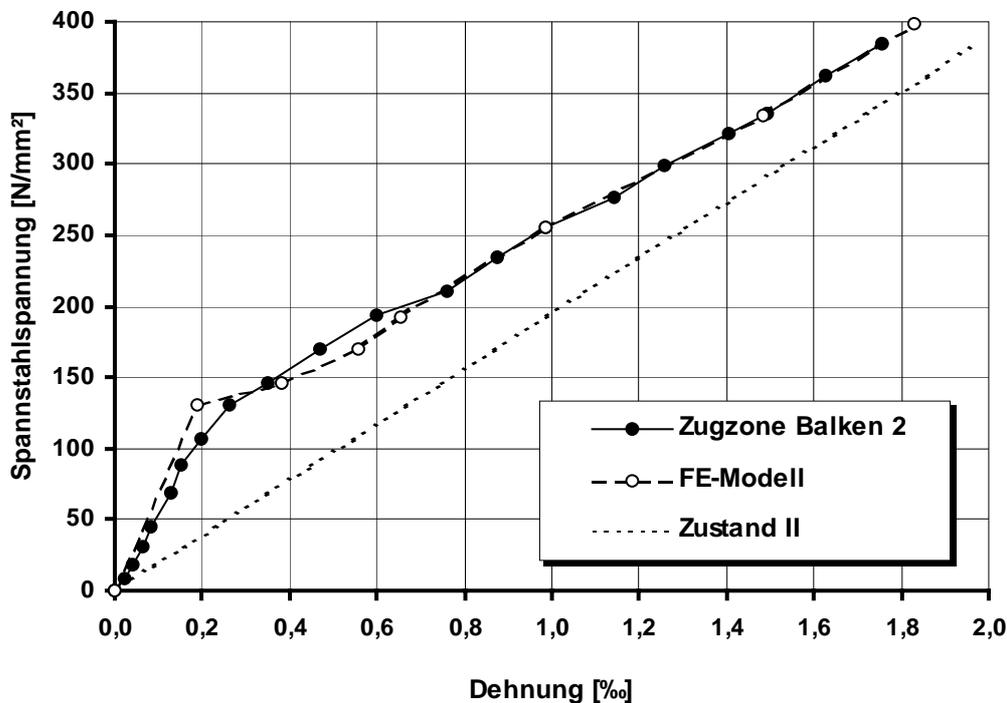
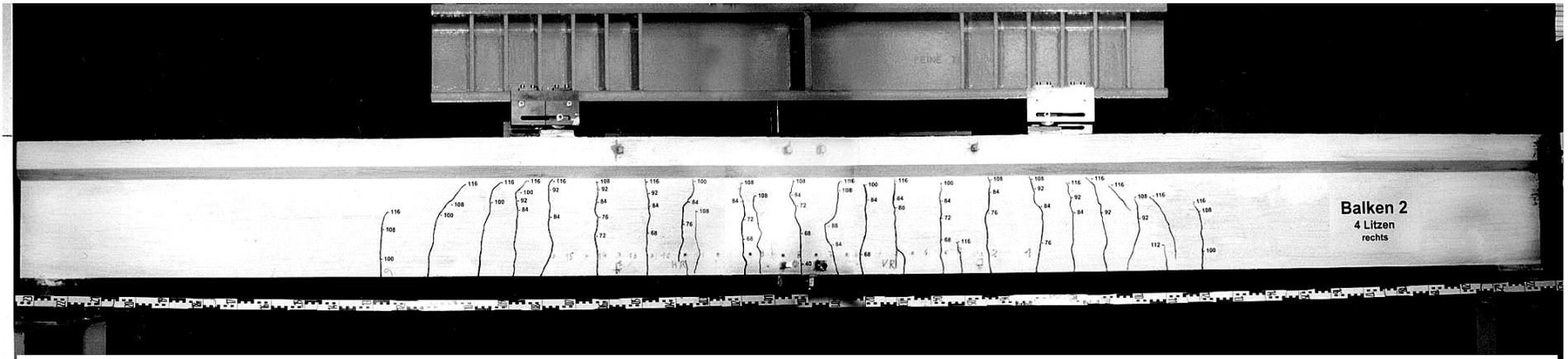
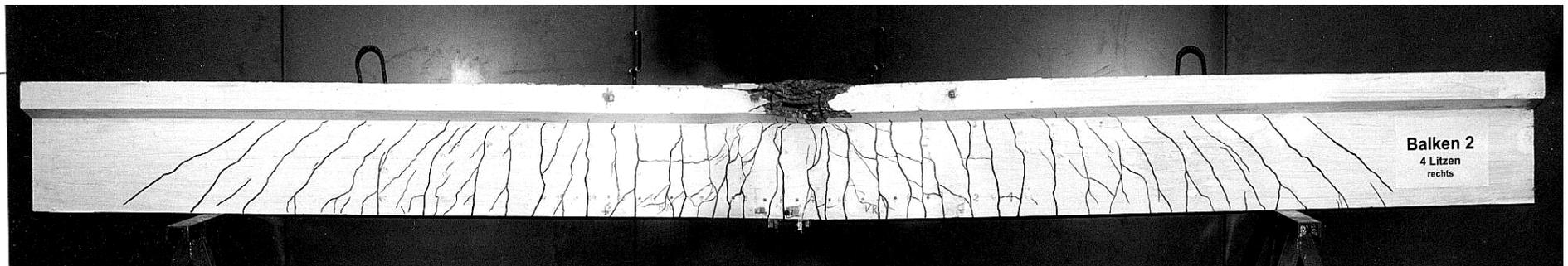


Bild D 5: Spannungs-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für Balken 2 ab der Dekompression ($M_{DEK} = 34 \text{ kNm}$)



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

Bild D 6: Rißbild des Balkens 2 (4 Litzen 0,5“, Bewehrungsgrad 0,89 %)

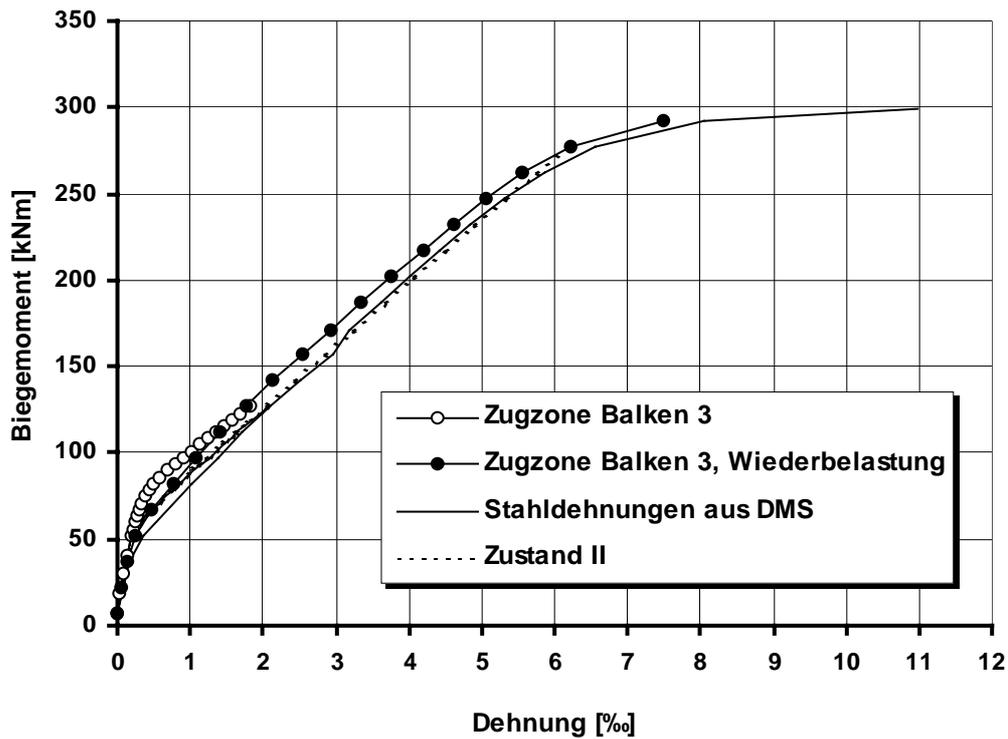


Bild D 7: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für Balken 3

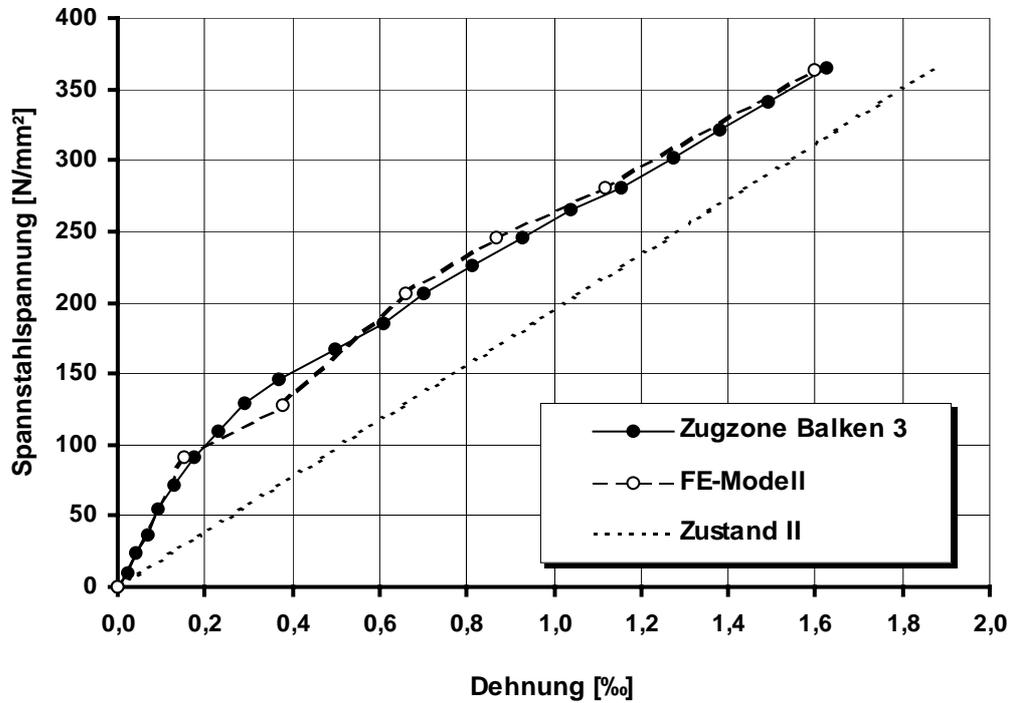
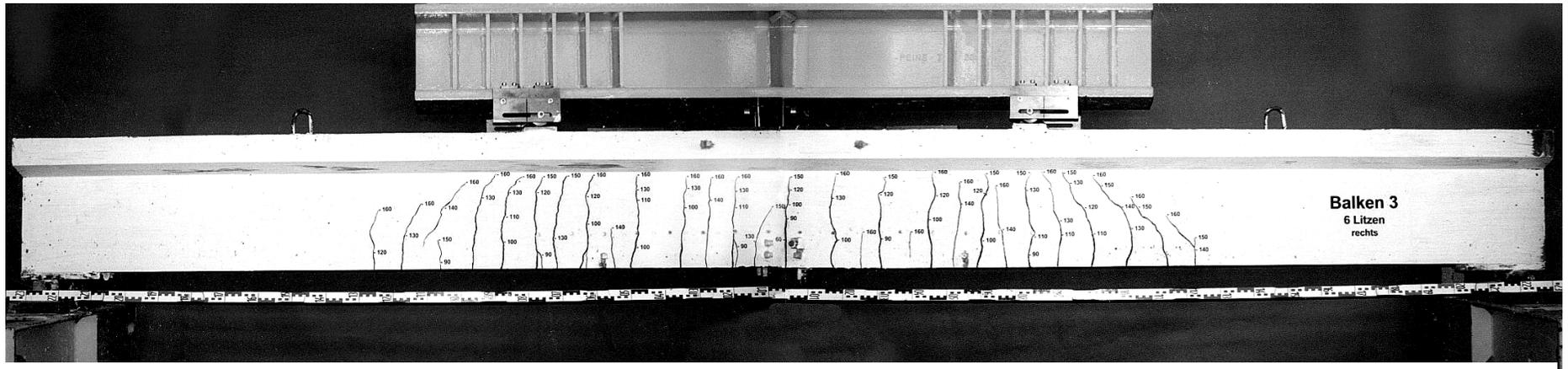
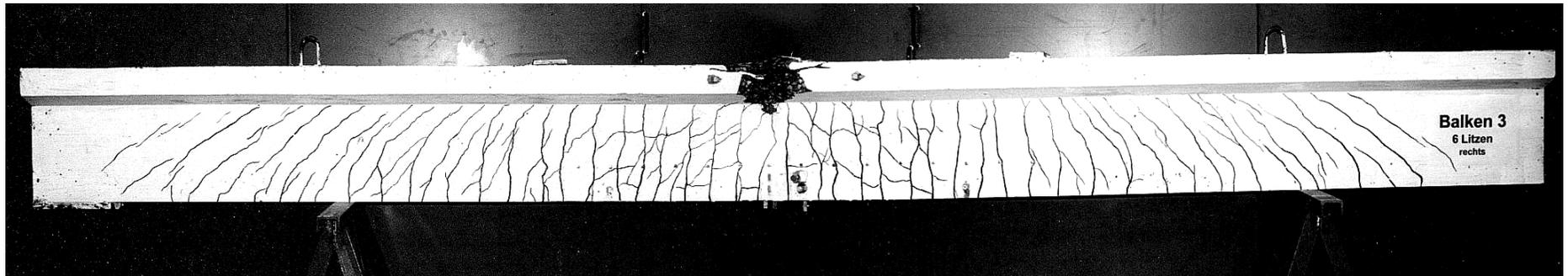


Bild D 8: Spannungs-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für Balken 3 ab der Dekompression ($M_{DEK} = 52 \text{ kNm}$)



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

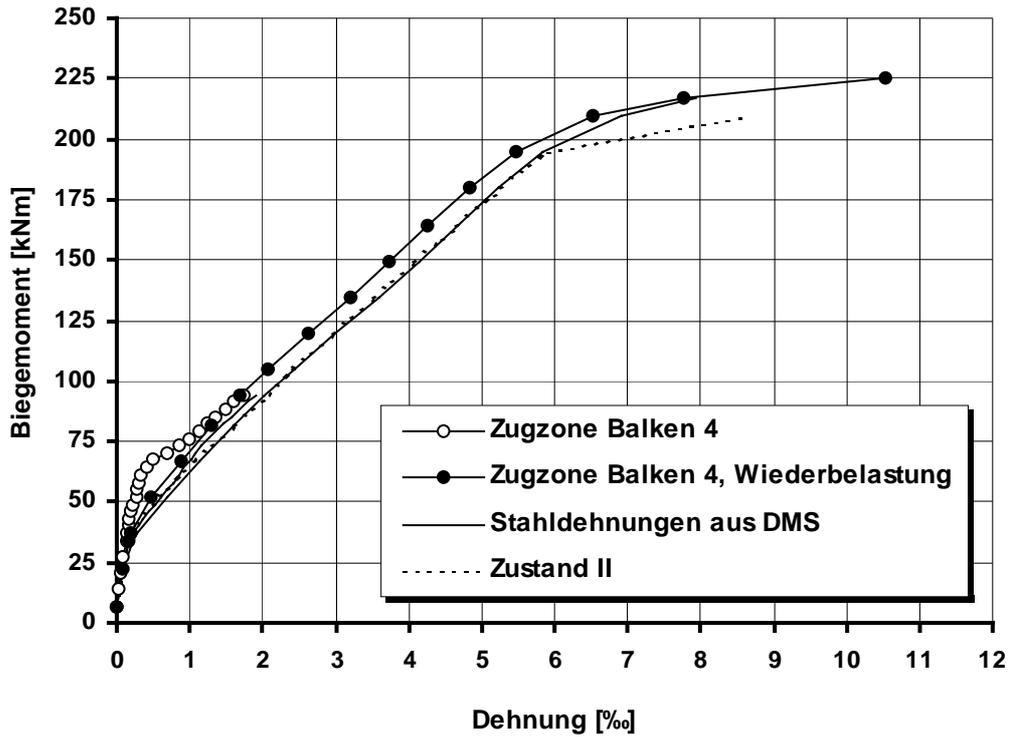


Bild D 10: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 4

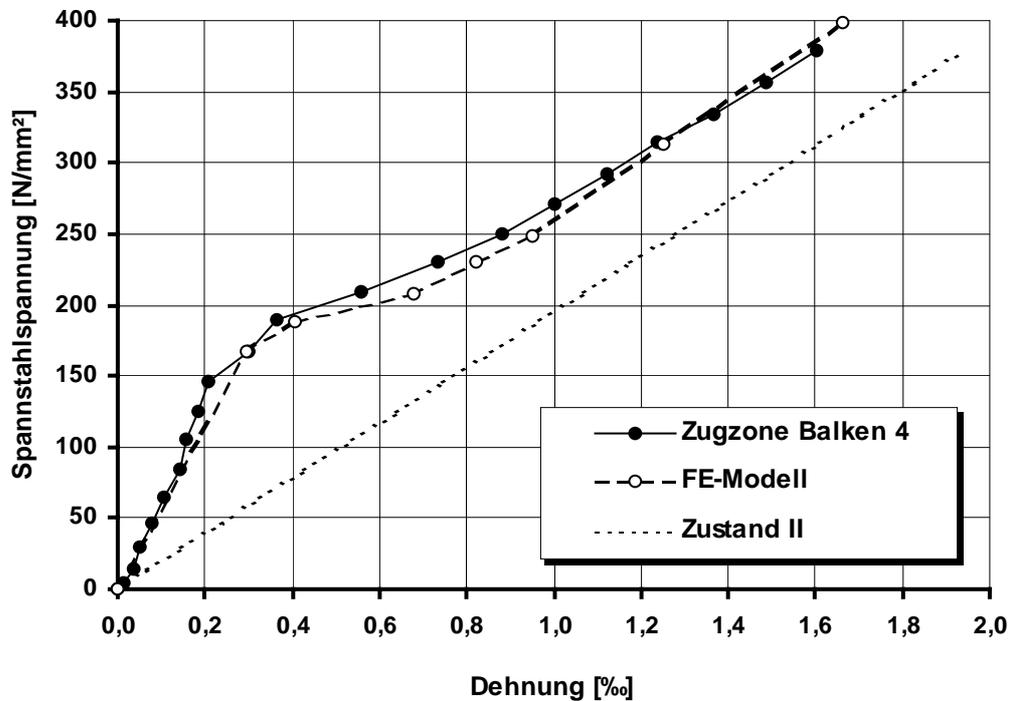
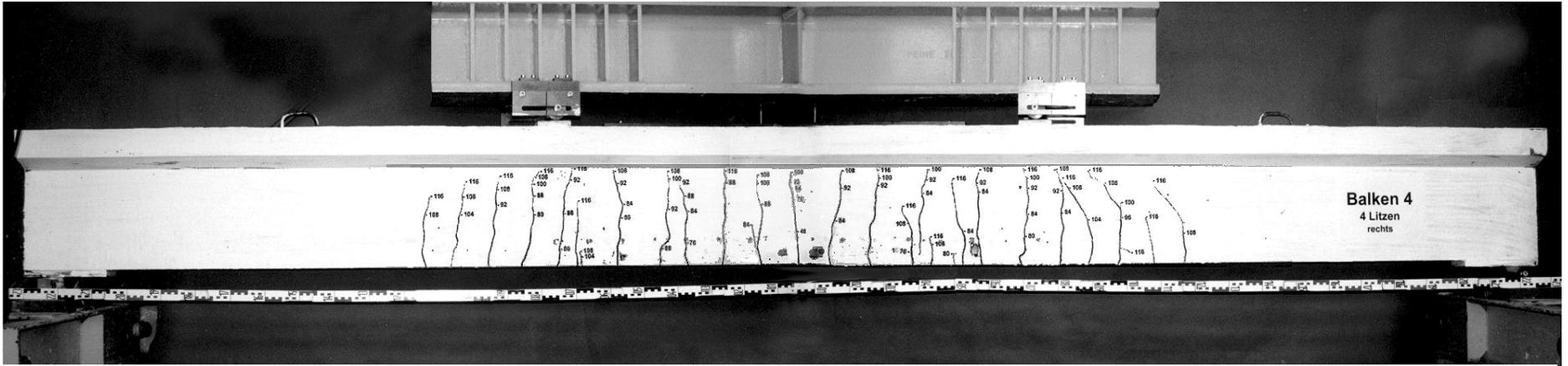
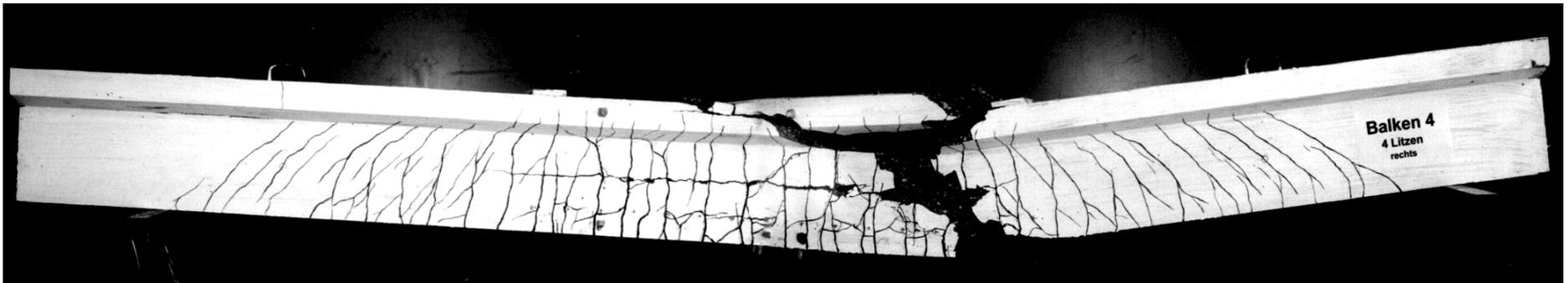


Bild D 11: Spannungs-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 4 ab der Dekompression ($M_{DEK} = 34$ kNm)



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

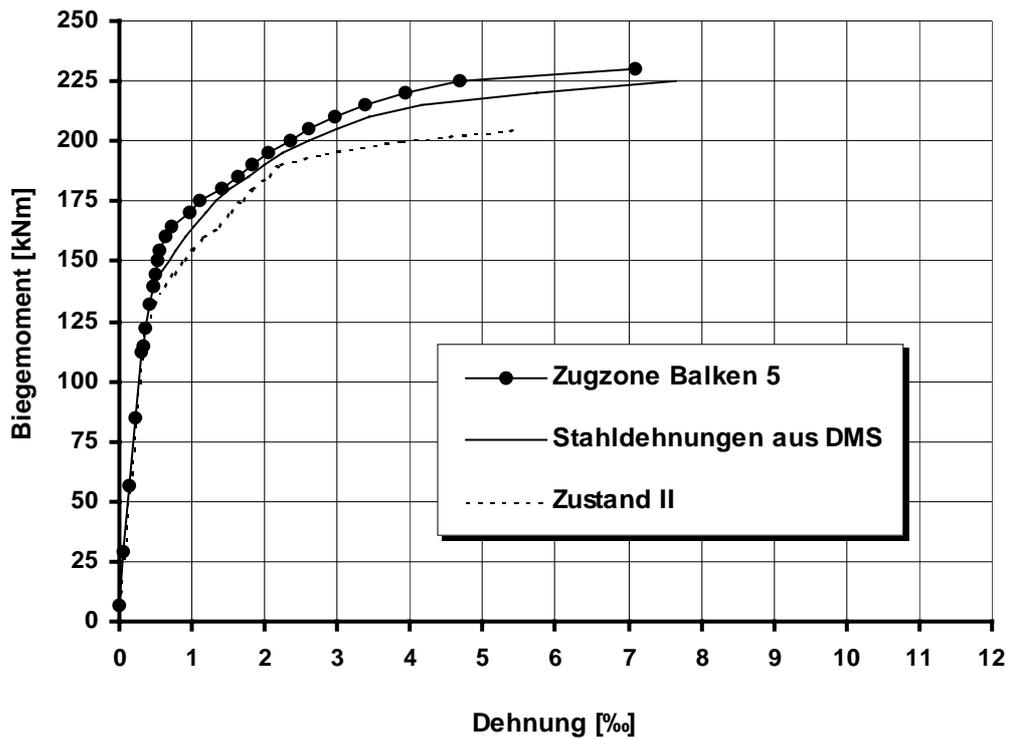


Bild D 13: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 5

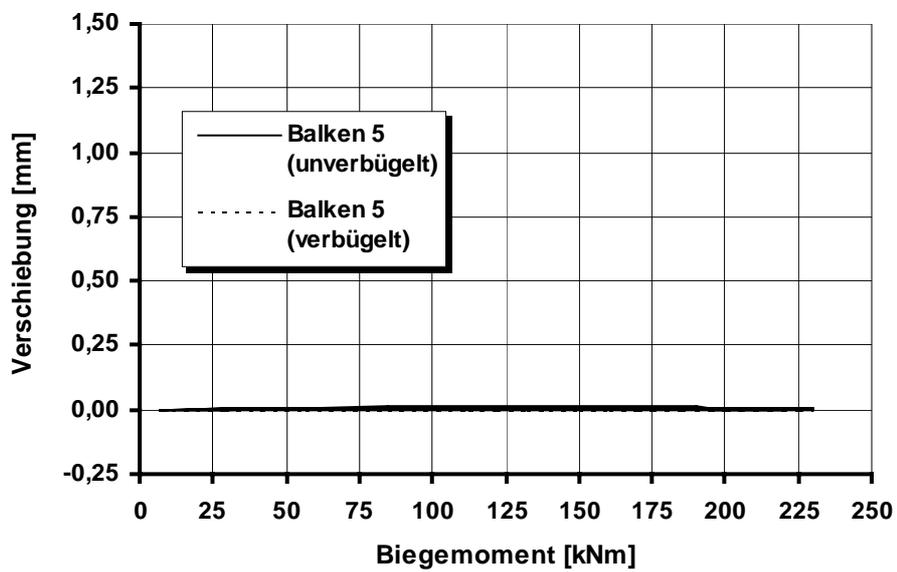


Bild D 14: Verschiebungen der Spanndrahtlitzen an den Stirnflächen

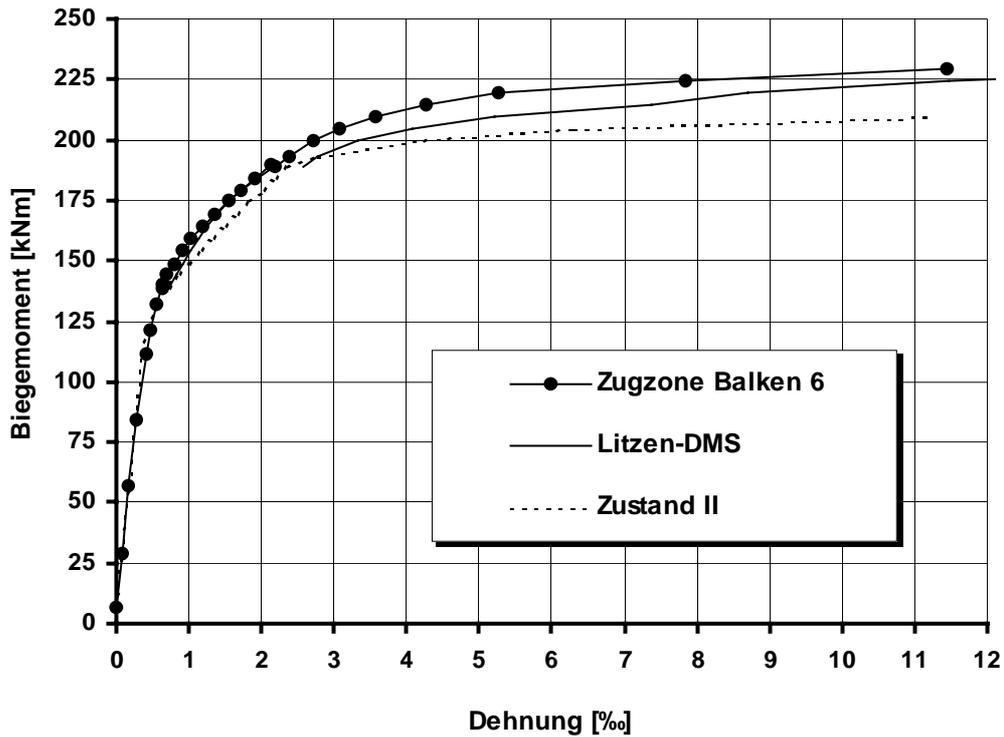


Bild D 16: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für Balken 6

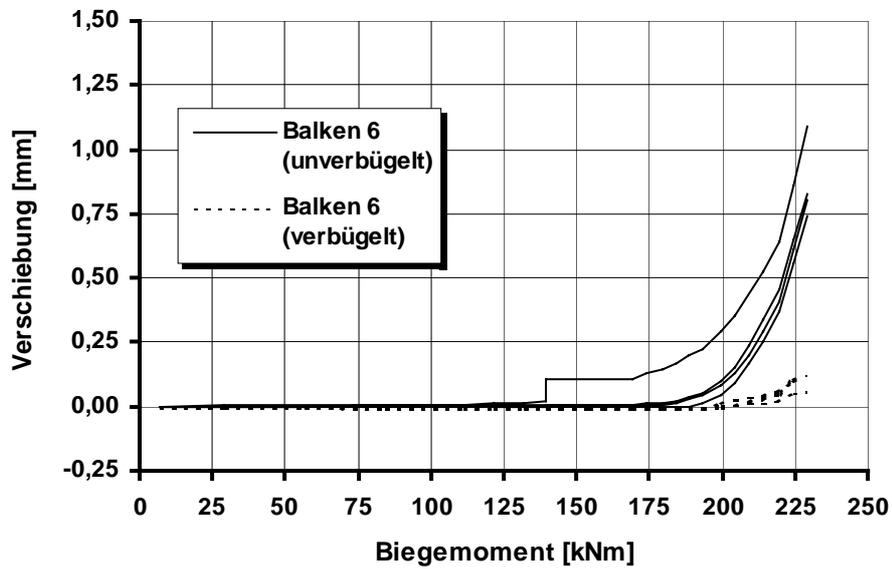
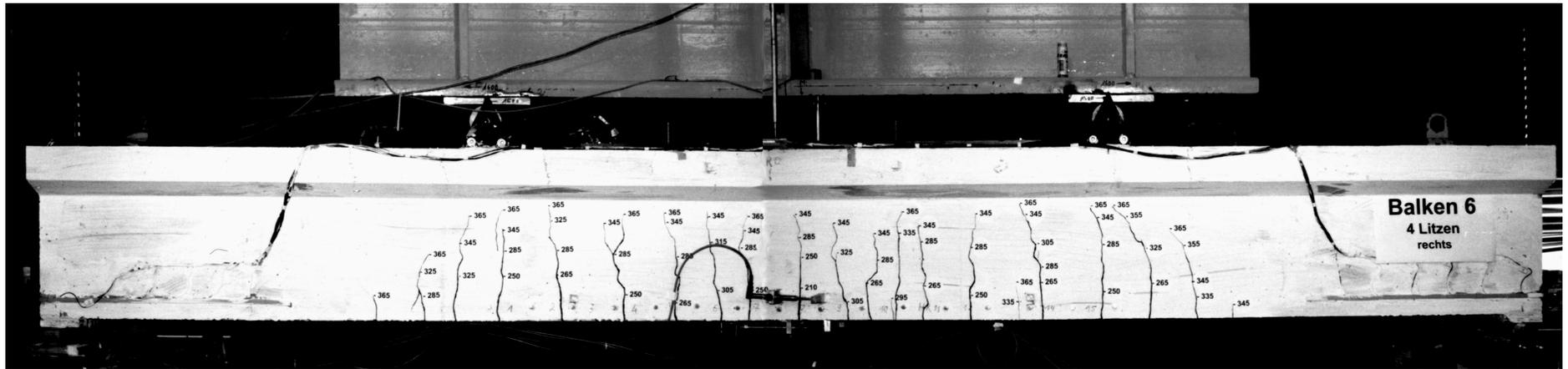
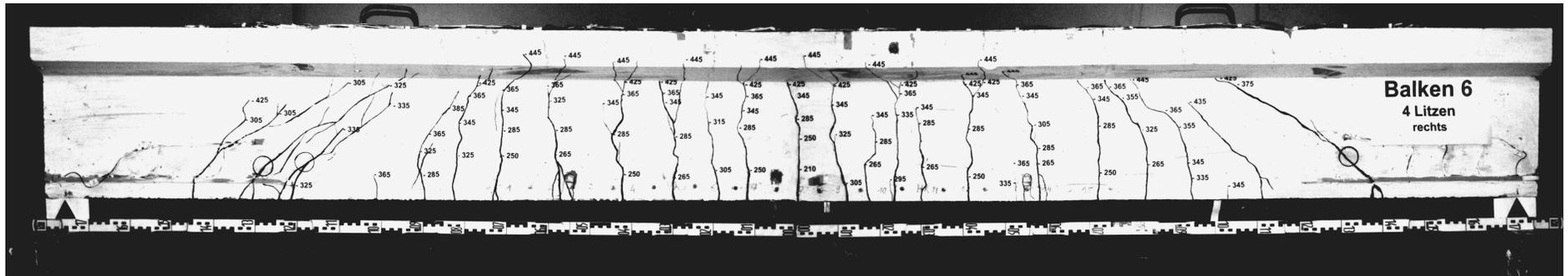


Bild D 17: Verschiebungen der Spanndrahtlitzen an den Stirnflächen



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

Bild D 18: Rißbild des Balkens 6 (4 Litzen 0,5“, Bewehrungsgrad 0,47 %)

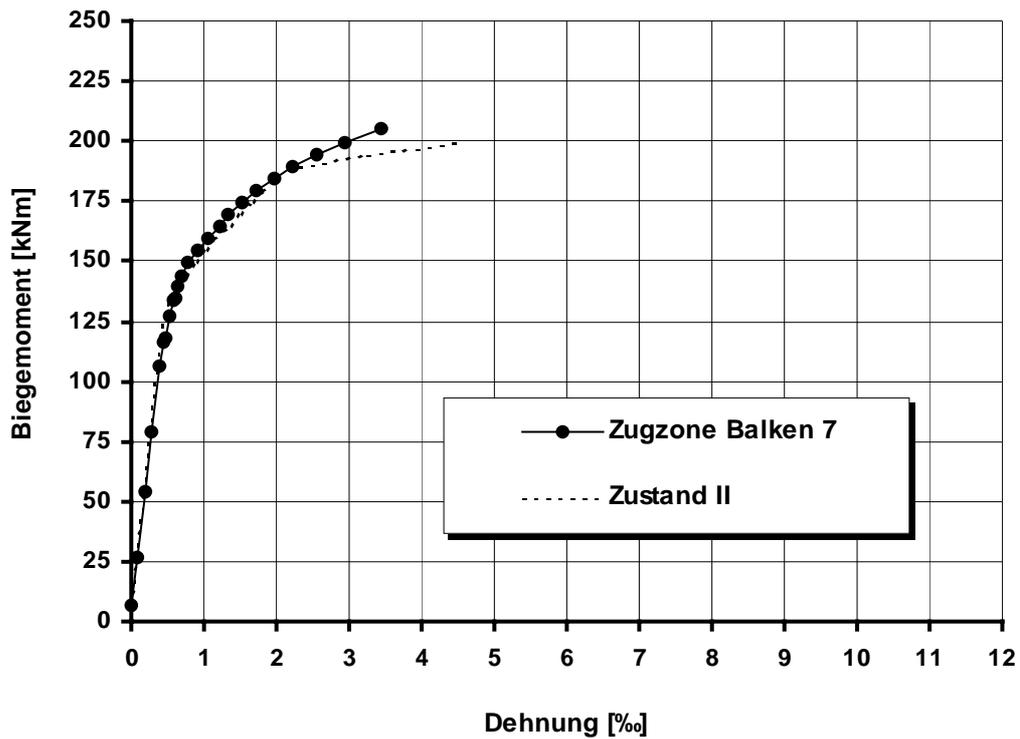


Bild D 19: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgeprägten Zugzone für Balken 7

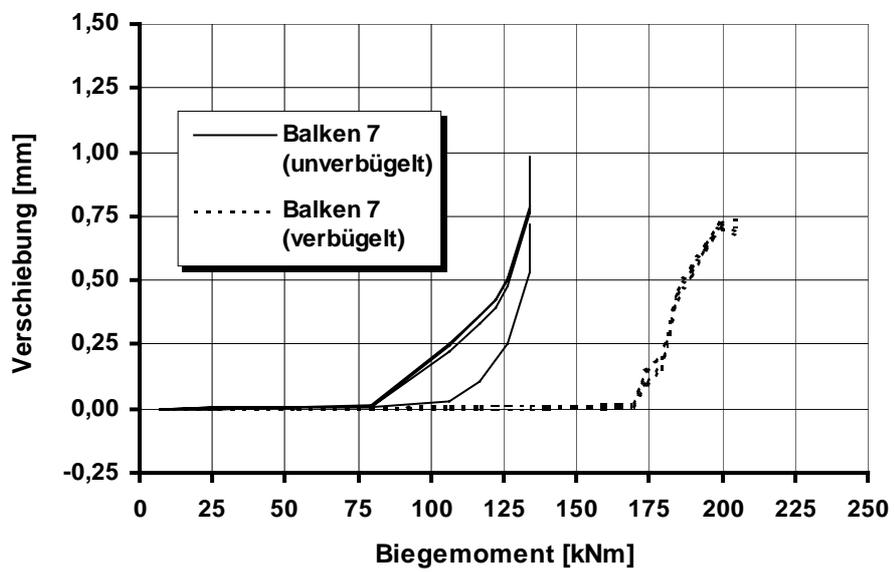
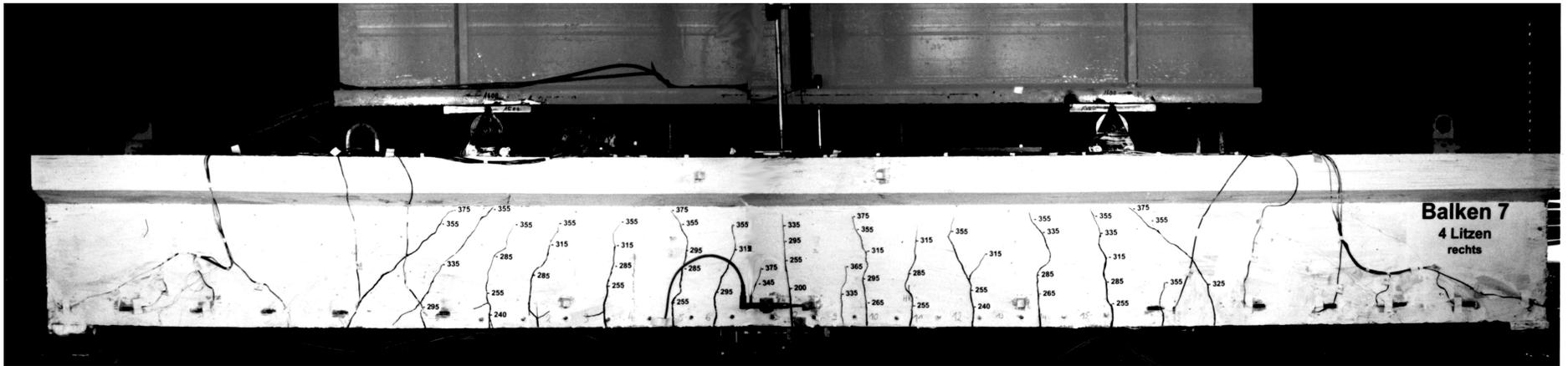
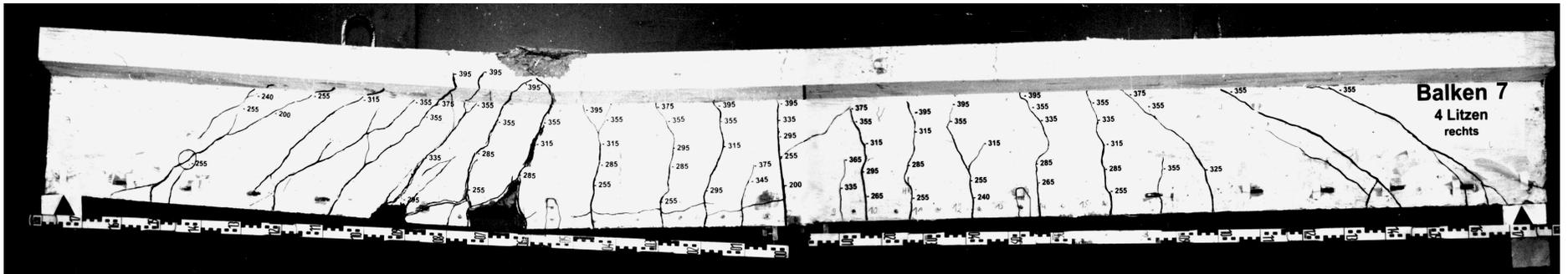


Bild D 20: Verschiebungen der Spanndrahtlitzen an den Stirnflächen



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

Bild D 21: Rißbild des Balkens 7 (4 Litzen 0,5“, Bewehrungsgrad 0,47 %)

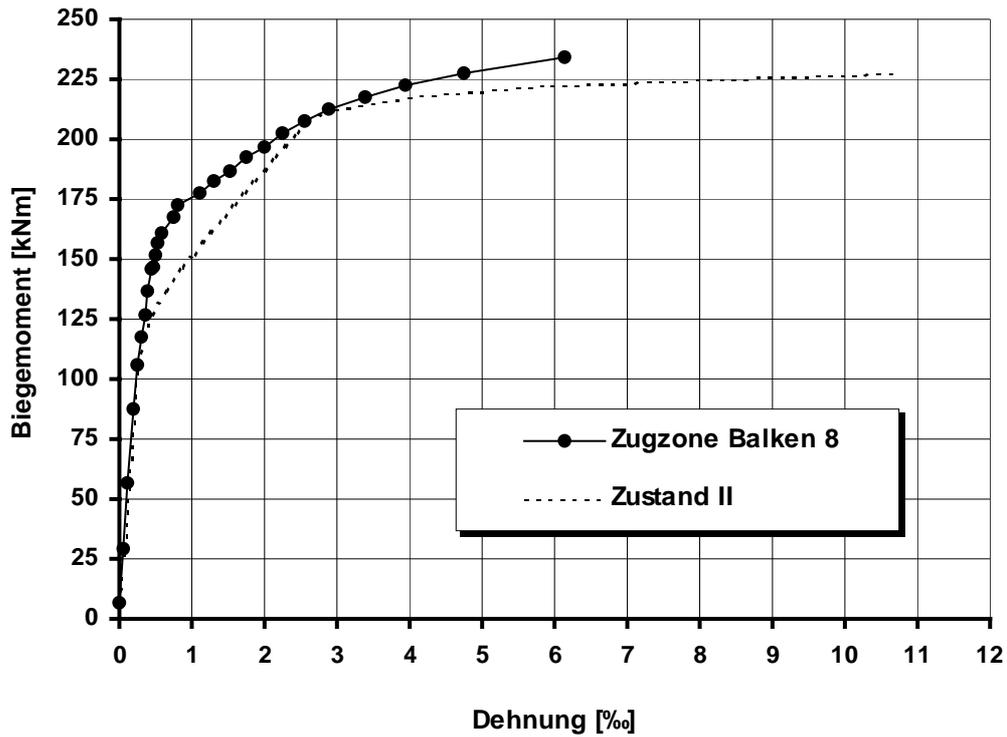


Bild D 22: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 8

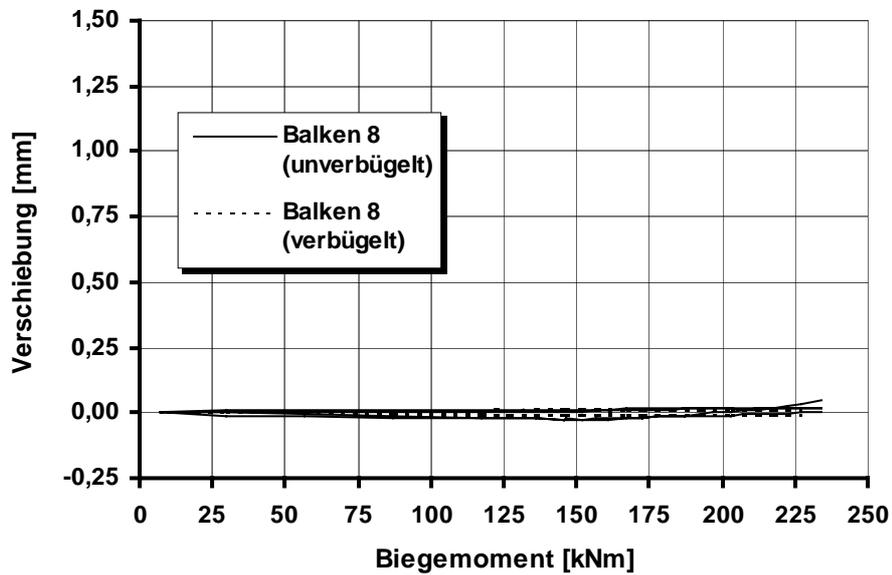
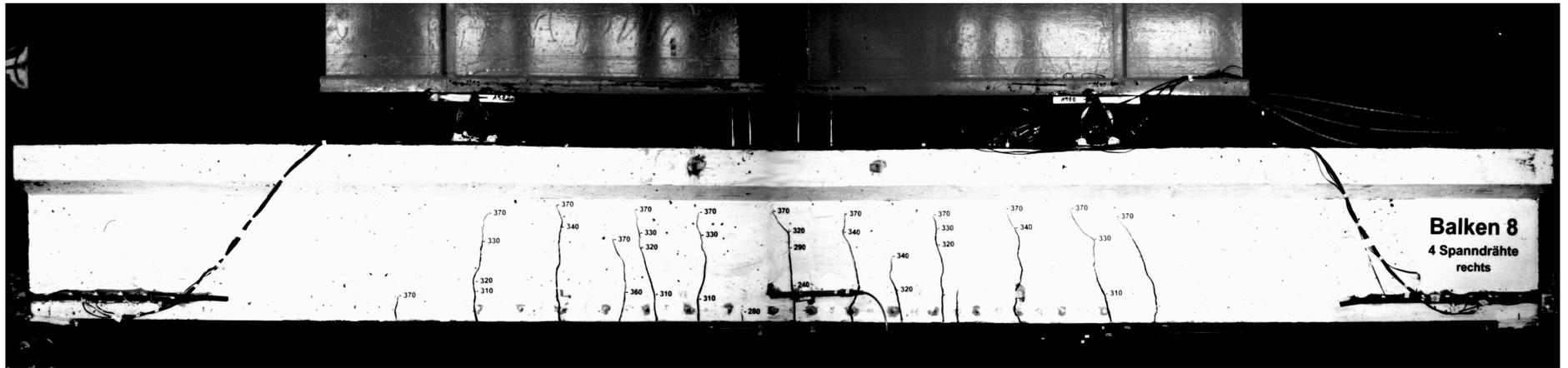
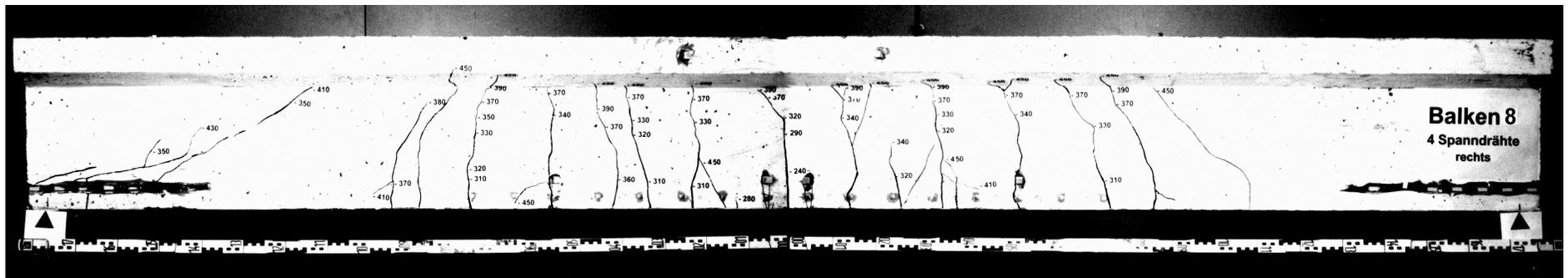


Bild D 23: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

Bild D 24: Rißbild des Balkens 8 (4 Drähte $\varnothing 12$ mm, Bewehrungsgrad 0,51 %)

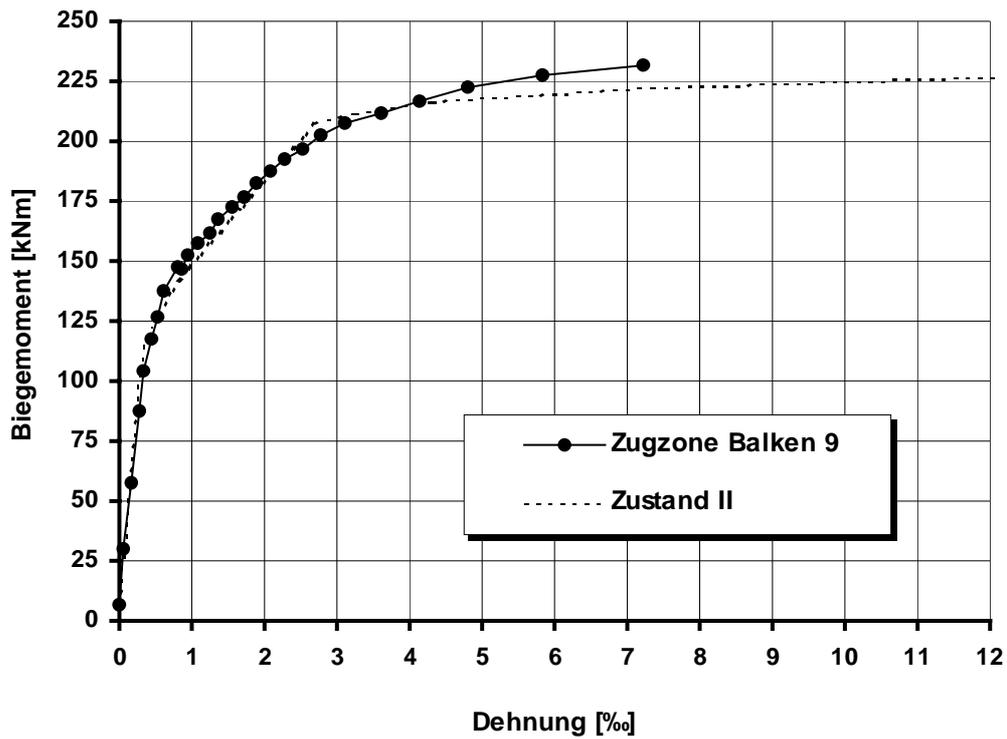


Bild D 25: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 9

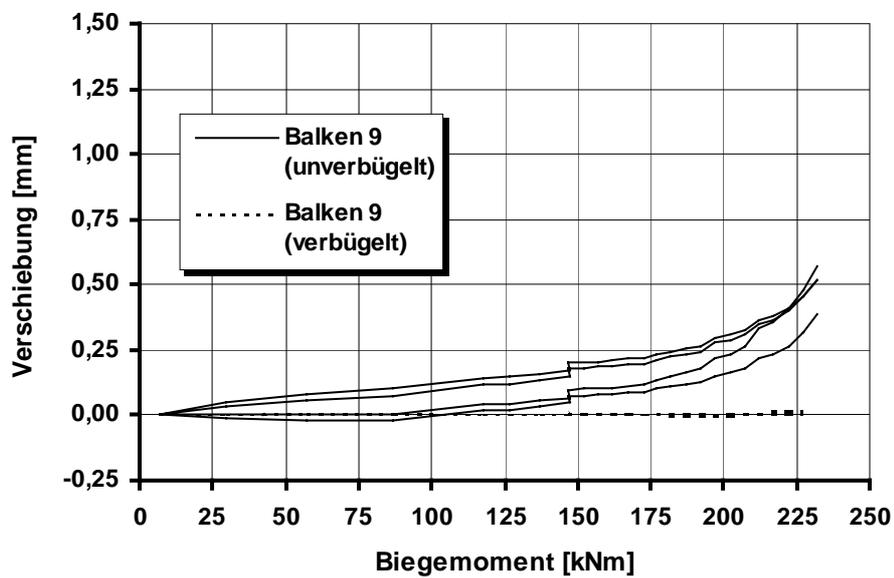
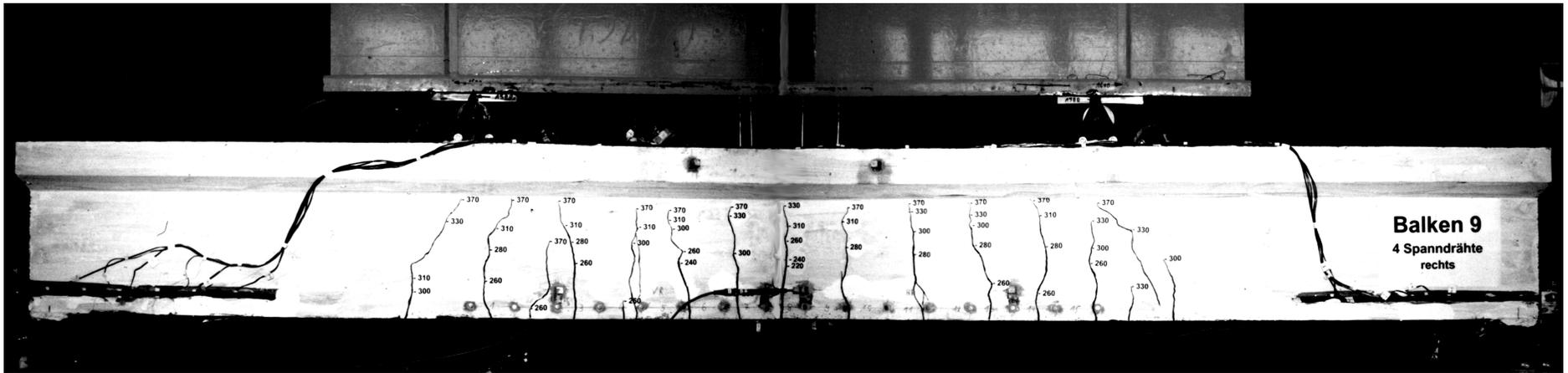
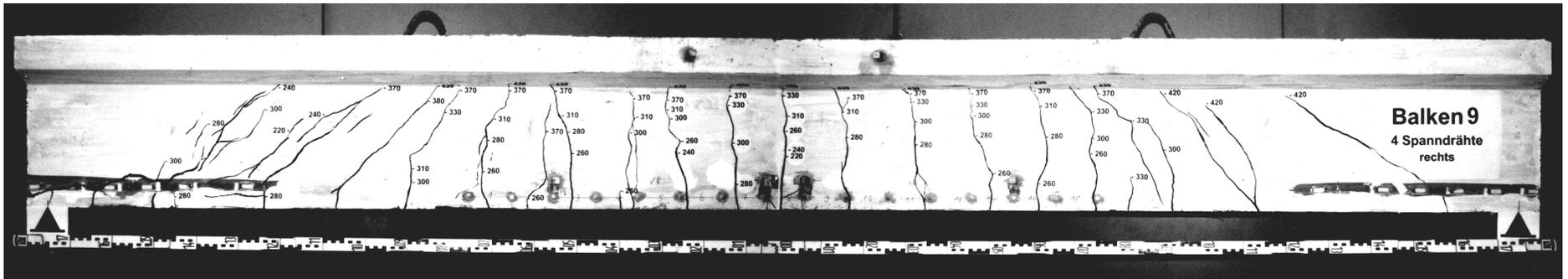


Bild D 26: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

Bild D 27: Rißbild des Balkens 9 (4 Drähte $\varnothing 12$ mm, Bewehrungsgrad 0,51 %)

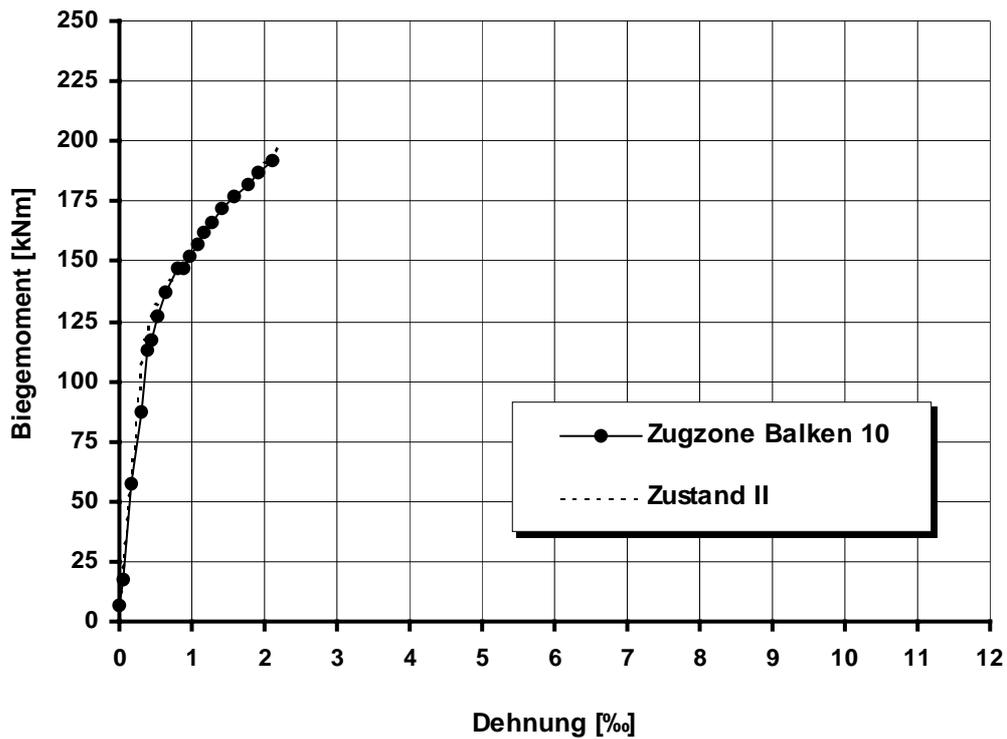


Bild D 28: Biegemoment-Dehnungsbeziehung der vorgedrückten Zugzone für Balken 10

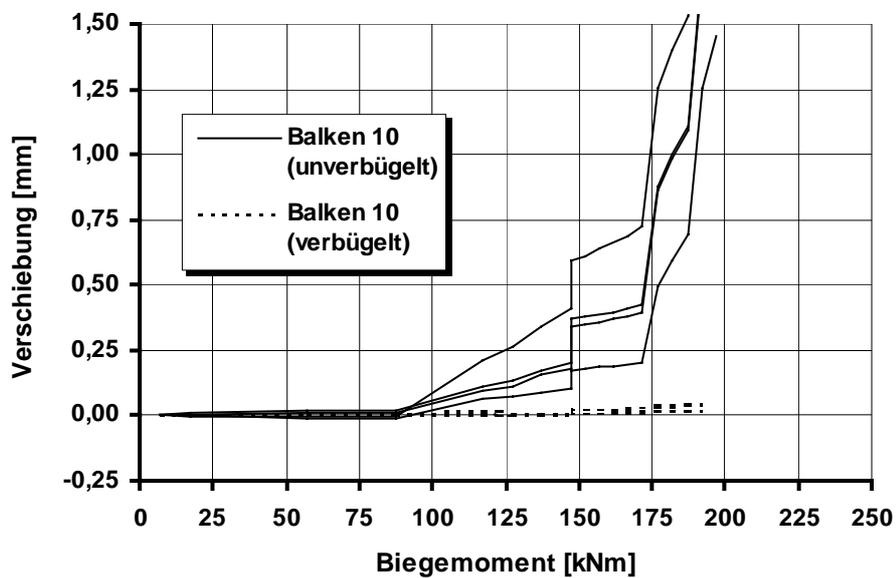
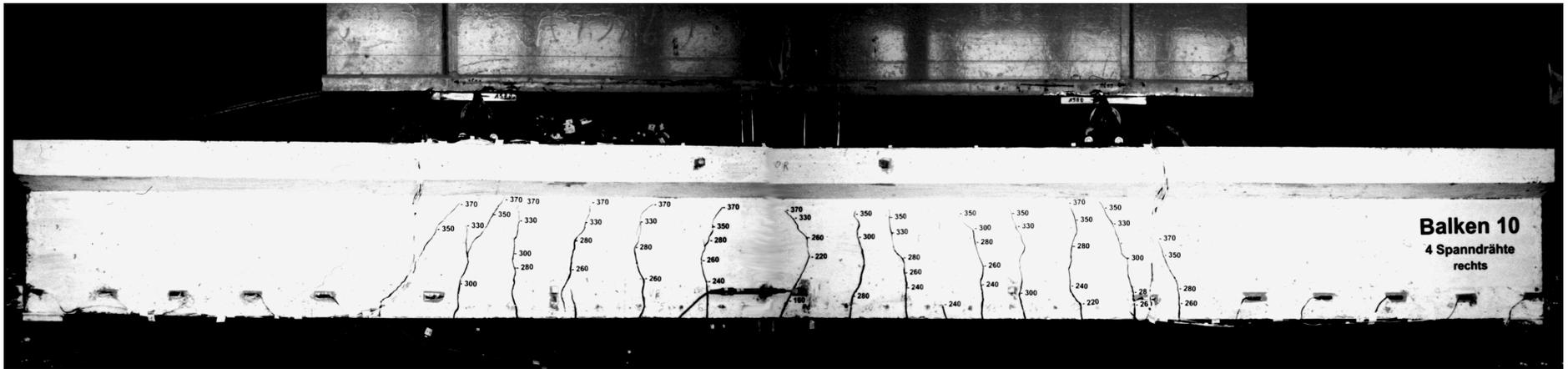
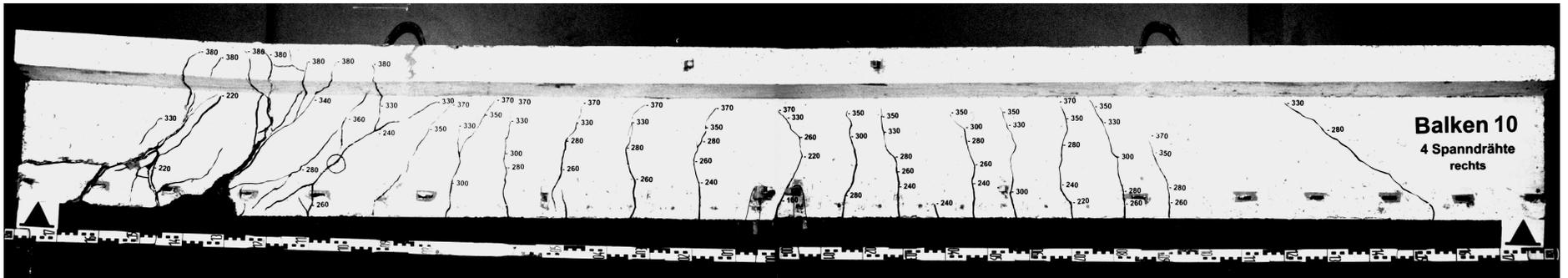


Bild D 29: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen



a) Gebrauchszustand



b) Bruchzustand

Bild D 30: Rißbild des Balkens 10 (4 Drähte $\varnothing 12$ mm, Bewehrungsgrad 0,51 %)

