

Verbundverankerung von Spann- stählen bei Spannbetonfertigteilen aus hochfestem Beton

T 2946

T 2946

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2001, ISBN 3-8167-5788-X

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

URL <http://www.irb.fhg.de>

Schlußbericht

(DIBt-Geschäftszeichen IV 1-5-792/96)

Institutsbericht Nr. 56/99

des Instituts für Massivbau der RWTH Aachen

Gegenstand: „Verbundverankerung von Spannstählen bei Spannbetonfertigteilen aus
hochfestem Beton“

Auftraggeber: Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin (DIBt)

erstattet von: Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Hegger
Dipl.-Ing. A. Nitsch

Aachen, den 30. November 1999

VORWORT

Die Untersuchungen wurden mit Mitteln des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) gefördert.

Der Beratergruppe gehören die Herren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Zilch,

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rostasy,

Dr.-Ing. Rotermund

an. Dem Deutschen Institut für Bautechnik und den Herren der Beratergruppe sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Überblick zum Stand der Kenntnisse	2
1.3	Ziel und Umfang der Untersuchungen	8
2	BESCHREIBUNG DER VERSUCHE	10
2.1	Ausziehversuche	10
2.1.1	Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper	10
2.1.2	Versuchsaufbau	12
2.1.3	Baustoffe	14
2.1.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	16
2.1.5	Meßverfahren und Meßwerterfassung	16
2.1.6	Belastungsgeschichte	17
2.2	Spannkrafteinleitungsversuche	18
2.2.1	Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper	18
2.2.2	Versuchsaufbau	19
2.2.3	Baustoffe	20
2.2.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	21
2.2.5	Meßverfahren und Meßwerterfassung	21
2.2.6	Belastungsgeschichte	23
2.3	Balkenversuche	24
2.3.1	Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper	24
2.3.2	Versuchsaufbau	25
2.3.3	Baustoffe	26
2.3.4	Herstellung und Lagerung der Versuchskörper	27
2.3.5	Meßverfahren und Meßwerterfassung	28
2.3.6	Belastungsgeschichte	28
3	ERGEBNISSE DER VERSUCHE	30
3.1	Ausziehversuche	30
3.1.1	Allgemeines	30
3.1.2	Verbundkraft-Verschiebungsverhalten	30
3.2	Spannkrafteinleitungsversuche	38
3.2.1	Allgemeines	38
3.2.2	Verschiebungsverhalten der Spannstähle	41
3.2.3	Übertragungslänge der Vorspannkraft	56
3.2.4	Rißentwicklung im Übertragungsbereich	65

3.3	Balkenversuche.....	71
3.3.1	Allgemeines	71
3.3.2	Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft.....	73
3.3.3	Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung.....	83
4	NACHRECHNUNG DER SPANNKRAFTEINLEITUNGSVERSUCHE MIT DEN ERGEBNISSEN DER AUSZIEHVERSUCHE.....	90
4.1	Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens im Spannkraft-einleitungsbereich	90
4.2	Vergleich mit den vorliegenden Versuchen.....	96
5	VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT GÜLTIGEN BEMES-SUNGSKONZEPTEN.....	102
5.1	Vergleich mit DIN 4227 Teil 1.....	102
5.2	Vergleich mit EC 2 Teil 1.....	104
5.3	Schlußbemerkung	105
6	EMPFEHLUNGEN FÜR NORMATIVE REGELUNGEN.....	106
6.1	Betondeckung und lichte Abstände.....	106
6.2	Übertragungslängen.....	107
6.3	Verankerungslängen	109
7	ZUSAMMENFASSUNG	111
8	LITERATURVERZEICHNIS	112
	ANHANG A: ERGEBNISSE DER AUSZIEHVERSUCHE.....	113
	ANHANG B: ERGEBNISSE DER SPANNKRAFTEINLEITUNGSVERSUCHE	119
	ANHANG C: ERGEBNISSE DER BALKENVERSUCHE.....	136
	ANHANG D: VERGLEICH DER ERGEBNISSE DER FINITE-ELEMENT-BERECHNUNG (FEM) MIT DEN VERSUCHSERGEBNISSEN BEI DER SPANNKRAFTEINLEITUNG.....	155

1 EINLEITUNG

1.1 Allgemeines

Hochfester Beton ermöglicht durch höhere Festigkeiten eine deutliche Verminderung der Querschnittsabmessungen und führt durch geringere Bauteilgewichte bei Fertigteilen zu niedrigeren Transport- und Montagekosten [1]. Bei Spannbetonfertigteilen fällt dies doppelt ins Gewicht, da neben der Biegedruckzone zusätzlich die Abmessungen der vorgedrückten Zugzone verringert werden können. Neben den zulässigen Betondruckspannungen bestimmt das Konstruktionselement der Verbundverankerung die Abmessungen der vorgedrückten Zugzone. Durch die erforderlichen Mindestmaße zur Spannkrafteinleitung (Betondeckung und gegenseitiger Abstand der Spannbewehrung) wird die mögliche Verringerung der Bauteilabmessungen begrenzt. Zur wirtschaftlichen Konstruktion von Spannbetonfertigteilen aus hochfestem Beton sind deshalb die Abmessungen des Konstruktionselementes ‚Verbundverankerung‘ von entscheidender Bedeutung. Hierbei muß beachtet werden, daß die Mindestmaße eine rißfreie Spannkrafteinleitung sicherstellen, da Sprengrisse zu einer unkontrollierten Verlängerung des Spannkrafteinleitungsbereichs führen [2] und die erforderliche Verankerung im Bruchzustand in Frage stellen.

Neben den Mindestabmessungen des Betons bestimmt die Übertragungslänge der Vorspannkraft die Konstruktion. Einerseits ist für die Spannungsnachweise im Gebrauchszustand die Kenntnis der Eintragungslänge erforderlich. Andererseits ergibt sich aus der Übertragungslänge die erforderliche Verankerungslänge der Spannstähle im Bruchzustand. Gemäß dem Nachweis entsprechend DIN 4227-1, 14.2 [3] errechnet sich hieraus auch der Überstand der Spannglieder über die Auflagervorderkante. Dies beeinflusst insbesondere die Konstruktion von teilweise vorgespannten Bauteilen und vorgespannten Halbfertigteilen wie z. B. Elementdecken wesentlich.

In hochfestem Beton ist zu erwarten, daß der Verbund der Spannstähle entsprechend der höheren Betonfestigkeit anwächst. Dies führt zu einer Verringerung der vom Verbund abhängigen Übertragungslängen der Vorspannkraft. Hierbei stellt sich die Frage nach der erforderlichen Betondeckung und den Mindestabständen der Spannstähle zur rißfreien Spannkrafteinleitung in hochfesten Beton.

Gegenüber den Regelungen nach DIN 4227-1 werden zukünftig höhere Spannstahlspannungen und damit höhere Vorspannkraften im Spannbett [4] zulässig sein. Hieraus ergeben sich größere Mindestabmessungen auch für hochfesten Beton.

Neben der höheren Festigkeit zeichnet sich hochfester Beton durch eine sehr schnelle Festigkeitsentwicklung aus. Diese hohe Frühfestigkeit kann bei der Spannbettvorspannung zu einem früheren Vorspannen und damit zu einem schnelleren Produktionsfortschritt bei gleichzeitiger Einsparung einer Wärmebehandlung genutzt werden. Dies beeinflusst die

Verbundverankerung und es ist zu klären, mit welchen Übertragungslängen im jungen hochfesten Beton zu rechnen ist.

Hierzu werden nachfolgend die Versuchsergebnisse dargestellt und diskutiert. Es werden Empfehlungen für die normativen Regelungen der Betondeckungen und der gegenseitigen Abstände der Spannstähle sowie zu den Spannkraftübertragungs- und Verankerungslängen gegeben.

1.2 Überblick zum Stand der Kenntnisse

Die Steigerung der Festigkeit wird bei hochfestem Beton vor allem durch höhere Zementanteile, die Verminderung des Wasser-Zement-Wertes und die Zugabe von Silikastaub erreicht. Entsprechend der besseren Einbindung des Zuschlags in die Zementmatrix nimmt auch die Verbundfestigkeit der Bewehrung zu. Nach [2] kann die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit β_w in der Form $\tau = k \cdot \beta_w^\alpha$ dargestellt werden. In [5] 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 [6] angegeben (Bild 1).

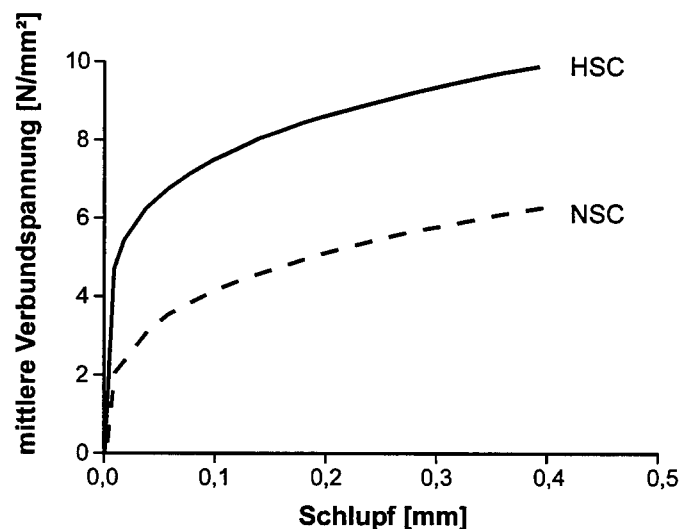
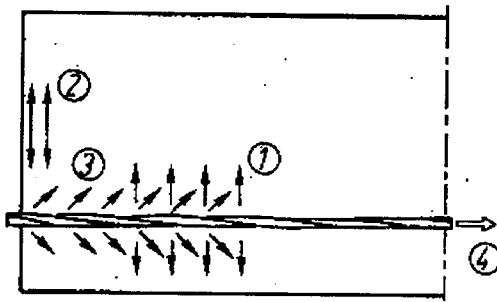


Bild 1: Mittlere Verbundspannung als Funktion des Schlupfes für $\beta_w = 35 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_w = 85 \text{ N/mm}^2$ nach [6]

Bei der Spannbettvorspannung führt insbesondere die Zugabe von Silikastaub zu einer deutlichen Verbesserung der Verbundeigenschaften von glatten Spannstahllitzen und gerippten Drähten im sofortigen Verbund mit hochfestem Beton [7]. Bei der Einleitung der Vorspannkraften ergeben sich dann sehr kurze Übertragungslängen im Bereich der Verbundverankerung. Nach [8, 9] vermindert sich die Übertragungslänge für Litzen im Einleitungsbereich der Vorspannung bei hochfestem Beton um 50 % gegenüber normalfestem

Beton. Die daraus resultierenden konzentrierten Sprengkräfte gemäß Bild 2 müssen durch die Betondeckung aufgenommen werden, um eine rißfreie Spannkrafteinleitung sicherzustellen.



Bildbeschriftung:

- 1: Sprengkräfte
- 2: Stirnzugkräfte
- 3: Verbundkräfte im Einleitungsbereich
- 4: Vorspannkraft

Bild 2: Beanspruchungen im Eintragungsbereich von Vorspannkraften durch sofortigen Verbund

Regelungen zu Mindestabmessungen im Spannkrafteinleitungsbereich für hochfesten Beton liegen bisher nicht vor. (Die Neuregelung in DIN 1045-1 erfolgte aufgrund der Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens). In [8] wird für hochfesten Beton und Spannstahlitzen die Grenze zur Sprengrißbildung mit einer Betondeckung in Höhe des 1,5-fachen Nenndurchmessers der Litzen angegeben.

In [2] wird aufgrund von Spannkrafteinleitungsversuchen darauf hingewiesen, daß die Mindestabmessungen der Betondeckung nach DIN 4227-1 nicht ausreichend sind, um die Vorspannkraft rißfrei einleiten zu können. Auch in [11] 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 in der Verantwortung der Fertigteilhersteller, da sie eine schädliche Rißbildung im Spannkrafteinleitungsbereich erkennen und solche Bauteile aussondern können.

Die erforderliche Betondeckung hängt im allgemeinen neben der Betonfestigkeit von dem Verbundverhalten der Spannstähle ab, da sich die Beanspruchung der Betondeckung (Ringzugspannungen) aus den Sprengkräften ergibt, die mit den Verbundkräften korrespondieren. Bei den Spannstählen ergeben sich unterschiedliche Verbundmechanismen in Abhängigkeit von der Spannstahloberfläche (gerippte Drähte oder glatte Litzen). Diese beeinflussen neben den Sprengkräften auch die Übertragungslänge der Vorspannung im Einleitungsbereich.

Es wird im allgemeinen zwischen Haftverbund, Reibungsverbund und Scherverbund unterschieden [12]. Treten Verschiebungen zwischen Stahl und Beton auf, wird der Haftverbund überwunden, und der Scherverbund wird aktiviert, der durch die Verzahnung von Stahl und Beton entsteht. Eine solche Verzahnung kann durch makroskopische Rauigkeiten wie z.B. die Rippen bei Rippenstählen oder durch mikroskopische Rauigkeiten wie z.B. Walzrauigkeiten bei glatten Stählen erzeugt werden. Nach Abscheren dieser Rauigkeiten

steigt die Verbundspannung nicht weiter an und es kommt zum Reibungsverbund. Bild 3 verdeutlicht diese Zusammenhänge für glatte und gerippte Stähle.

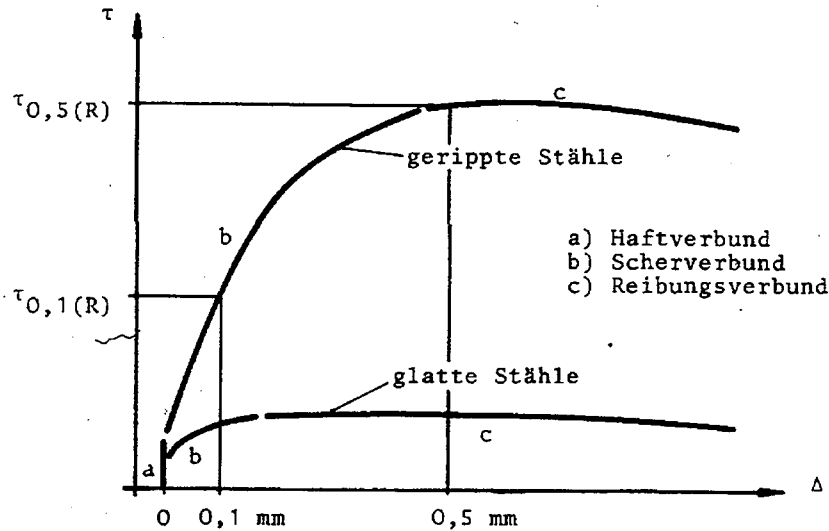


Bild 3: Qualitative Darstellung von Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen aus Ausziehversuchen nach [12]

Dementsprechend wird die Verbundfestigkeit von gerippten Spannstählen in erster Linie vom Scherverbund (Bild 4) bestimmt.

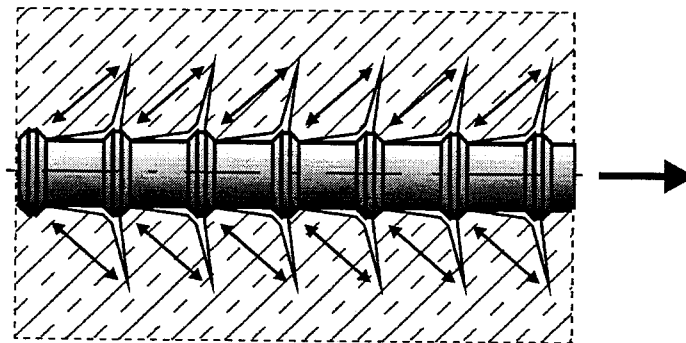


Bild 4: Schematische Darstellung des Scherverbundes gerippter Stähle

Die Verbundfestigkeiten von Litzen liegen zwischen denen von glatten und gerippten Stählen. Dies wird auf die Verdrehung der äußeren Drähte zurückgeführt. In Heft 310 des DAfStb [12] wird in Analogie zu Rippenstählen eine bezogene Rippenfläche für die Litze hergeleitet, in dem die vorstehenden Teile der Litze als verwundene Längsrippen aufgefaßt werden.

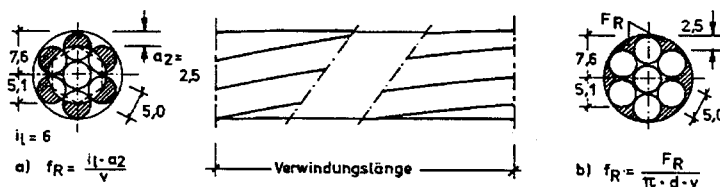


Bild 5: Bestimmung der bezogenen Rippenfläche f_R bei Litzen nach [12]

Birkenmaier [13] setzt dagegen nur etwa 50 % dieses Grenzwertes als bezogene Rippenfläche für die Litze an. Den Uijl weist in [14] 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 Spannstahl-Litzen dem von glatten Stählen gleich, bei denen ein Reibungsmechanismus nach Überwinden der Haftung aktiviert wird.

Nach [2] 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 [15] wird der Verbundmechanismus von Litzen allein mit dem Haftverbund und dem Reibungsverbund erklärt. Daß der Reibungsverbund bei Litzen größer ist als bei glatten Stählen, begründen Stocker und Sozen mit der unregelmäßigen Querschnittsgeometrie der Litzen. Da der Querschnitt nach dem Verschieben nicht genau in die nachfolgende Stelle paßt (Lack of fit), werden Querpressungen erzeugt, welche die Reibung vergrößern.

Nach [2, 14] können sich günstige Querpressungen auch durch Schwinden des Betons oder durch Querdehnungen des Stahls bei Stahlspannungsänderungen (Hoyer-Effekt [16]) ergeben. Eine Vergrößerung des Litzendurchmessers erzeugt Radialspannungen, die den Reibungsverbund und damit die Verbundfestigkeit verbessern. Nach [2] ergaben Versuche mit auf $0,66 \cdot \beta_2$ vorgespannten 15,3 mm-Litzen doppelt so hohe Verbundspannungen gegenüber nicht vorgespannten Litzen. Dieser Zusammenhang wird durch die in Bild 6 dargestellten Versuchsergebnisse verdeutlicht.

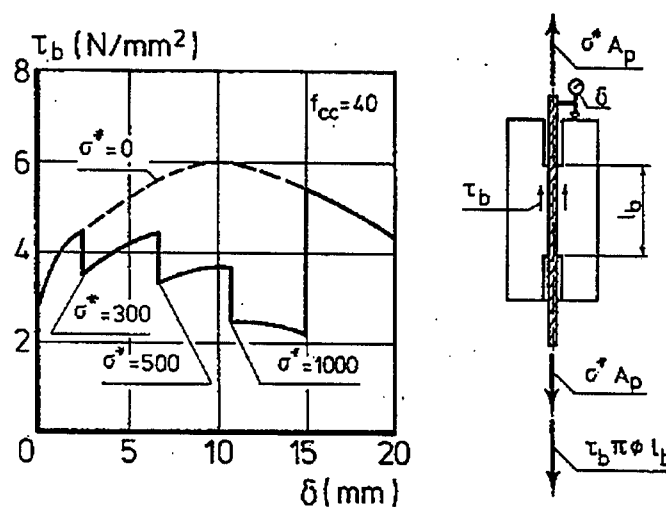


Bild 6: Einfluß der Höhe der Stahlspannungen auf die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung von Litzen nach [14]

Eine Querdehnung der Spannstähle tritt am Bauteilende entsprechend der Spannungsverminderung beim Ablassen der Spannbettvorspannung auf, so daß im Bereich der Eintragungslänge der Vorspannkraft eine deutliche Zunahme der Verbundfestigkeit entsprechend Bild 7 insbesondere bei Litzen zu erwarten ist.

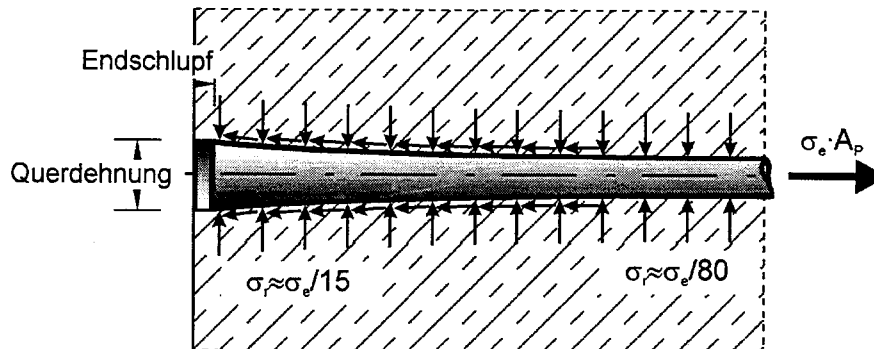


Bild 7: Schematische Darstellung des Hoyer-Effektes nach [16]

Der Einfluß der Verdrillung der Litzen auf den Reibungsverbund ist bisher noch nicht vollständig geklärt. Den Uijl folgert in [14] aus dem relativ steilen Winkel von 72° zwischen Spanngliedachse und der Resultierenden aus den Verbundspannungen und den Radialspannungen, daß die Sprengwirkung von Litzen verhältnismäßig 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. Den Uijl spricht in [17] von einer Keilwirkung der Litze, welche die radialen Druckspannungen auslöst.

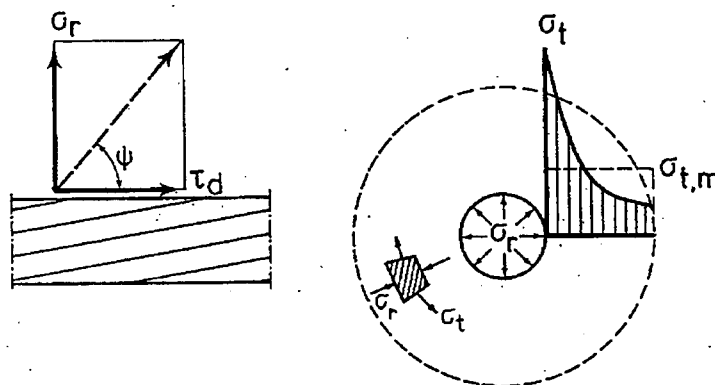
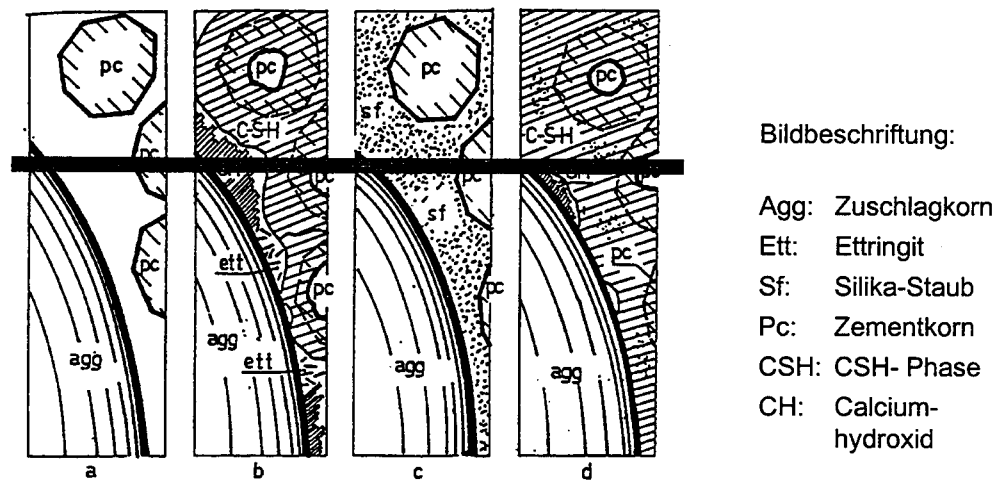


Bild 8: Spannungen infolge der Verbundwirkung nach [14]

Darüber hinaus sind die anderen Einflüsse auf das Verbundverhalten von Litzen in hochfestem Beton kaum erforscht. So wird in [2] darauf hingewiesen, daß der Hoyer-Effekt bei normalfestem Beton nur einen geringen Einfluß hat, da der Zementmörtel unterhalb der Spanndrähte zahlreiche Poren als Folge des Absetzvorganges des Betons besitzt. Hierdurch wird der E-Modul der Zementmörtel-Grenzschicht kleiner und damit die Querpressung

vermindert. Nach Reinhardt [18] bilden sich dort außerdem durch Absetzen und Bluten bevorzugt Calciumhydroxidkristalle (CH), die den Verbund schwächen. Bei hochfestem Beton mit Silikastaub entfällt diese poröse Übergangszone. Das Gefüge des Zementsteins wird durch die feinen Silikastaub-Partikel dichter und zusätzlich wird durch eine sekundäre puzzolanische Reaktion des Silikastaubs mit dem freien Calciumhydroxid vermehrt Calciumsilikathydrat (CSH) gebildet (Bild 9).

Hieraus resultiert eine deutliche Verbesserung des Haft- und Reibungsverbundes in hochfestem Beton. Zusätzlich ist zu erwarten, daß die erhöhten Schwindverformungen in jungem hochfesten Beton (autogenes Schwinden) durch ein Aufschrumpfen auf den Spannstahl den querpressungsabhängigen Reibungsverbund erhöhen.



- (a): Frischbeton ohne Silika-Zugabe vor Beginn der Erhärtungsphase
- (b): Grenzschicht des Betons nach (a) bei Beendigung der Hydratation, punktuelle Berührung zwischen CSH-Phasen und Zuschlagoberfläche, Ablagerung von Ettringit und Calciumhydroxid am Zuschlagkorn
- (c): Frischbeton mit Silika-Zugabe, Ansammlung der feinen Silika-Partikel an der Zuschlagoberfläche anstatt von Wasser in (a).
- (d): Weniger poröse Grenzschicht mit Silika-Zugabe nach Beendigung der Hydratation, Reaktion von Calciumhydroxid mit puzzolanischem Silika-Staub, Bildung zusätzlicher CSH-Phasen.

Bild 9: Schematische Darstellung der Grenzschicht zwischen Zuschlag und Zementleim bei Beton mit und ohne Silika-Zugabe nach [19]

Auch die Zunahme der Zugfestigkeit führt bei hochfestem Beton zu einem besseren Reibungsverbund, da größere Radialspannungen aufgenommen werden können. Allerdings nimmt die Zugfestigkeit nicht im gleichen Maße zu wie die Druckfestigkeit [20]. Da die Zugfestigkeit auch nicht entsprechend zur Verbundfestigkeit anwächst und die Sprengkräfte mit den Verbundkräften korrespondieren, wird in [21] vermutet, daß es in hochfestem Beton eher zur Sprengrißbildung kommt bzw. größere Betondeckungen erforderlich sind. Dementgegen haben Spannkrafteinleitungsversuche [8] ergeben, daß in hochfestem Beton geringere

Betondeckungen als in normalfestem Beton zur rißfreien Spannkrafteinleitung erforderlich sind.

Der Einfluß der dargestellten Zusammenhänge auf die Verbundfestigkeit im Spannkrafteinleitungsbereich ist insbesondere für hochfesten Beton noch nicht vollständig geklärt.

1.3 Ziel und Umfang der Untersuchungen

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit ist vorgesehen, den Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich für Spannbetragter aus hochfestem Beton für siebendrähtige Spannstahl-litzen mit einem Nenndurchmesser von 12,5 mm (0,5“-Litzen) und geripptem Spannstahldraht (Spanndraht \varnothing 12,0 mm) mit den erhöhten zulässigen Vorspannkraften gemäß DIN 1045-1 entsprechend [22] experimentell und theoretisch zu untersuchen. Hauptziel ist die Entwicklung normativer Regelungen zur erforderlichen Betondeckung und zu den Mindestabständen der Spannstähle sowie zur Übertragungslänge der Vorspannkraft und zur Verankerungslänge.

Das Versuchsprogramm umfaßt im einzelnen folgende Punkte:

- a) Das Verbundverhalten von Spanndrahtlitzen und gerippten Spannstahldrähten in hochfestem und normalfestem Beton wurde durch Reihenuntersuchungen anhand von 126 Ausziehversuchen experimentell ermittelt. Zur Analyse des Verbundverhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich wurden die Ausziehversuche mit vorgespannten Stählen und geeigneten Betonsorten mit unterschiedlichen Festigkeiten (B 45 bis B 105) und Betonzusammensetzungen (mit und ohne Silikastaub, Kies und Basaltzuschlag) 24 Stunden oder 14 Tage nach der Herstellung durchgeführt. Um das querpressungs-abhängige Verbundverhalten im Einleitungsbereich zu untersuchen, wurden die Vorspannkraften unmittelbar vor den Versuchen entsprechend der Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannkraft im Spannbett vermindert. Zusätzlich wird der Einfluß unterschiedlicher Betondeckungen ermittelt.
- b) Das Verhalten im Einleitungsbereich der Spannbettvorspannung wurde anhand von 15 Spannkrafteinleitungskörpern ohne Querbewehrung untersucht. Hierbei wurde systematisch die Betondeckung und der lichte Abstand der Spannstähle variiert, um die Mindestabmessungen für eine rißfreie Spannkrafteinleitung in unterschiedliche hochfeste Betone (B 65 bis B 105) gemäß a) zu ermitteln. Entsprechend den üblichen Herstellungsbedingungen wurde die Spannbettvorspannung bei 12 Versuchen bereits nach 24 Stunden eingeleitet, um praxisgerechte Übertragungslängen abzuleiten. Zusätzlich wurde das zeitabhängige Verhalten bis zu einem Monat nach der Spannkrafteinleitung untersucht.
- c) Um die Ergebnisse auf die Verhältnisse des wirklichen Bauteils zu übertragen, wurden vier Spannbetragter aus hochfestem Beton mit jeweils vier Spannstählen (Litzen oder gerippte Spanndrähte) in einer Lage entsprechend den Mindestabmessungen nach b) jeweils mit und ohne Bügelbewehrung im Spannkraftübertragungsbereich hergestellt, um zusätzlich den Einfluß einer Querbewehrung zu ermitteln. Nach dem Einleiten der Spannbettvorspannung

nach 24 Stunden wurden später Balkenversuche durchgeführt, um den Verankerungsbereich im Bruchzustand zu untersuchen. Zum Vergleich wurden zwei Spannbetträger mit gleichen Abmessungen aus normalfestem Beton untersucht.

- d) Zur Analyse der Versuchsergebnisse aus b) und c) wurden Berechnungen mit Finite-Element-Modellen (FEM) mit wirklichkeitsnaher Abbildung des Verbundverhaltens aus a) durchgeführt.

Die Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen wird in folgende Abschnitte unterteilt:

In Kapitel 2 werden die experimentellen Untersuchungen an den Auszieh- und Einleitungskörpern sowie an den Biegeträgern beschrieben. In Kapitel 3 werden die Ergebnisse der Versuche erläutert und diskutiert. Wegen der Vielzahl der Auswertungen werden hier die Ergebnisse exemplarisch dargestellt und zusammengefaßt. Im Anhang A, B und C sind für alle Versuchskörper die Auswertungen der Meßwerte zusammengestellt.

2 BESCHREIBUNG DER VERSUCHE

2.1 Ausziehversuche

2.1.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper

Das Versuchsprogramm umfaßt zwei Versuchsreihen mit zahlreichen Ausziehversuchen an vorgespannten 0,5“-Litzen (Nenndurchmesser 12,5 mm) und gerippten Spanndrähten \varnothing 12 mm. Als Versuchsparameter wurden die wesentlichen Einflüsse auf das Verbundverhalten von Spannstählen in hochfestem Beton untersucht.

Im einzelnen wird das Verbundverhalten im Spannkrafteinleitungsbereich durch folgende Einflüsse bestimmt:

- 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 querpressungsabhängige 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 durch die Spannungsverminderung beim Einleiten der Vorspannung wird die Verbundfestigkeit vergrößert.

In der ersten Versuchsreihe mit Litzen wurde der Einfluß der Parameter Betonzusammensetzung (mit und ohne Silikastaub, Kies- und Basalt-Zuschlag), Betonfestigkeit, Betonalter (24 Stunden und 14 Tage) und Betondeckung ($c = 5,5\varnothing$, $3\varnothing$ und $2\varnothing$, $\varnothing = 12,5$ mm = Nenndurchmesser) sowie der spannungsabhängigen Querdehnung systematisch untersucht.

Bei der zweiten Versuchsreihe mit gerippten Spanndrähten wurde die Betonzusammensetzung und die spannungsabhängige Querdehnung variiert.

Insgesamt wurden 14 Betonmischungen (Serie 1 bis 14) hergestellt. Dabei kamen fünf Betonrezepturen für hochfesten Beton und eine Betonrezeptur für normalfesten Beton zur Anwendung. Um den Einfluß von ungewollten Streuungen zu vermindern, wurden für jede Parameterkombination mit Ausnahme der Betondeckung jeweils drei Versuchskörper vorgesehen.

Eine Übersicht über die 108 Ausziehversuche an vorgespannten 0,5“-Litzen, die dazugehörigen Versuchsparameter und die verwendete Betonsorte ist in Tabelle 1 dargestellt. Hierbei kennzeichnet der Zusatz S die Betonsorten mit Silikastaubzugabe. Der Buchstabe K steht für Kieszuschlag, und der Buchstabe B bezeichnet einen Zuschlag mit Basaltsplitt. Zusätzlich wurden zum Vergleich in der Versuchsserie 2b Drahtbündel geprüft, welche nicht verlitz waren, ansonsten aber den gleichen Querschnitt wie die Litze besaßen.

Serie [Nr.]	Beton- sorte [-]	Versuchs- körper Anzahl [-]	Betonalter beim Versuch [-]	Kraftänderung der Litzen vor Versuchsbeginn [kN]	Auf den Nenn- durchmesser bezogene Betondeckung [-]
1	M 85 KS	9	14 Tage	0, 60, 110	5,5Ø
2a	M 85 KS	3	14 Tage	0	5,5Ø
2b	M 85 KS	6	14 Tage	0, 90	5,5Ø
3	M 65 K	9	14 Tage	0, 60, 100	5,5Ø
4	M 105 KS	9	14 Tage	0, 60, 110	5,5Ø
5	M 105 KS	9	24 Stunden	0, 60, 110	5,5Ø
6	M 105 BS	9	24 Stunden	0, 60, 110	5,5Ø
7	M 65 K	9	24 Stunden	0, 60, 110	5,5Ø
8	M 105 BS	9	14 Tage	0, 60, 110	5,5Ø
9	M 65 K	9	24 Stunden	0, 60, 120	2Ø, 3Ø, 5,5Ø
10	M 105 KS	9	24 Stunden	0, 60, 120	2Ø, 3Ø, 5,5Ø
11	M 85 KS	9	24 Stunden	0, 60, 120	2Ø, 3Ø, 5,5Ø
12	M 45 K	9	14 Tage	0, 60, 110	5,5Ø

Tabelle 1: Übersicht der durchgeführten Ausziehversuche mit 0,5“-Litzen

In der Tabelle 2 ist eine Übersicht über die 18 Ausziehversuche mit Spanndrähten Ø 12 mm dargestellt.

Serie [Nr.]	Beton- sorte [-]	Versuchs- körper Anzahl [-]	Betonalter beim Versuch [-]	Kraftänderung der Spanndrähte vor Versuchsbeginn [kN]	Auf den Nenn- durchmesser bezogene Betondeckung [-]
13	M 45 K	9	14 Tage	0, 60, 120	5,75Ø
14	M 105 KS	9	14 Tage	0, 60, 120	5,75Ø

Tabelle 2: Übersicht der durchgeführten Ausziehversuche mit Spanndrähten
 Ø 12 mm

Die Abmessungen der Versuchskörper mit einer Kantenlänge von 15 cm wurden entsprechend [23] gewählt. Hierbei wurde der Verbund der Litzen bzw. Spanndrähte unmittelbar an der Lasteinleitungsfläche durch ein Hüllrohr unterbunden, um Störungen durch die Lasteinleitung zu verhindern und damit ein wirklichkeitsnahes Verbundverhalten zu erreichen. Die eigentliche Verbundlänge betrug 5,0 cm. Lediglich bei der Serie 1 wurde die Verbundlänge mit 7,5 cm gewählt.

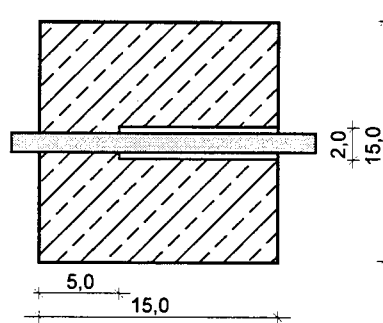


Bild 10: Längsschnitt des Versuchskörpers Serie 2 bis 14

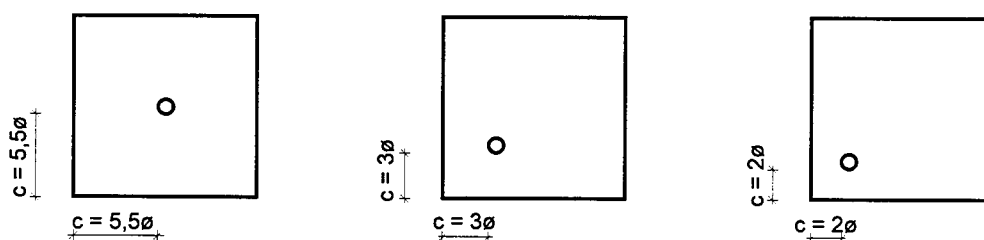


Bild 11: Querschnitte der Versuchskörper mit unterschiedlichen, auf den Nenn-durchmesser der Litzen ($\varnothing = 12,5$ mm) bezogenen Betondeckungen

2.1.2 Versuchsaufbau

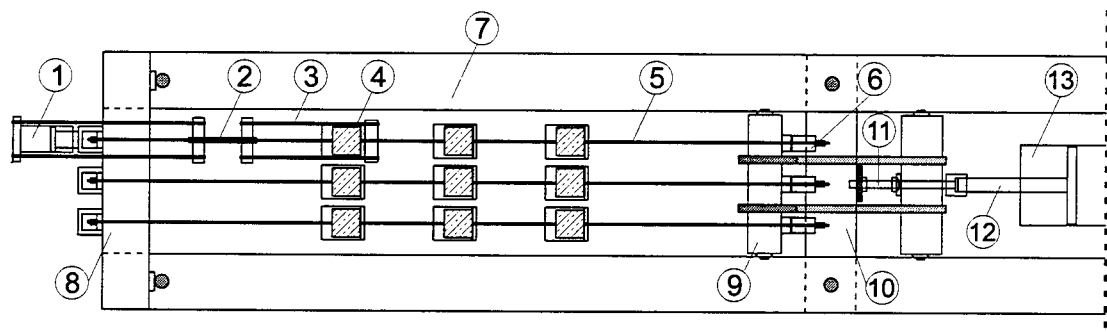
Die Versuchskörper wurden in einem horizontalen Prüfraumen mit vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten geprüft (Bild 12). Hierbei wurden die Spannstähle mit einem beweglichen Spannloch, das durch eine Zugstange mit dem Hauptzugzylinder verbunden war, vorgespannt. Die Vorspannkraft wurde durch eine Spindel bis zum Versuch gegen ein festes Loch zum Absetzen der Spannkraft verblockt. Die Spannkraften wurden durch Hohlkraftmeßdosen am beweglichen oder festen Spannloch kontrolliert. Der eigentliche Ausziehversuch erfolgte durch eine unabhängige Zugeinrichtung am festen Querloch. Die Zugkräfte wurden durch eine hydraulische Kolbenpresse auf ein Zuggestänge übertragen, das über eine kardanische Aufhängung die Kräfte zentriert an jeweils einen Versuchskörper weiterleitete. Die Einleitung der Kräfte in die Versuchskörper erfolgte durch Querjoche, welche die Belastung auf eine Lastverteilungsplatte übertrugen. Zur gleichmäßigen Verteilung der Pressung wurde zwischen Lastverteilungsplatte und Versuchskörper eine 5 mm dicke Elastomerzwischenlage angeordnet. Aufgrund der freien Verdrehbarkeit im Spannkrafteinleitungsbereich wurden die

Versuchskörper auf Kugelrollen gelagert. Die Messung der Ausziehkräfte erfolgte mit kalibrierten Zugmeßstäben, die zwängungsfrei im Zuggestänge gelagert wurden.

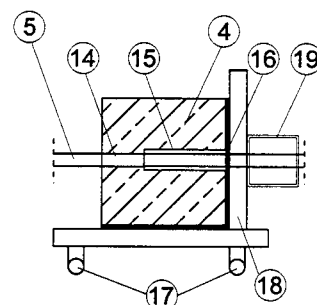
Durch die Anordnung der Versuchskörper ungefähr in der Mitte zwischen den Verankerungen der vorgespannten Litzen bzw. Spanndrähten wurde die Ausziehkraft etwa je zur Hälfte in den vor den Versuchskörper liegenden Abschnitt der Spannstähle und je zur Hälfte in den dahinter liegenden Abschnitt geleitet.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

Bei den Versuchen mit einer Spannungsänderung der Litzen wurde die Vorspannkraft unmittelbar vor dem Versuch durch den Hauptzugzylinder vermindert und erneut verblockt. Anschließend wurden nacheinander die Ausziehversuche durchgeführt.

Aufsicht der Prüfmaschine:



Längsschnitt im Bereich der Versuchskörper:



- | | |
|--|-------------------------------------|
| 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 (150×150×150 mm) | 13 Hauptzugzylinder (2000 kN) |
| 5 vorgespannte Litze bzw. Spanndraht | 14 Verbundlänge (50 mm) |
| 6 Hohlkraftmeßdose | 15 PVC-Rohr |
| 7 Prüfrahmen | 16 Elastomerzwischenlage |
| 8 festes Querjoch | 17 Kugelrollen |
| 9 bewegliches Spannjoch | 18 Lastverteilungsplatte |
| | 19 Querjoch |

Bild 12: Versuchsaufbau der Ausziehversuche im Spannbett

2.1.3 Baustoffe

Insgesamt wurden für die Versuchskörper sechs unterschiedliche Mischungsentwürfe (M 45 K, M 65 K, M 85 KS, M 105 KS, M 95 BS und M 105 BS) verwendet. Die Herstellung erfolgte in der institutseigenen Mischanlage. Hierbei wurden die Zemente CEM I 42,5 R und 52,5 R der Firma Dyckerhoff Zement GmbH, Werk Lengerich, verwendet. Der Zuschlag bestand aus ungebrochenem Quarzkies bzw. gebrochenem Basaltsplitt. Als Zusatzstoff wurde Silicasuspension „Elkem Microsilica (SF)“ der Fa. Woermann-Elkem GmbH und als Zusatzmittel Fließmittel FM 62 der Firma Heidelberger Baustofftechnik zugegeben.

		M 45 K	M 65 K	M 85 KS	M 105 KS	M 95 BS	M 105 BS
CEM I 42,5 R	[kg/m ³]	280	420	-	-	-	-
CEM I 52,5 R	[kg/m ³]	-	-	450	450	450	450
Silika Feststoff (S _{fest})	[kg/m ³]	-	-	35	45	45	65
Wasser (W)	[l/m ³]	144	126	143	121	134	129
Fließmittel (FM)	[l/m ³]	0 – 2	10 – 16	7	16 – 21	16	23 – 27
Sand 0-2	[kg/m ³]	639	611	568	611	677	621
Kies 2-6	[kg/m ³]	783	549	698	392	28	42
Kies 8-16	[kg/m ³]	522	700	468	757	-	-
Splitt 2-8	[kg/m ³]	-	-	-	-	346	279
Splitt 8-11	[kg/m ³]	-	-	-	-	816	914
w/z	[-]	0,51	0,30	0,32	0,27	0,30	0,29
(w + 0,65·FM)/(z + S _{fest})	[-]	0,52	0,32	0,31	0,27	0,29	0,28

S_{fest} = Silika-Feststoffanteil

Tabelle 3: Zusammensetzung der verwendeten Betonsorten

Durch die unterschiedliche Dosierung des Fließmittels konnten bei allen Betonsorten mit Kieszuschlag das Ausbreitmaß zwischen 380 bis 530 mm eingestellt werden. Das Ausbreitmaß des M 105 BS erreichte bis zu 450 mm.

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 in einem Betonalter von 24 Stunden oder 14 Tagen durchgeführt. Zum Vergleich wurde bei den Versuchen nach 24 Stunden auch die Würfel Festigkeit an je drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm nach 14

Tagen festgestellt. 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 [24], gelagert. Tabelle 4 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und der Güteprüfungen.

Beton- sorte [-]	Serie [Nr.]	24-Stunden-Festigkeit		14-Tage-Festigkeit		28-Tage Güteprüfung
		Würfel- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfel- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfel- festigkeit [N/mm ²]
M 45 K	12	-	-	54,0	2,62	55,0
	13	-	-	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
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	-	-	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

(...): Festigkeiten aufgrund von exzentrischer
 Lasteinleitung der Prüfmaschine zu gering

Tabelle 4: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen (Mittelwerte aus 3 Einzelproben)

Als Spannstahlbewehrung wurden kaltgezogene Spanndrahtlitzen (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 gemessenen Baustoffkennwerte enthalten die folgenden Tabelle 5 und 6.

Durchmesser	Querschnitt	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Zugfestigkeit/ Streckgrenze	E-Modul
[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
12,5	93,8	1639	1784	1,088	196702

Tabelle 5: Gemessene Materialkennwerte der verwendeten 0,5“-Litze

Durchmesser	Querschnitt	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Zugfestigkeit/ Streckgrenze	E-Modul
[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
12	111,1	1494	1613	1,080	202139

Tabelle 6: Gemessene Materialkennwerte des verwendeten Spanndrahts
 Ø 12 mm

2.1.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Um den Einfluß der Querdehnung der Spannstähle auf das Verbundverhalten entsprechend der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung zu ermitteln, wurden die Versuchskörper im Spannbett an Litzen bzw. Spanndrähten hergestellt, die mit rd. 125 kN bis 135 kN je Litze bzw. rd. 135 kN je Spanndraht vorgespannt waren. Hierzu wurde eine maßgenaue, mehrteilige Holzschalung aus wasserfestem Sperrholz verwendet. Um einen unkontrollierten Wasserentzug zu verhindern, war die Schalung mit Kunststoff beschichtet.

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. Die Versuchskörper wurden beim Ausziehversuch nach 24 Stunden unmittelbar vor dem Versuch ausgeschalt. Bei den Versuchen nach 14 Tagen wurde die Schalung nach einer Woche entfernt und die Versuchskörper bis zum Versuch mit Folie abgedeckt.

2.1.5 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 aus der Ausziehungskraft gering zu halten. Die Messung

erfolgte durch je zwei induktive Wegaufnehmer im Abstand von 20 mm zur Spanngliedachse. Die Wegaufnehmer wurden im Meßhalter symmetrisch zur Spanngliedachse angeordnet, um Bewegungen des Spannstahls quer zur Achse durch Mittelwertbildung ausgleichen zu können und damit die Verschiebung in der Spannstahlachse gegenüber der Stirnfläche zu erfassen (Bild 13). Zusätzlich wurde die Rotation durch einen in Querrichtung angeordneten induktiven Wegaufnehmer gemessen.

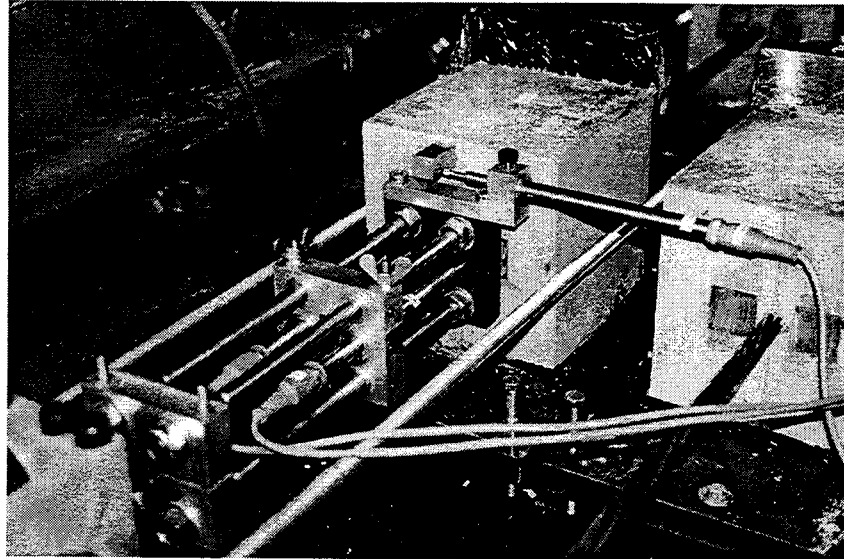


Bild 13: Meßanordnung bei den Ausziehversuchen

Die Ausziehkräfte wurden durch zwei Zugmeßstäbe aus Rundstahl mit je zwei gegenüberliegenden Dehnungsmeßstreifen (DMS, Bauart HBM 6/120LY61) mit einer Meßbasis von 6 mm ermittelt. Die Zugmeßstäbe wurden mit einer Kalibrierung vor und nach den Versuchen geeicht.

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

2.1.6 Belastungsgeschichte

Unmittelbar vor dem eigentlichen Ausziehversuch wurde zur Untersuchung der Auswirkung der Kraftänderung bei der Spannkrafteinleitung die Spannkraft der einbetonierten Spannglieder verringert. Um den direkten Vergleich zu erhalten, wurden jeweils drei Körper ohne eine vorherige Spannkraftveränderung, drei mit einer Verminderung um 60 kN und drei mit einer Spannkraftverminderung um 110 oder 120 kN nacheinander geprüft.

Die Belastung der Zugeinrichtung wurde durch eine elektro-hydraulische Pumpe über ein Feinsteuerventil kontinuierlich aufgebracht, bis ein Schlupf von rd. 3 mm erreicht wurde. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug hierbei gemäß [23] 80 N/sec. Dies entspricht einer Verbundspannungszunahme von 0,035 N/(mm²sec) bei den Litzen bzw. 0,042 N/(mm²sec) bei den Spanndrähten. Nach Erreichen des angestrebten Endwertes der Verschiebung wurde die Belastung durch Öffnen des Ventils schnell heruntergefahren.

2.2 Spannkrafteinleitungsversuche

2.2.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper

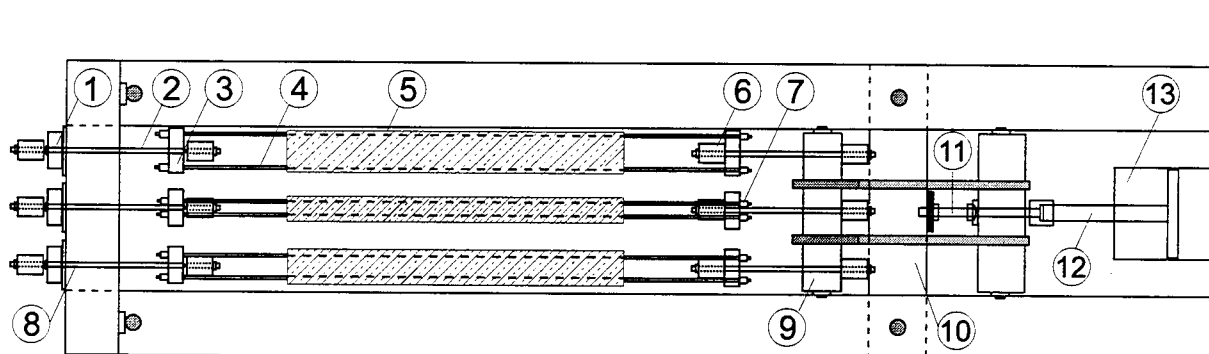
In den Spannkrafteinleitungsversuchen nach [22] wurden aufgrund der Vorversuche 01 bis 03 systematisch der Einfluß der Betonfestigkeit und Zusammensetzung (mit und ohne Silikastaub), der Betondeckung ($c = 1,5 \varnothing$ bis $3,0 \varnothing$, $\varnothing =$ Nenndurchmesser) und dem lichten Abstand s der Litzen auf den Spannkrafteinleitungsbereich untersucht. Die Querschnitte wurden entsprechend der zu erwartenden Festigkeit in Anlehnung an DIN 4227-1, Tabelle 9, Zeile 5 gewählt. Die Länge der Versuchskörper betrug 1,60 m. Die Versuchskörper ohne Betonstahlbewehrung wurden im Spannbett mit 2 bzw. 4 Litzen vorgespannt. Die Vorspannkkräfte nach E DIN 1045-1 (je Litze $135,0 \cdot 0,93 = 126$ kN) wurden in je 10 Laststufen jeweils gleichzeitig innerhalb von einer Stunde eingeleitet. Entsprechend der hohen Frühfestigkeit von hochfestem Beton wurden die Versuchskörper 1 bis 12 bereits 24 Stunden nach Herstellung vorgespannt. Tabelle 7 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Versuche.

Versuchs- Körper Nr.	Anzahl der 0,5"-Litzen [n]	Bezogene Beton- deckung c/\varnothing	Bezogener lichter Abstand s/\varnothing	Querschnitt a x b [mm]	Beton- sorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft einleitung
01	2	1,6	2,4	60,0 x 100	M 95 BS	11 Tage
02	2	2,4	2,4	70,0 x 115	M 95 BS	13 Tage
03	2	3,0	2,4	70,0 x 130	M 95 BS	13 Tage
1	2	1,5	>4	50,0 x 205	M 105 KS	24 Std
4	2	1,5	>4	50,0 x 250	M 65 K	24 Std
7	2	1,5	>4	50,0 x 180	M 105 BS	24 Std
3	2	2,0	>4	62,5 x 165	M 105 KS	24 Std
6	2	2,0	>4	62,5 x 200	M 65 K	24 Std
9	2	2,0	>4	62,5 x 145	M 105 BS	24 Std
2	2	2,5	>4	75,0 x 140	M 105 KS	24 Std
5	2	2,5	>4	75,0 x 165	M 65 K	24 Std
8	2	2,5	2,6	75,0 x 120	M 105 BS	24 Std
10	4	2,5	2,0	112,5 x 180	M 105 KS	24 Std
11	4	3,0	2,0	125,0 x 165	M 105 KS	24 Std
12	4	3,0	2,0	125,0 x 200	M 65 K	24 Std

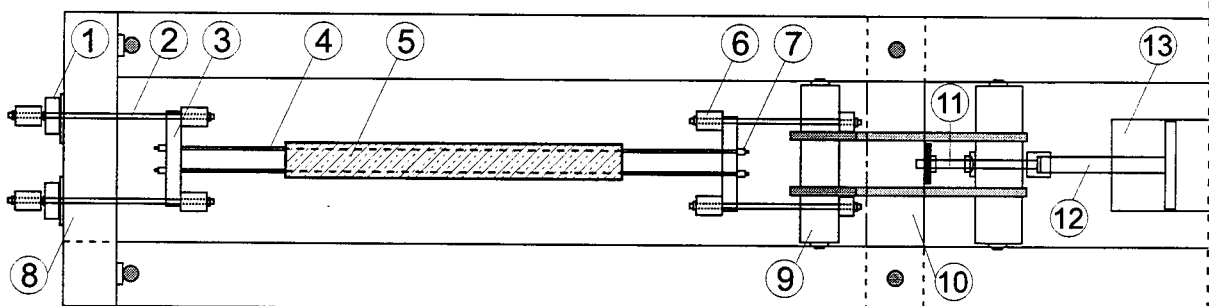
Tabelle 7: Übersicht der Spannkrafteinleitungsversuche

2.2.2 Versuchsaufbau

Die Versuchskörper wurden in einem geschlossenen Rahmensystem einer liegenden Zugprüfmaschine (Typ Mohr & Federhoff mit 2000 kN Höchstlast) vorgespannt (Bild 14). Die Auflagerung erfolgte auf 20 mm dicken, plangeschliffenen Stahlblechen. Um Zwängungen auszuschließen, wurden die Versuchskörper auf eine Zwischenlage aus Hartschaumplatten oder doppelter Folie hergestellt und die Lage bis zum Versuchsende nicht verändert. Die Spannkraft wurde durch den hydraulischen Zugsylinder aufgebracht und über eine Zentrierung aus einer Kugelkalotte und einer Spannspindel in ein bewegliches Spannjoch weitergeleitet, das wiederum die Zugkraft über ein gelenkiges Umsetzgehänge gleichmäßig an die Litzenbewehrung abgab. Die einwirkende Kraft der Litzen wurde über ein reibungsarm gelagertes Umsetzgehänge durch Druckmeßdosen am festen Querjoch gemessen.



a) Versuchsaufbau für die Versuchskörper 1 bis 9



b) Versuchsaufbau für die Versuchskörper 11 bis 12

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

Bild 14: Versuchsaufbau für die Spannkrafteinleitungsversuche - Prüfrahen und Belastungseinrichtung

2.2.3 Baustoffe

Für die 15 Versuchskörper wurden die Betonsorten M 65 K, M 105 KS, M 95 BS und M 105 BS mit derselben Zusammensetzung wie bei den Ausziehversuchen verwendet (Tabelle 3).

Zur Ermittlung der Betonfestigkeit wurden Erhärtungsprüfungen zum Zeitpunkt des Vorspannens nach 24 Stunden bzw. nach 11 oder 13 Tagen 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 durchgeführt. Zum Vergleich wurde bei den Versuchen nach 24 Stunden auch nach 14 Tagen die Würfel- und die Spaltzugfestigkeit bestimmt. 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 [24], gelagert. Tabelle 8 enthält die Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen der Versuchskörper 01 bis 03 und 1 bis 12.

Beton- sorte [-]	Versuchs- körper [Nr.]	24-Stunden-Festigkeit beim Vorspannen		14-Tage-Festigkeit		28-Tage Güteprüfung
		Würfel- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfel- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Würfel- festigkeit [N/mm ²]
M 65 K	4 – 6	46,5	2,95	81,8	3,89	88,5
	12	48,3	2,93	86,3	4,83	88,8
M 105 KS	1 – 3	77,3	3,53	105,6	5,87	112,3
	10	73,8	-	98,1	4,76	113,6
	11	74,2	4,24	112,7	4,55	109,9
M 95 BS	01	-	-	90,0	3,70	-
	02 – 03	-	-	84,0	3,83	-
M 105 BS	7 – 9	80,7	3,60	112,8	3,98	116,6

Bei den Vorversuchen 01 bis 03 wurde die Festigkeit nach 11 bzw. 13 Tagen zum Zeitpunkt des Spannkrafteinleitungsversuchs festgestellt

Tabelle 8: Ergebnisse der Erhärtungs- und Güteprüfungen (Mittelwerte aus 3 Einzelproben)

Die Spannstahlbewehrung bestand aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770) der Fa. WDI. Eine Zusammenstellung der gemessenen Baustoffkennwerte enthält die folgende Tabelle 9.

Durchmesser	Querschnitt	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Zugfestigkeit/ Streckgrenze	E-Modul
[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]
12,5	93,2	1657	1818	1,097	194850

Tabelle 9: Gemessene Materialkennwerte des verwendeten Spannstahls

2.2.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden liegend betoniert. Um eine größtmögliche Maßgenauigkeit bei der Herstellung der Versuchskörper sicherzustellen, wurde eine Stahlschalung verwendet.

Zum maßgenauen Einbau wurden die Litzen in Lochschablonen verankert und mit 126 kN je Litze vorgespannt (Bild 14). Aufgrund der Vorspannung konnte so auf die Anordnung von Abstandhaltern verzichtet werden. Um eine symmetrische und zentrische Bewehrungsanordnung während des Erhärtens sicherzustellen, wurde die Schalung mit Meßleeren an der vorgespannten Bewehrung ausgerichtet und mit Stellschrauben höhenjustiert sowie mit den Stirnschalungen seitlich fixiert.

Der Betoniervorgang der einzelnen Versuchskörper 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. Bis auf eine Unterbrechung zum Vorspannen wurden die Versuchskörper bis zu einem Alter von 7 Tagen mit einer Kunststoffolie bedeckt. Vor dem Vorspannen wurden die Seitenschalungen entfernt. Die Vergleichskörper wurden unter den gleichen Bedingungen gelagert.

2.2.5 Meßverfahren und Meßwerterfassung

Die Messung der Betondehnungen während des Versuchs im Einleitungsbereich erfolgte kontinuierlich mit Dehnungsmeßstreifen (DMS, Bauart HBM 20/120LY41) mit einer Meßbasis von 20 mm an zwei gegenüberliegenden Meßstrecken an den Seitenflächen der Versuchskörper. Um den Verlauf der Betondehnungen im Einleitungsbereich vollständig zu erfassen, wurden jeweils 6 DMS je Seite und Körperende angeordnet. Der erste DMS der Meßstrecke wurde 2 cm hinter der Stirnfläche am Anfang der Eintragungslänge fixiert. Die Abstände der folgenden vier DMS variierten entsprechend der zu erwartenden Eintragungslänge zwischen 5 und 17 cm. Ein weiterer DMS jeder Meßstrecke wurde in größerem Abstand angeordnet, um die Betondehnungen außerhalb der Eintragungslänge zu erfassen (Bild 15). 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 ungestörten Bereich der Versuchskörper zwischen den Eintragungslängen mit induktiven Messungen mit einer Meßbasis von jeweils 50 cm erfaßt.

Die Verschiebung jedes einzelnen Spannstahls an den Enden der Versuchskörper wurde durch induktive Wegaufnehmer gemessen, welche die Verschiebung gegenüber den Stirnflächen kontinuierlich erfaßten. Diese Wegaufnehmer wurden 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 kann durch die Auswertung der Verschiebungsebene die Verschiebung in der Spannstahlachse genau bestimmt werden (Bild 15).

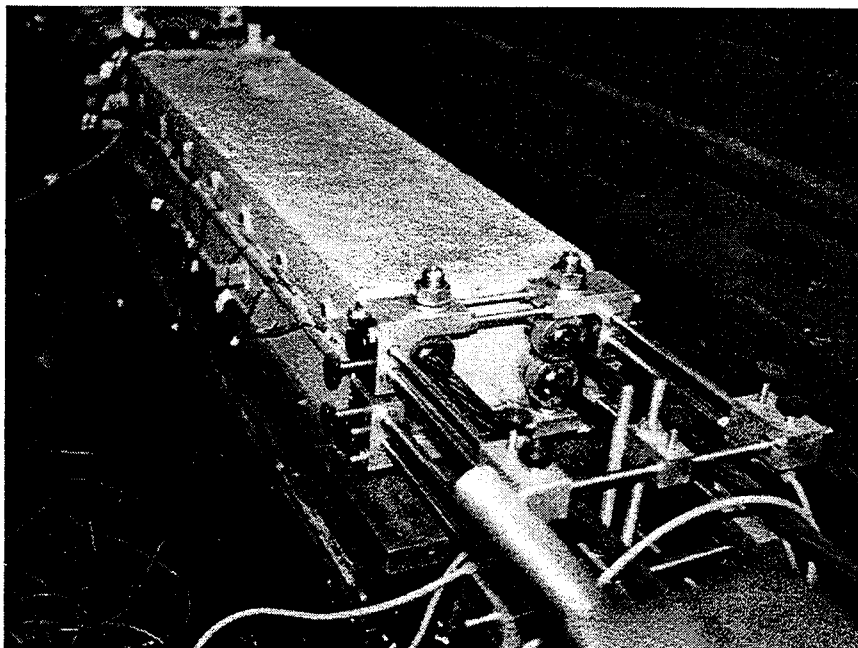


Bild 15: Meßanordnung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Die Kontrolle und Überwachung der eingeleiteten Spannkraft erfolgte über Druckmeßdosen (Bild 14).

Alle elektrischen Meßsignale wurden während des Versuchs mittels einer Vielstellenmeßanlage vom Typ UGR 60 der Firma Hottinger und einem Meßwerte-Erfassungsprogramm kontinuierlich elektronisch aufgezeichnet. Die Meßwerte der induktiven Messungen mit 50 cm 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.

Zur Erfassung des zeitabhängigen Verhaltens wurden die Betondehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich mit den Dehnungsmeßstreifen und die Verschiebungen der Spannstähle 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.

2.2.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchskörper 1 bis 12 wurden einen Tag nach der Herstellung vorgespannt. Hierbei wurde zunächst die Absetzspindel durch Aufbringen einer Zugkraft des Hauptzugzylinders gelöst (Bild 14). 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 von ca. einer Stunde gleichzeitig eingeleitet bis keine äußere Zugkraft mehr vorhanden war.

Zusätzlich wurden zur Ermittlung der zeitabhängigen Verbundeigenschaften im Einleitungsbereich nach 14 Tagen die äußere Zugkraft von Null über die Laststufe der Dekompression hinaus gesteigert und anschließend wieder bis auf Null abgelassen (Wiederbelastung). Um die Auswirkungen einer Verschiebungsumkehr wie bei einem Biegeriß im Übertragungsbereich der Vorspannkraft zu untersuchen, wurde die Wiederbelastung bis in den Bereich der Verschiebungsumkehr und der Zugrißbildung im Übertragungsbereich durchgeführt.

2.3 Balkenversuche

2.3.1 Versuchsprogramm und Abmessungen der Probekörper

Das Versuchsprogramm gemäß [22] bestand aus zwei Versuchsreihen mit insgesamt sechs Balken der Länge $l = 3,60$ m. Zunächst wurden drei Balken mit Litzenvorspannung mit den Außenabmessungen Breite (b) / Höhe (d_0) = 34,5 / 40 cm untersucht. Bei den drei Balken der zweiten Versuchsreihe mit (b) / (d_0) = 36,5 / 40 cm bestand die Spannbewehrung aus geripptem Spanndraht $\varnothing 12$ mm. Mit einer Stützweite von 3,50 m ergab sich eine Schlankheit als Verhältnis der Stützweite zur Trägerhöhe von 8,8. Die Balken wurden als T-Querschnitt ausgebildet, um ein Versagen im Bruchzustand durch Fließen der Spannbewehrung sicherzustellen. Die Betondeckung und der lichte Abstand der vier Spannstäbe in einer Lage wurde entsprechend den Mindestmaßen zur rißfreien Spannkrafteinleitung aus den Ergebnissen der Spannkrafteinleitungsversuche gewählt.

Die zulässigen Vorspannkkräfte im Spannbett nach E DIN 1045-1 der 0,5“-Litzen von je 126 kN und der gewählten Vorspannkkräfte der Spanndrähte $\varnothing 12$ mm von je 125 kN (s. Kapitel 3.3.1) wurden in 10 Stufen gleichzeitig entsprechend den in Kapitel 2.2 beschriebenen Spannkrafteinleitungsversuchen eingeleitet. Zur Überprüfung der Verankerung im Bruchzustand wurde später der eigentliche Balkenversuch durchgeführt.

Bei den Versuchsreihen wurde der Einfluß der Betonzusammensetzung (hochfester Beton mit und ohne Silikastaub) und der Bügelbewehrung (mit und ohne Bügel im Spannkrafteinleitungsbereich) untersucht. Zum Vergleich wurden zwei Balken aus normalfestem Beton M 45 K hergestellt. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 10 zusammen-gestellt.

Balken [Nr.]	Spannbewehrung [-]	Bezogene Beton- deckung c/\varnothing	Bezogener lichter Abstand s/\varnothing	Steg- breite b_0 [mm]	Beton- sorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft einleitung	Betonalter beim Versuch [Tagen]
1	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	M 105 KS	24 Std	53
2	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	M 65 K	24 Std	51
3	4 Litzen 0,5"	3,0	2,0	200	M 45 K	3 Tage	32
4	4 Spanndrähte $\varnothing 12$	3,5	2,5	222	M 105 KS	24 Std	79
5	4 Spanndrähte $\varnothing 12$	3,5	2,5	222	M 65 K	24 Std	54
6	4 Spanndrähte $\varnothing 12$	3,5	2,5	222	M 45 K	3 Tage	38

Tabelle 10: Übersicht des Versuchsprogramms der Balkenversuche

Nachfolgend sind die Abmessungen und die Bewehrung der Versuchsbalken 1 bis 6 dargestellt:

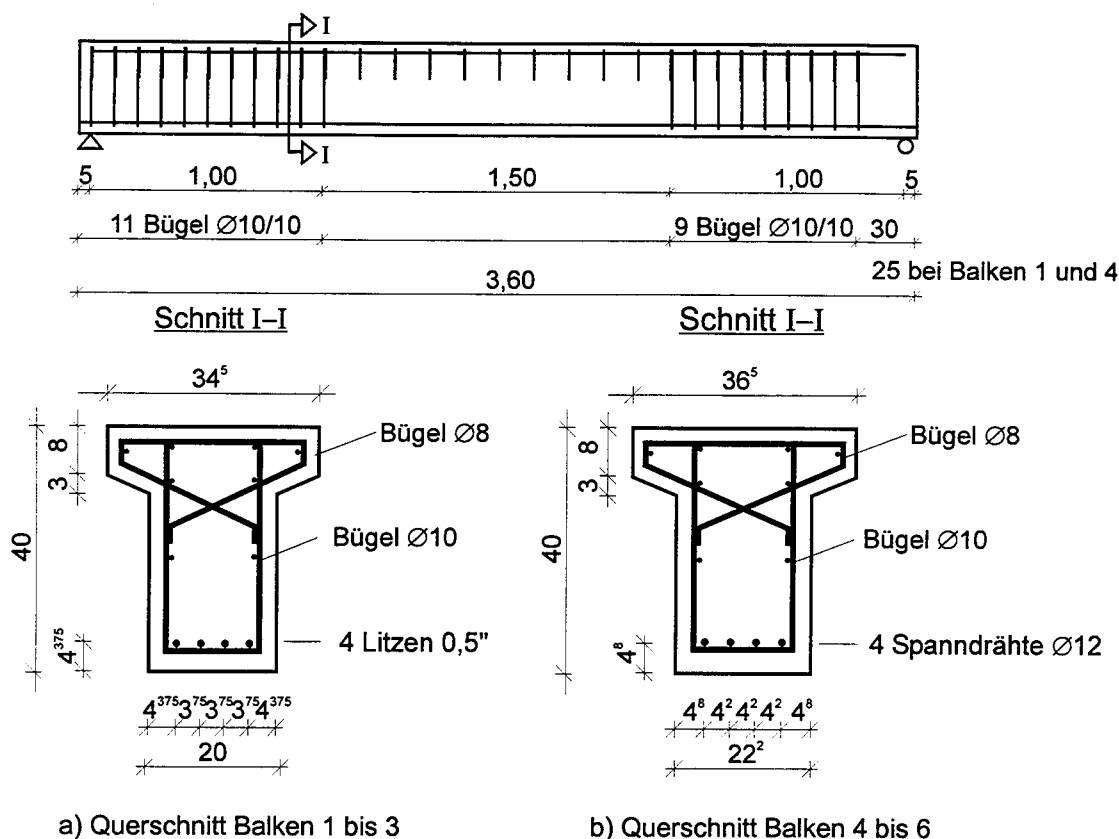


Bild 16: Abmessungen und Bewehrung der Balken mit vier Spannstählen

2.3.2 Versuchsaufbau

Das statische System sowie die Belastungsanordnung ist in Bild 17 dargestellt. 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 $l \times b = 100 \times 200$ mm an der Stegunterseite angeordnet. Der Überstand der Balken gegenüber den Auflagerachsen betrug 5 cm.

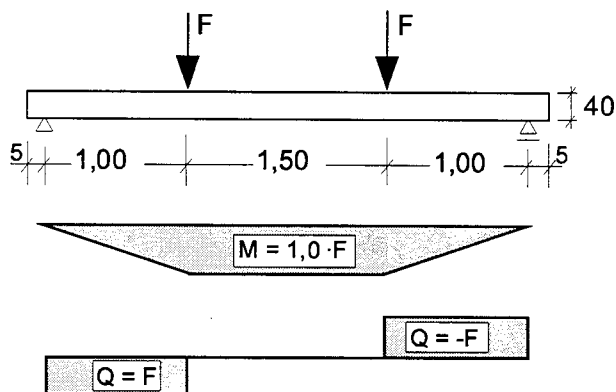


Bild 17: Statisches System und Schnittgrößen

Die Prüflast wurde durch einen hydraulischen Einzelprüfzylinder über eine auf zwei Stahlrollen gelagerte Lastverteilungstraverse im Abstand von $a = 1,00$ m eingetragen. Die

einwirkende Kraft wurde durch eine Druckmeßdose zwischen Einzelprüfzylinder und Lastverteilungstraverse gemessen. Das Eigengewicht der Traverse von 6,0 kN und des Versuchsbalkens ergab eine Vorbelastung, die sich zu der Beanspruchung aus dem Prüfzylinder addiert.

2.3.3 Baustoffe

Für die sechs Versuchsbalken wurden die Betonsorten M 45 K, M 65 K und M 105 KS (vgl. Tabelle 5) verwendet. Wie bei den Spannkrafteinleitungsversuchen wurden zur Ermittlung der Materialeigenschaften der Betone zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung zahlreiche Begleitkörper (Würfel und Spaltzugzylinder) hergestellt. Zusätzlich wurden beim Balkenversuch die Zylinderfestigkeit und der E-Modul an Zylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm bestimmt. Aufgrund des Fassungsvermögens der institutseigenen Mischanlage wurde die vorgedrückte Zug- und die Druckzone der Balken aus je einer Mischung derselben Betonsorte hergestellt. Bei den Balken 4 bis 6 wurde aufgrund der größeren Querschnitte eine dritte Mischung für den Stegbereich benötigt. Da die Ergebnisse beim Spannkrafteinleitungsversuch und beim Balkenversuch zum Nachweis der Verankerung ausschließlich von den Materialeigenschaften des Betons der Zugzone abhängen, werden im folgenden nur die Werte der hier verwendeten Betonmischung angegeben (Tabelle 11).

Beton- sorte [-]	Versuchs- balken [Nr.]	24-Stunden-Festigkeit beim Vorspannen		Festigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung	
		Würfel- festigkeit [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinder- festigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
M 45 K	3	39,2	2,40	43,9	36410
	6	34,9	2,23	42,8	37106
M 65 K	2	49,6	3,16	62,8	41016
	5	46,4	2,95	64,9	41652
M 105 KS	1	74,5	4,14	99,2	44215
	4	71,4	4,50	97,8	43533

Bei den Balken 3 und 6 wurde die Festigkeit beim Vorspannen nach 3 Tagen zum Zeitpunkt des Spannkrafteinleitungsversuchs festgestellt

Tabelle 11: Ergebnisse der Erhärtungsprüfungen (Mittelwerte aus 3 Einzelproben)

Die Güteprüfung des Festbetons erfolgte nach DIN 1048 [24] an Zylindern mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Länge von 30 cm. Nachfolgend sind in Tabelle 12 die

Mittelwerte jeweils aus den zwei Betonmischungen des Balkens für die Zug- und Druckzone sowie für den Stegbereich der Versuchsbalken bei drei Mischungen zusammengefaßt.

Beton- sorte	Versuchs- balken	Wüfel- festigkeit (Zugzone)	Wüfel- festigkeit (Stegbereich)	Wüfel- festigkeit (Druckzone)
[-]	[Nr.]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
M 45 K	3	56,8	-	56,4
	6	55,0	60,4	52,8
M 65 K	2	80,1	-	80,8
	5	81,5	82,2	85,8
M 105 KS	1	108,9	-	110,2
	4	106,7	110,7	114,0

Tabelle 12: Ergebnisse der Güteprüfungen (Mittelwerte aus 3 Einzelproben)

Die Spannstahlbewehrung bestand bei den Balken 1 bis 3 aus 0,5“-Litzen (St 1570/1770). Sie wurde aus der gleichen Lieferung entnommen wie bereits die Spannstahlbewehrung der Spannkrafteinleitungsversuche, so daß hier die gleichen Materialeigenschaften vorliegen (Tabelle 9). Die Balken 4 bis 6 wurden mit vergütetem, gerippten Spannstahldraht \varnothing 12 mm (St 1420/1570) vorgespannt. Die Materialeigenschaften des verwendeten Spanndrahts enthält Tabelle 6. Für die Bügel- und schlaaffe Längsbewehrung wurde handelsüblicher Betonstahl (BSt 500/550) verwendet.

2.3.4 Herstellung und Lagerung der Versuchskörper

Die Träger wurden im verlängerten Prüfrahmen als Spannbett gemäß Bild 14 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.

Die Träger wurden einen Tag nach der Herstellung 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.

2.3.5 Meßverfahren und Meßwerterfassung

Im einzelnen wurden folgende Messungen zur Beurteilung des Tragverhaltens durchgeführt:

- Die Größe der aufgebrachten Kraft wurde mittels einer Kraftmeßdose kontrolliert.
- Die Balkendurchbiegung in Feldmitte wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer ermittelt.
- Im Bereich einer 1,10 m langen Meßstrecke, welche im mittleren Trägerdrittel zwischen den beiden Einzellasten angeordnet war, wurde die Differenzdurchbiegung mit einem weiteren induktiven Wegaufnehmer an einer Meßbrücke erfaßt.
- Die Betondehnungen im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich in Höhe der Spannstähe wurden mit Dehnungsmeßstreifen wie bei den Spannkrafteinleitungsversuchen gemessen.
- Die Messung der Verschiebung der Spannstahlenden bei der Spannkrafteinleitung und beim Balkenversuch erfolgte entsprechend der in Bild 15 dargestellten Meßanordnung.
- Die Messungen der Betonverformungen auf der Balkenoberseite und in Höhe der Spannbewehrung zwischen den Krafteinleitungspunkten erfolgte mit mehreren gegenüberliegenden induktiven Wegmeßstrecken mit einer Meßbasis von 50 cm. Zur Kontrolle und zur Erfassung der Rißbreiten wurde eine 150 cm lange Meßstrecke zur Setzdehnungsmessung (Typ: BAM - Bauart Pfender, Meßbasis: 10 cm) auf beiden Stegseiten in Höhe der Spannbewehrung angeordnet. Die Betonverformungen wurden über den gesamten Zeitraum von der Vorspannung der Balken bis zum Bruchversagen gemessen.
- Die zeitabhängigen Verformungen infolge Kriechen und Schwinden wurden durch zwei Vergleichskörper mit gleicher Querschnittsgeometrie wie bei den Balken erfaßt. Der eine Kompensationskörper wurde zusammen mit dem Versuchsbalken betoniert und besaß die gleiche Bewehrung, war jedoch nicht vorgespannt. Der zweite Kompensationskörper bestand aus nicht mehr schwindendem alten Beton.
- Die Rißentwicklung wurde laststufenweise durch Markierungen am Balken gekennzeichnet und aufgezeichnet.

Sämtliche elektronischen Messungen wurden über eine Vielstellenmeßanlage vom Typ UGR 60 der Firma Hottinger auf einem PC zwischengespeichert und zur Kontrolle online dargestellt.

2.3.6 Belastungsgeschichte

Die Versuchsbalken aus hochfestem Beton wurden entsprechend der hohen Frühfestigkeit 24 Stunden nach der Herstellung vorgespannt. Die Balken aus normalfestem Beton wurden entsprechend der langsameren Festigkeitsentwicklung erst nach drei Tagen vorgespannt. Die Spannkrafteinleitung erfolgte wie bei den Einleitungskörpern (Kapitel 2.2.6).

Die Balkenversuche wurden ein bis zweieinhalb Monate nach der Herstellung durchgeführt (Tabelle 14). Hierbei wurde die Belastung in Laststufen von $1/7 M_u$ bis $5/7 M_u$ (M_u = rechnerisches Bruchmoment durch Fließen des Spannstahls) entsprechend [22] erhöht. Anschließend wurden 30 Lastwechsel zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ eingeschaltet. Hiernach wurde die Belastung in 10 kN-Schritten bis zum Fließen der Spannbewehrung bzw. bis zum Bruch gesteigert.

In der nachfolgenden Tabelle sind die rechnerischen Biegemomente M_{u02} , die das Fließen des Spannstahls (hier: Erreichen der Streckgrenze β_{02}) erzeugen [22], aus EDV-Berechnungen mit einem Programm zur Bemessung allgemeiner Querschnitte zusammengestellt. Für die rechnerischen Biegemomente in Spalte 3 werden die Betondruckfestigkeiten entsprechend [25] angesetzt. In Spalte 4 sind die Biegemomente bei Erreichen der Streckgrenze für eine wirklichkeitsnahe Arbeitslinie des Betons gem. Bild 68 a) und unter Berücksichtigung der eingelegten Betonstahlbewehrung aufgeführt. Spalte 5 enthält die den Versuchslaststufen zugrunde gelegten Biegemomente M_u aus einer Vorberechnung.

Balken [Nr.]	Streckgrenze β_{02} des Spannstahls [N/mm ²]	Rechn. M_{u02} nach [25] [kNm]	Rechn. M_{u02} nach Bild 68 a [kNm]	Zugrunde gelegtes M_u für Laststufen nach [22] [kNm]
1	1570	185	189	190
2	1570	184	189	190
3	1570	179	186	187
4	1420	203	207	205
5	1420	201	207	205
6	1420	195	204	203

Tabelle 13: Rechnerische und den Versuchslaststufen zugrunde gelegte Biegemomente, die das Fließen des Spannstahls erzeugen

Die Belastung wurde über die Momente nach Tabelle 13 hinaus gesteigert, bis die Verformung bei gleichbleibender Belastung deutlich zunahm (abfallender Ast der Lastverformungskurve durch Fließen des Spannstahls) oder der Verankerungsbruch eintrat. Schließlich wurde der Balken vollständig entlastet.

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

3 ERGEBNISSE DER VERSUCHE

3.1 Ausziehversuche

3.1.1 Allgemeines

Die Ergebnisse, die aus den während der Versuchsdurchführung kontinuierlich aufgenommenen Meßwerte ermittelt wurden, werden im folgenden exemplarisch dargestellt. Durch den direkten Vergleich der Ergebnisse werden die Einflüsse der untersuchten Parameter verdeutlicht. Hierbei werden die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für je drei Einzelversuche mit gleichen Parametern in jeweils einem Diagramm zusammengefaßt dargestellt. Eine vollständige Dokumentation der Versuchsergebnisse findet sich im Anhang A.

Die Verbundkraft bezieht sich bei den Ausziehversuchen der Serie 1 auf eine Verbundlänge von $l_v = 75$ mm, bei allen anderen Versuchen auf eine Verbundlänge von $l_v = 50$ mm. In den Diagrammen ist die Verbundkraft über eine Verschiebung von 1,5 mm zwischen Litze und Beton aufgetragen. Hiermit wird der maßgebende Verschiebungsbereich bei der Spannkraft-einleitung erfaßt.

3.1.2 Verbundkraft-Verschiebungsverhalten

Einfluß der Verbundlänge

Im folgenden 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 14 Tage nach der Herstellung gegenübergestellt.

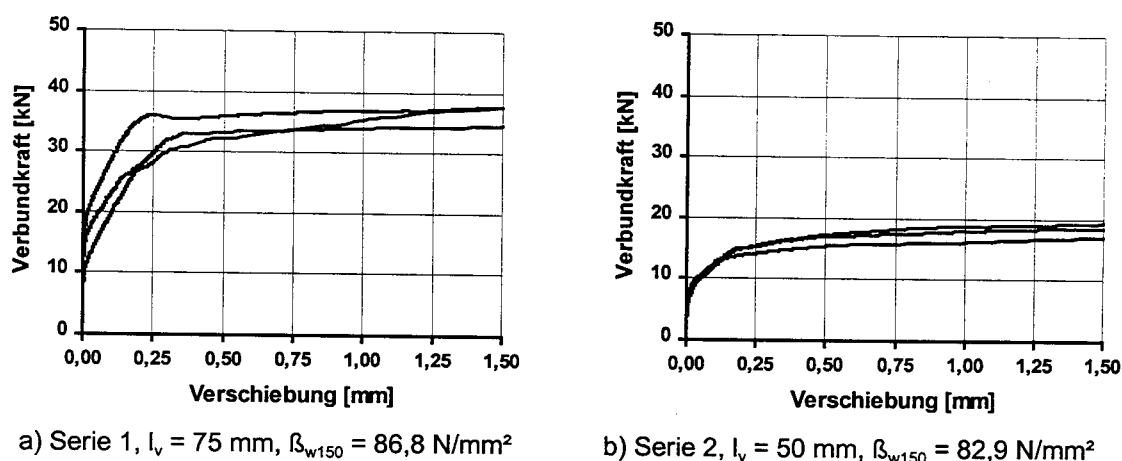


Bild 18: Serie 1 und 2, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS

Bei der Serie 1 sind deutlich größere Verbundkräfte gegenüber der Serie 2 zu erkennen. Bei der Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen der Verbundlänge und der Verbundkraft sowie der Betondruckfestigkeit und der Verbundkraft würden sich unterschiedliche Verbundkräfte der Serien 1 und 2 im Verhältnis 1 : 0,637 ergeben. Der gemessene Unterschied

ist jedoch größer. Das Verhältnis beträgt im Mittel bei 1 mm Verschiebung 1 : 0,514. Dies deutet darauf hin, daß die Verhältnisse der effektiven Verbundlängen unterschiedlicher sind als die geometrischen Verbundlängen. Die Ursache hierfür ist eine verbundfreie Vorlänge, die sich im Übergang zum Leerrohr $\varnothing 20$ mm (Bild 10) bei Annahme eines Lastausbreitungswinkels von 45° zu 5 mm ergibt.

Zusätzlich wirken sich die beim Ausziehversuch auftretenden Dehnungen der Spannstähle bei größeren Verbundlängen stärker aus als bei kleineren Verbundlängen. Die kleinere Verbundlänge von 50 mm ergibt deshalb wirklichkeitsnähere Verbundspannungen. Da die Streuungen der drei Einzelversuche untereinander sogar geringer sind als bei einer Verbundlänge von 75 mm, wurden die Verbundlängen grundsätzlich mit 50 mm gewählt. Sie entsprechen damit in etwa der Empfehlung nach [23] ($l_v = 5 \cdot d_s$).

Einfluß der Schraubengeometrie der Litze

Bild 19 stellt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen der Serie 2 für eine Litze im Vergleich mit einem Drahtbündel dar, welches nicht verlitzt ist und ansonsten den gleichen Querschnitt wie die Litze besitzt.

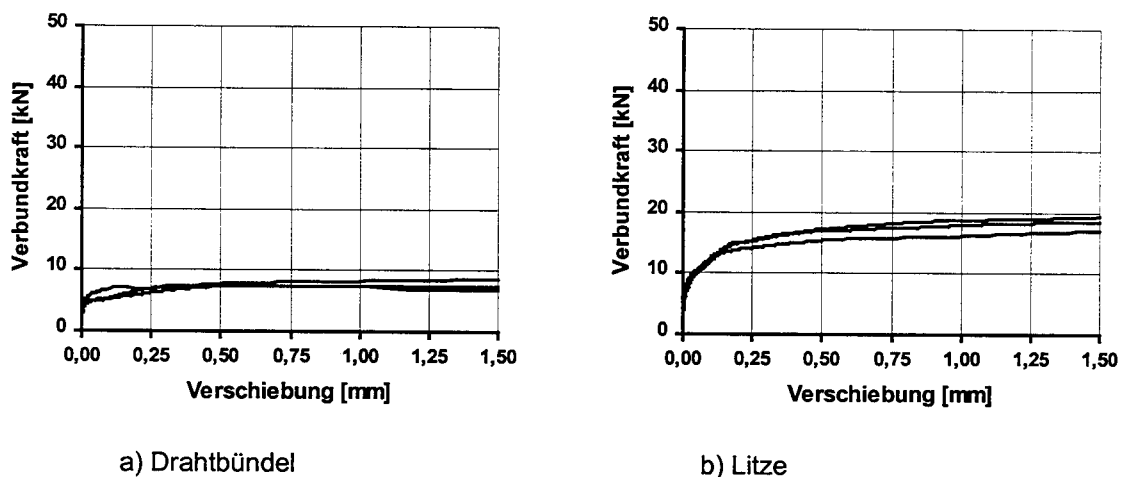
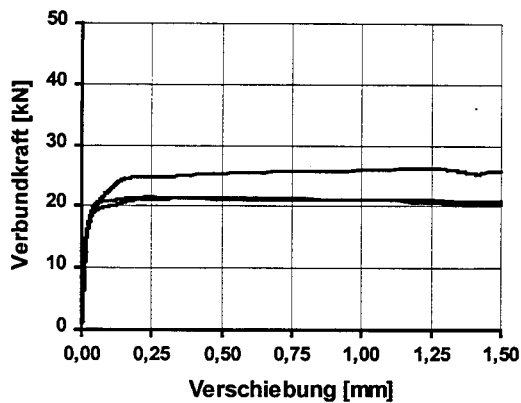


Bild 19: Serie 2, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS

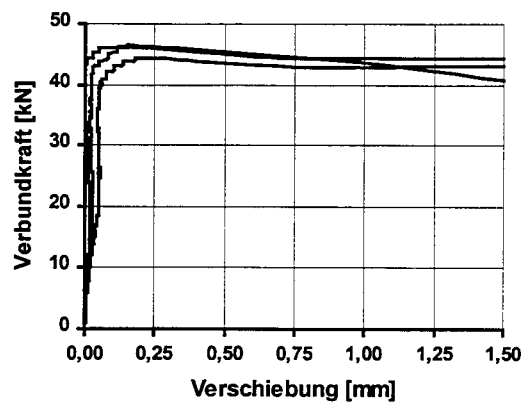
Gegenüber dem Bild 19 a) ist der deutliche Einfluß der Verlitzung auf die Verbundkraft in Bild 19 b) zu erkennen. Obwohl sich die Versuchskörper entlang der Schraubenlinie der Litze frei verdrehen konnten und so kein Scherverbund zum Tragen kam, ist die Verbundkraft wesentlich größer.

Einfluß der Querdehnungen

Nachfolgend sind beispielhaft für den Einfluß einer Verminderung der Vorspannkraft entsprechend den Verhältnissen im Spannkrafteinleitungsbereich die Ergebnisse der Serie 4 dargestellt (Bild 20).



a) ohne Änderung der Litzenkraft

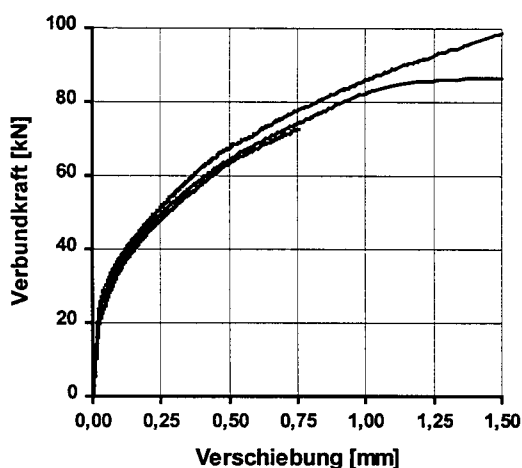


b) Änderung der Litzenkraft um
-110 kN vor Versuchsbeginn

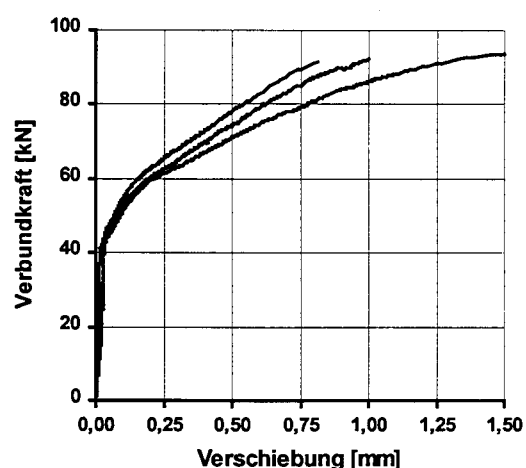
Bild 20: Serie 4, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 105 KS

Der Vergleich macht deutlich, daß eine Vorspannkraftverminderung der Litzen um 110 kN näherungsweise eine Verdoppelung der Verbundkraft bewirkt. Dies ergibt sich aus den positiven Querdehnungen, die eine Erhöhung der Reibungskräfte der Litzen gegenüber der umgebenden Betonmatrix verursachen (Hoyer-Effekt). Die Auswertung der Versuche mit einer Vorspannkraftverminderung der Litzen zeigt, daß die Erhöhung entsprechend dem Reibungsgesetz proportional zu der Vorspannkraftverminderung ist.

Da bei den gerippten Spanndrähten der Scherverbund zum Tragen kommt und der Reibungsverbund untergeordnet ist, ergibt sich ein entsprechend geringer Einfluß der Querdehnungen. Bild 21 zeigt die Ergebnisse der Serie 14 mit und ohne Änderung der Vorspannkraft vor dem Versuch.



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

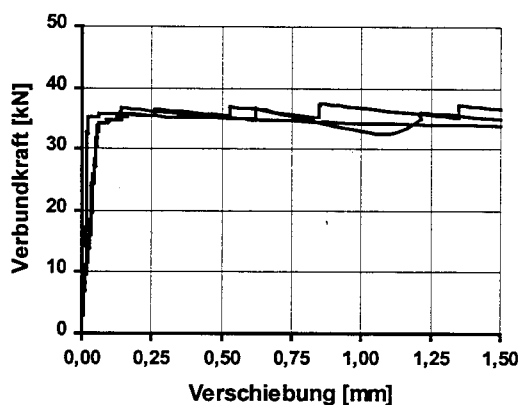


b) Änderung der Spanndrahtkraft
um -120 kN vor Versuchsbeginn

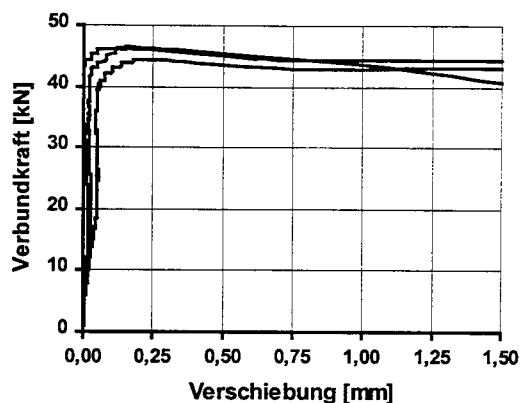
Bild 21: Serie 14, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 105 KS

Einfluß des Betonalters

In Bild 22 sind die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen mit einer Änderung der Vorspannkraft von -110 kN für die Betonsorte M 105 KS 24 Stunden und 14 Tage nach der Herstellung der Versuchskörper gegenübergestellt.



a) Serie 5, Betonalter 24 Std.,
 $f_{w150} = 73,5 \text{ N/mm}^2$



b) Serie 4, Betonalter 14 Tage,
 $f_{w150} = 92,9 \text{ N/mm}^2$

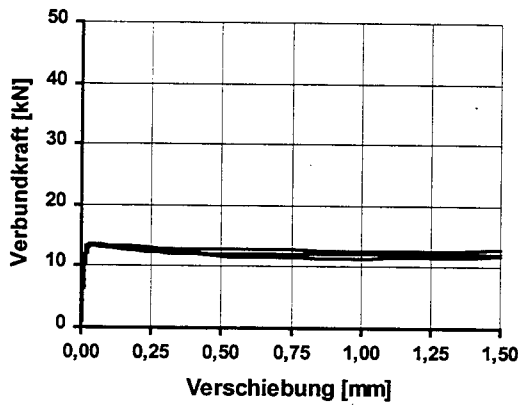
Bild 22: Serie 4 und 5, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 105 KS, Änderung der Vorspannkraft der Litzen vor Versuchsbeginn um -110 kN

Der Vergleich zeigt eine größere Verbundkraft in Beton M 105 KS nach 14 Tagen gegenüber den 24-Stunden-Versuchen. Die Vergrößerung der Verbundkräfte entspricht hier dem Anwachsen der Betondruckfestigkeit. Offenbar bewirkt eine höhere Betondruckfestigkeit durch ein höheres Betonalter eine entsprechende Vergrößerung des querpressionsabhängigen Reibungsverbundes der Litzen. Bei den anderen untersuchten Betonsorten ergibt sich ein gegenüber dem Druckfestigkeitszuwachs geringerer Anstieg der Verbundkräfte.

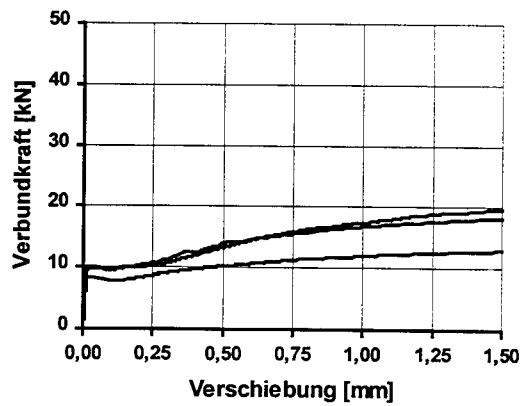
Einfluß der Betonfestigkeit und der Zugabe von Silikastaub

Nachfolgend sind für die 0,5“-Litze die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen in normalfestem und hochfestem Beton ohne Silikastaub bei einem Betonalter von 14 Tagen ohne Änderung der Vorspannkraft vor Versuchsbeginn gegenübergestellt.

Der Anstieg der Verbundkräfte bei den Betonsorten ohne Silikastaub ist bei einer Verschiebung bis 1 mm geringer als die Zunahme der Betonfestigkeit (Bild 23).



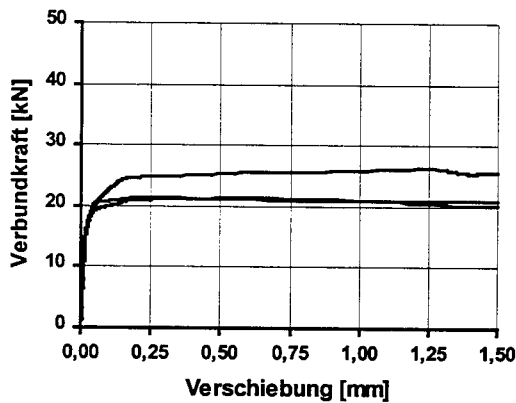
a) Serie 12, Betonsorte M 45 K
 $\beta_{w150} = 54,0 \text{ N/mm}^2$



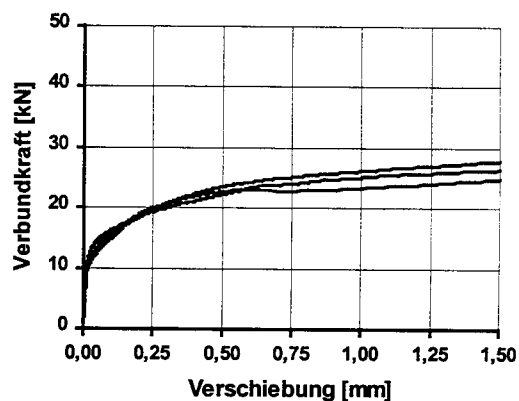
b) Serie 3, Betonsorte M 65 K
 $\beta_{w150} = 78,1 \text{ N/mm}^2$

Bild 23: Serie 12 und 3, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die Betonsorten ohne Silikastaub

In Bild 24 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. Im Vergleich der Serien 3 und 4 bis zu einer Verschiebung von 1 mm ist die Zunahme sogar überproportional zum Betonfestigkeitszuwachs durch die Zugabe von Silikastaub.



a) Serie 4, Betonsorte M 105 KS
 $\beta_{w150} = 92,9 \text{ N/mm}^2$



b) Serie 8, Betonsorte M 105 BS
 $\beta_{w150} = 109,9 \text{ N/mm}^2$

Bild 24: Serie 4 und 8, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für die Betonsorten mit Silikastaub

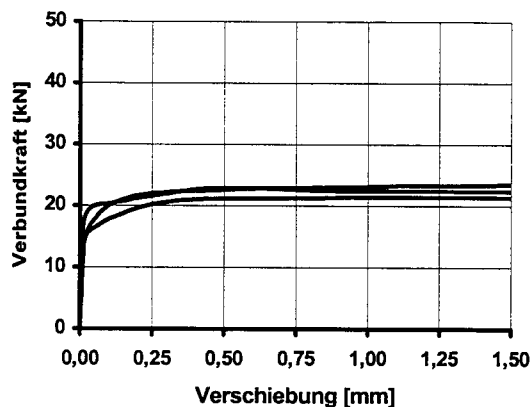
Obwohl die Festigkeit des Betons M 105 BS mit Basaltzuschlag und größerem Silikastaubanteil um ca. 20% höher ist als die des Betons M 105 KS mit Kieszuschlag ergibt sich keine entsprechende Steigerung der Verbundfestigkeit bei den Betonsorten mit Silikastaub. Vielmehr ist ein flacherer Verlauf der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen bei der Serie 8 zu erkennen.

Insgesamt zeigt der Vergleich, daß die Zugabe von Silikastaub bereichsweise einen größeren Einfluß auf die Verbundfestigkeit hat als die Festigkeit des Betons. Dies ist damit zu erklären, daß der Silikastaub sich durch die Verbesserung der Grenzschicht zwischen Bewehrung und Betonmatrix unmittelbar auf die Verbundfestigkeit auswirkt. Die Betonfestigkeit hängt jedoch noch von weiteren Einflüssen ab, wie die Festigkeit der Zuschläge, welche den Reibungsverbund der Litzen nicht unmittelbar beeinflussen.

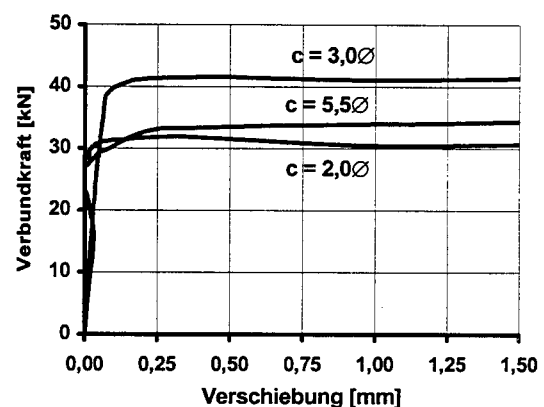
Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Zugabemenge von Silikastaub bis zu 45 kg/m^3 die Verbundfestigkeit wesentlich beeinflusst. Bei den ansonsten vergleichbaren Mischungen der Betonsorten M 65 K und M 105 KS (ähnlicher W/Z-Wert) ergibt sich bei Serie 4 gegenüber der Serie 3 näherungsweise eine Verdoppelung der Verbundkräfte durch die Zugabe von 45 kg/m^3 Silikastaub. Eine höhere Zugabe von Silikastaub von 65 kg/m^3 bei der Mischung M 105 BS ergibt keine weitere Steigerung der Verbundkräfte.

Einfluß der Betondeckung

Bild 25 zeigt die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für unterschiedliche Betondeckungen gemäß Bild 11 ohne und mit Kraftänderungen der Litzen der Serie 10 (Betonsorte M 105 KS)



a) ohne Änderung der Litzenkraft



b) Änderung der Litzenkraft um -120 kN vor Versuchsbeginn

Bild 25: Serie 10, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für M 105 KS
(24 Std.: $\beta_{w150} = 75,0 \text{ N/mm}^2$) bei unterschiedlichen Betondeckungen c

Die Versuche ohne eine vorherige Kraftänderung der Litzen ergeben keinen signifikanten Einfluß der Betondeckung. Demgegenüber zeigen die Ergebnisse nach einer Änderung der Litzenkraft in allen Fällen (vgl. Anhang A4) bei einer Betondeckung von $c = 2,0 \varnothing$ geringere Verbundkräfte. Bei diesen Versuchskörpern kam es zu einer sichtbaren Sprengrißbildung mit einer Rißbreite von bis zu 0,2 mm.

Die Versuchskörper mit größerer Betondeckung wiesen keine sichtbaren Sprengrisse auf. Gleichzeitig ergaben sich bei den Versuchskörpern mit einer Betondeckung von $c = 3,0 \varnothing$ deutlich größere Verbundkräfte als bei einer Betondeckung von $c = 5,5 \varnothing$. Dies deutet darauf hin, daß ein umgebender Betonring mit relativ geringer Steifigkeit, an der Grenze zur Sprengrißbildung, zu größeren Verbundkräften der Litzen führt. Als eine Ursache hierfür kann die Schraubengeometrie der Litze angesehen werden, die bei Verschiebungen Reibungskräfte aus den quergerichteten Pressungen erzeugt. Möglicherweise können diese quer zur Litze gerichteten Kräfte steilere Winkel annehmen und damit größere Reibungskräfte erzeugen, wenn der umgebende Beton nachgiebiger ist (Bild 26).

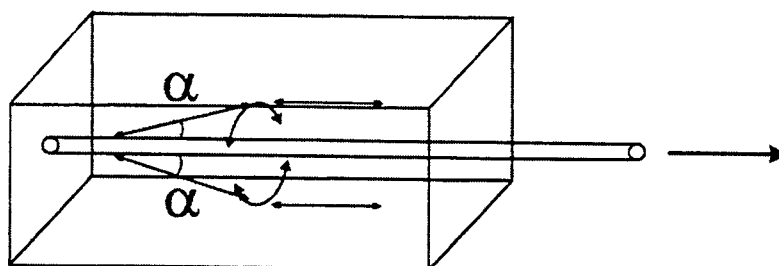


Bild 26: Ringzugspannung bei der Kraftübertragung zwischen Stahl und Beton

Bei den gerippten Spanndrähten war eine Betondeckung von $c = 5,75 \varnothing$ nicht ausreichend, um eine Sprengrißbildung in jedem Fall zu verhindern. Bei größeren Verschiebungen ab 1,3 mm kam es unabhängig von der Änderung der Kraft der Spanndrähte teilweise zum explosionsartigen Bruch der Versuchskörper. In Bild 27 ist das Rißbild eines der Versuchskörper dargestellt.

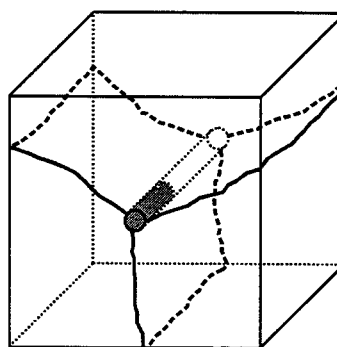


Bild 27: Rißbild eines Versuchskörpers aus Beton M 105 KS mit geripptem Spanndraht

In Tabelle 14 sind die Verschiebungen und die Verbundkräfte bei der Längsrißbildung für die Serien 13 und 14 zusammengestellt.

Betonsorte [-]	Änderung der Vorspannkraft vor dem Versuch [kN]	Verschiebung bei der Längsrißbildung [mm]	Verbundkraft bei der Längsrißbildung [kN]
M 45 K	0	2,29	43,1
M 45 K	-60	1,62	50,5
M 45 K	-120	2,26	55,8
M 105 KS	-60	1,27	91,4
M 105 KS	-120	1,49	93,7

Tabelle 14: Verschiebungen und Verbundkräfte beim Bruch der Versuchskörper mit gerippten Spanndrähten

Die Verbundkräfte bei der Sprengrißbildung in den Betonsorten M 45 K und M 105 KS verhalten sich günstiger als die Zunahme der gemessenen Spaltzugfestigkeiten (Faktor 1,6) erwarten läßt. Betone mit höheren Festigkeiten können dementsprechend größere Verbundkräfte bzw. Sprengkräfte aufnehmen. Der Vergleich der Würfelfestigkeiten zeigt, daß dieser Zuwachs (im Mittel: um den Faktor 1,9) geringer ist als die Zunahme der Druckfestigkeit (Faktor 2,2).

3.2 Spannkrafteinleitungsversuche

3.2.1 Allgemeines

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

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

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

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

Darüber hinaus wird das Verschiebungsverhalten bei einer Belastung nach 14 Tagen infolge einer äußeren Zugkraft analysiert. Aus der Hysterese der Verschiebung werden Rückschlüsse auf die zeitabhängigen Veränderungen des Verbundverhaltens und den Einfluß von Rissen quer zur Spannstahlachse gezogen.

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

In der Tabelle 15 sind die Vorspannkraften im Spannbett unmittelbar vor dem Betonieren der Versuchskörper zusammengestellt. Die Abweichung der Litzenkräfte untereinander ist gering, da bei den Versuchskörpern 1 bis 9 die Vorspannkraften mechanisch zentriert wurden und bei den Versuchskörpern 10 bis 12 die Vorspannkraften der vier Litzen durch eine Kalibrierung mit Dehnungsmeßstreifen vor dem Betonieren gemessen wurde. Die maximale Abweichung der Litzenkräfte zum Mittelwert des Versuchskörpers betrug hiernach 2,4 %. Die Vorspannkraft der Litzen wird wegen der geringen Abweichung als Mittelwert angegeben. Die Abweichung der Mittelwerte der Vorspannung bei den Versuchskörpern 1 bis 12 zu dem Sollwert der zulässigen Vorspannung im Spannbett nach E DIN 1045 von $135,0 \cdot 0,93 = 125,6$ kN beträgt 1,8 %.

Versuchskörper	Spannbettvorspannung $P^{(0)}$	Vorspannung je Litze $P^{(0)}$ im Mittel	Litzenkraft bei Laststufe 1 im Mittel	Eingeleitete Kraft je Litze (Laststufe 1 bis 10)	Ideeller Betonquerschnitt	Betondruckspannung
[Nr.]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[N/mm ²]
01	226,9	113,5	113,5	113,5	70,2	32,3
02	262,8	131,4	131,4	131,4	90,7	29,0
03	262,8	131,4	131,4	131,4	101	26,0
1	252,1	126,1	127,6	125,3	113	22,2
2	252,3	126,2	126,3	126,8	115	22,1
3	253,6	126,8	125,6	125,0	113	22,1
4	247,9	124,0	124,8	123,9	135	18,4
5	252,7	126,4	126,0	126,0	134	18,8
6	252,5	126,3	125,0	124,5	135	18,4
7	255,6	127,8	126,5	124,9	100	25,0
8	252,7	126,4	126,2	126,3	100	25,3
9	250,0	125,0	126,6	126,4	101	25,0
10	501,8	125,5	125,2	124,6	223	22,3
11	502,2	125,6	125,9	125,6	227	22,1
12	502,5	125,6	125,7	125,7	270	18,6

Tabelle 15: Übersicht der Spannbettvorspannung $P^{(0)}$, der eingeleiteten Vorspannkraft und die dazugehörigen Betondruckspannungen

Zusätzlich sind die Vorspannkraften der ersten Laststufe nach dem Lösen der Verblockung und die anschließend eingeleitete Spannkraft dargestellt. Die folgenden Auswertungen beziehen sich jeweils auf die eingeleitete Spannkraft der Laststufen 1 bis 10 (Spalte 4).

Die Betondruckspannungen hieraus werden aufgrund der ideellen Querschnittswerte mit einem mittleren E-Modul von 30000 MN/m² (s. Tabelle 16) d. h. $E_p/E_c = 6,5$ errechnet.

Die für die Versuchskörper 1 bis 12 angegebenen E-Moduli wurden aus den induktiven Messungen am Versuchsbalken bei der Spannkrafteinleitung ermittelt

Versuchskörper [Nr.]	Betonsorte [-]	E-Modul des Betons [‰]	Versuchskörper [Nr.]	Betonsorte [-]	E-Modul des Betons [‰]
1	M 105 KS	26900	7	M 105 BS	30400
2	M 105 KS	30700	8	M 105 BS	31400
3	M 105 KS	32200	9	M 105 BS	29900
4	M 65 K	28100	10	M 105 KS	34300
5	M 65 K	24300	11	M 105 KS	34400
6	M 65 K	25500	12	M 65 K	30500

Tabelle 16: Übersicht der E-Moduli des Betons bei der Spannkrafteinleitung

Die Betondruckspannungen nach Tabelle 17 entsprechen in etwa den zulässigen Druckspannungen in Anlehnung an DIN 4227 Teil 1, Tabelle 9, Zeile 5. In Tabelle 17 sind die aus DIN 4227 extrapolierten Werte den tatsächlichen Werten gegenübergestellt.

Extrapoliert aus DIN 4227 Teil 1, Tabelle 9		Spannkrafteinleitungsversuch	
Festigkeitsklasse [-]	Zulässige Spannung für mittigen Druck [N/mm ²]	Betonsorte [-]	Vorhandene Druckspannung [N/mm ²]
B 65	19	M 65 K	18,4 – 18,8
B 95	25	M 95 BS	26,0 – 32,3
B 105	27	M 105 KS	22,1 – 22,3
B 105	27	M 105 BS	25,0 – 25,3

Tabelle 17: Übersicht der Betondruckspannungen

Die Abweichungen ergeben sich aus nachträglich anders eingestufteten Festigkeitsklassen der verwendeten Betonmischungen. Die Mischung M 105 KS erreichte bei der Güteprüfung nach 28 Tagen die Festigkeitsklasse B 105 nur teilweise, während die Festigkeiten des Beton M 105 BS zum Teil deutlich über den Werten der Festigkeitsklasse B 105 lag.

3.2.2 Verschiebungsverhalten der Spannstähle

Beim Einleiten der Vorspannung treten im Übertragungsbereich Dehnungsdifferenzen zwischen den Spannstählen und dem Beton auf, die sich zum Bauteilende hin aufsummieren (Bild 28).

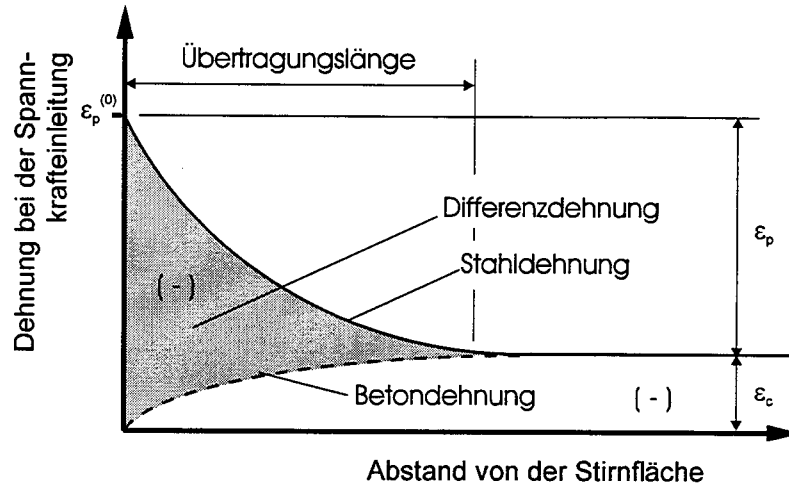


Bild 28: Dehnungsdifferenzen im Spannkrafteinleitungsbereich

Hieraus ergeben sich die größten Werte der Verschiebung am Anfang der Übertragungslänge (Schlupf der Spannstahlenden).

Entsprechend dem Verbundverhalten aus den Ausziehversuchen (verschieblicher Verbund) hängt die Verschiebung der Spannstähle direkt von der Verbundkraft im Übertragungsbereich ab, welche durch die Verschiebung aktiviert wird. Bei der gleichen Beanspruchung während der Spannkrafteinleitung erlauben die gemessenen Verschiebungen am Balkenende Rückschlüsse auf die Verbundkräfte im Übertragungsbereich bei den unterschiedlichen Betonsorten.

Zum Vergleich sind in den nachfolgenden Bildern die Verschiebungen jeder Litze bei der Spannkrafteinleitung nach 24 Stunden für den Versuchskörper 12 aus Beton M 65 K und den Versuchskörper 11 aus Beton M 105 KS dargestellt. Hierbei wurden die tatsächlichen Verschiebungen an der Stirnfläche aus den während der Versuchsdurchführung aufgenommenen Meßwerte in der Litzenachse unter Berücksichtigung der elastischen Spannstahldehnungen bis zur Meßhalterbefestigung (Abstand zur Stirnfläche: 9 mm) errechnet.

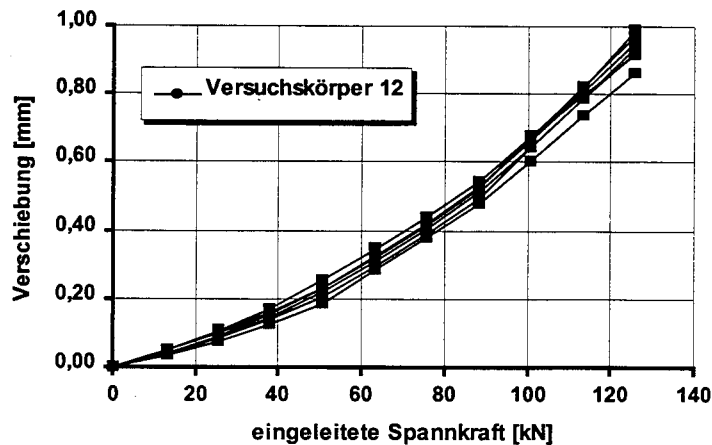


Bild 29: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Versuchskörper 12 aus M 65 K (24 Std.: $\beta_{w150} = 48,3 \text{ N/mm}^2$)

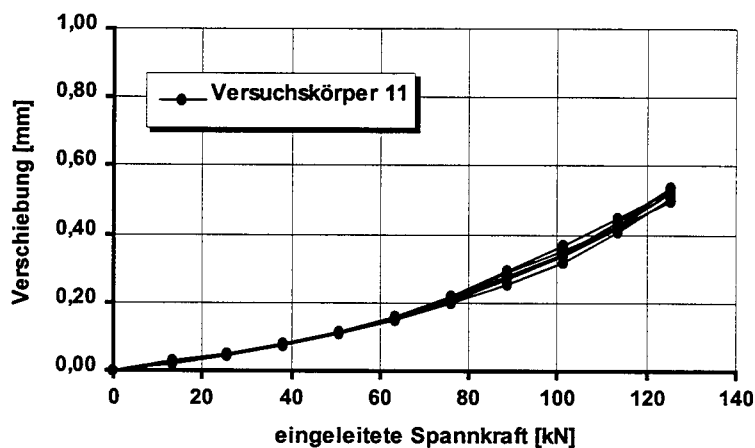


Bild 30: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, Versuchskörper 11 aus M 105 KS (24 Std.: $\beta_{w150} = 74,2 \text{ N/mm}^2$)

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

In der Tabelle 18 sind die Verschiebungen bei der Spannkrafteinleitung ohne sichtbare Rißbildung zusammengestellt.

Die Verschiebungen an den Stirnseiten der Versuchskörper ohne sichtbare Rißbildung betragen bei der Betonsorte M 65 K (ohne Silikastaub) zwischen 0,84 mm und 1,14 mm. Demgegenüber ergeben sich bei den Betonsorten M 105 KS und M 105 BS (mit Silikastaub) deutlich geringere Verschiebungen in Höhe von 0,47 mm bis 0,71 mm. Dieser Unterschied

ergibt sich aus den größeren Verbundkräften die bereits in den Ausziehversuchen festgestellt wurden.

Versuchskörper [Nr.]	Beton- sorte [-]	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper beim Spannkrafteinleitungsversuch								Δs im Mittel [mm]
		[mm]								
5	M 65 K	1,07	1,05	1,14	0,99	-	-	-	-	1,06
12	M 65 K	0,98	0,97	0,86	0,84	0,95	0,92	0,94	0,92	0,92
2	M 105 KS	0,51	0,47	0,45	0,50	-	-	-	-	0,48
10	M 105 KS	(1,54)	(1,29)	(1,17)	(1,41)	0,71	0,69	0,62	0,63	0,66
11	M 105 KS	0,51	0,53	0,52	0,53	0,52	0,50	0,53	0,50	0,52
8	M 105 BS	0,56	0,55	(1,20)	(0,91)	-	-	-	-	0,56

(...): Verschiebungen an den Enden mit Reißbildung

Tabelle 18: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Bei einer Reißbildung im Spannkrafteinleitungsbereich ergeben sich deutlich größere Verschiebungen entsprechend der Verminderung der Verbundkräfte. Hierdurch kommt es zu einer schnellen Vergrößerung der Verschiebungen. Im folgenden sind beispielhaft die Verschiebungen über die eingeleiteten Vorspannkraften an dem gerissenen Ende des Versuchskörpers 10 dargestellt.

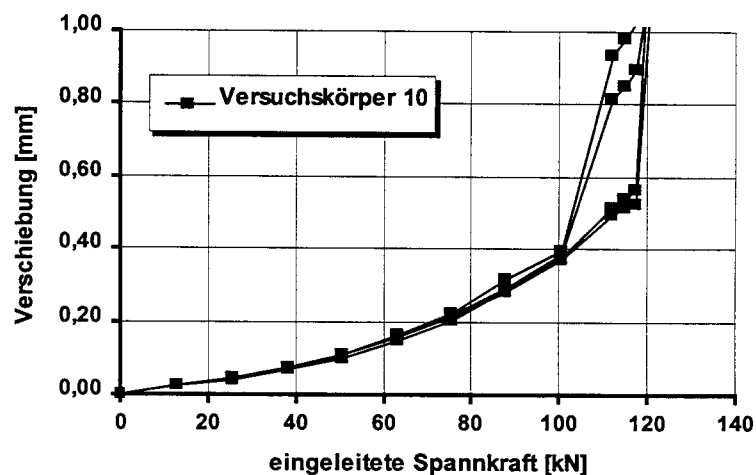


Bild 31: Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung am gerissenen Ende des Versuchskörpers 10 aus M 105 KS (24 Std.: $\beta_{w150} = 73,8 \text{ N/mm}^2$)

Der erste Sprengriß wurde bei einer eingeleiteten Spannkraft von 100 kN beobachtet. Der zweite sichtbare Sprengriß trat bei der Laststufe 120 kN auf. Dies korrespondiert mit der Unstetigkeitsstelle der Verschiebungskurve der Litzenpaare, die jeweils in den beobachteten Rissen liegen (s. Bild 55). Offensichtlich kennzeichnet der Knickpunkt der Verschiebungskurve die Rißbildung bis zur Oberfläche der Versuchskörper.

Die zeitabhängigen Verschiebungen im Zeitraum eines Monats sind für die Versuchskörper 11 und 12 in den Bildern 32 und 33 dargestellt. Da die querpressungsabhängigen Verbundspannungen der Litzen 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 eine entsprechende Zunahme der Verschiebungen. Entsprechend der Kriechfunktion wachsen diese Verformungen im jungen Beton zunächst rasch an. Mit fortschreitender Zeit nehmen die Kriechverformungen immer langsamer zu. In den Bildern 32 und 33 ist zu erkennen, daß die zeitabhängigen Verschiebungen der Litzen affin zum Kriechverhalten des Betons sind.

Entsprechend der geringen Kriechneigung durch schnellere Erhärtung des Betons M 105 KS ist in Bild 33 ein deutlich geringeres Verbundkriechen gegenüber dem Beton M 65 K (Bild 32) zu erkennen.

Der geringfügige Verschiebungssprung nach 14 Tagen im Vergleich zu den Verschiebungen nach 13 Tagen resultiert aus der Aufbringung einer äußeren Last und dem anschließenden Entlasten.

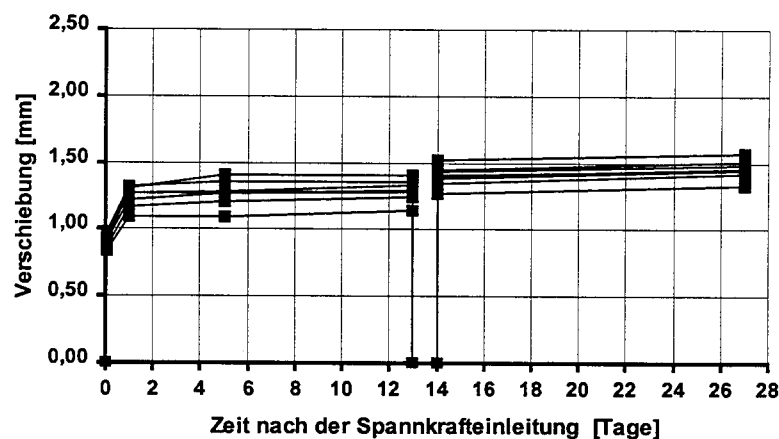


Bild 32: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper 12 aus M 65 K bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung

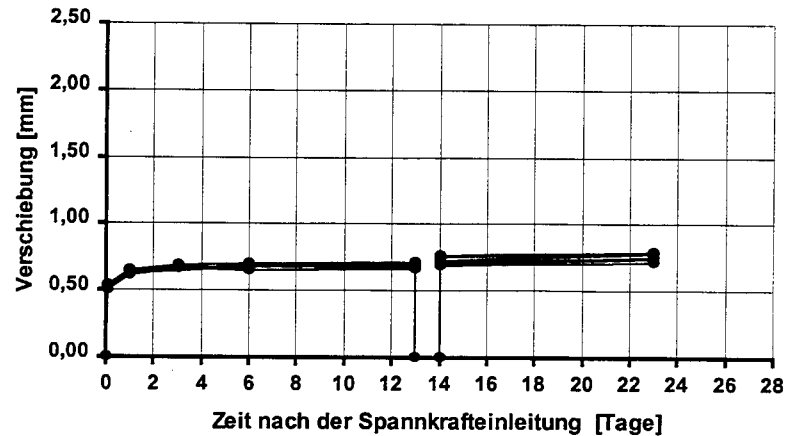


Bild 33: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS bis 23 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Trägt man die Verschiebungen über eine logarithmische Zeitachse auf, ergibt sich für den Versuchskörper 11 folgender nahezu linearer Verschiebungsverlauf.

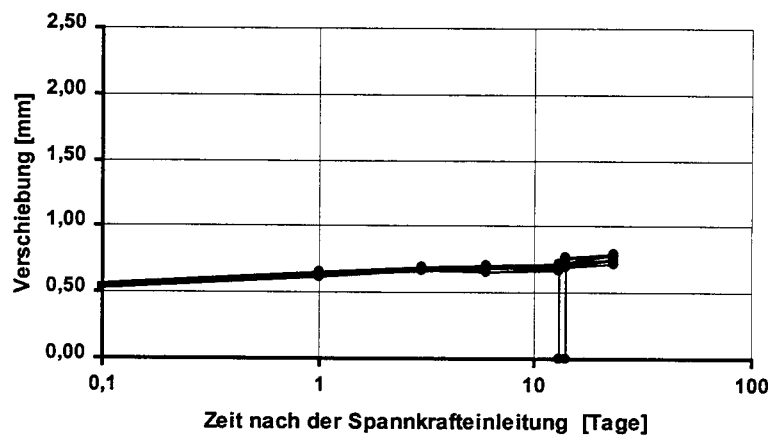


Bild 34: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS bis 23 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

Bei dem Versuchskörper 2 aus dem gleichen Beton wurde nach 40 Tagen die letzte Messung durchgeführt. Der Vergleich der Bilder 34 und 35 zeigt, daß nach 40 Tagen keine signifikant größeren Verschiebungszuwächse gegenüber nach 23 Tagen zu erwarten sind.

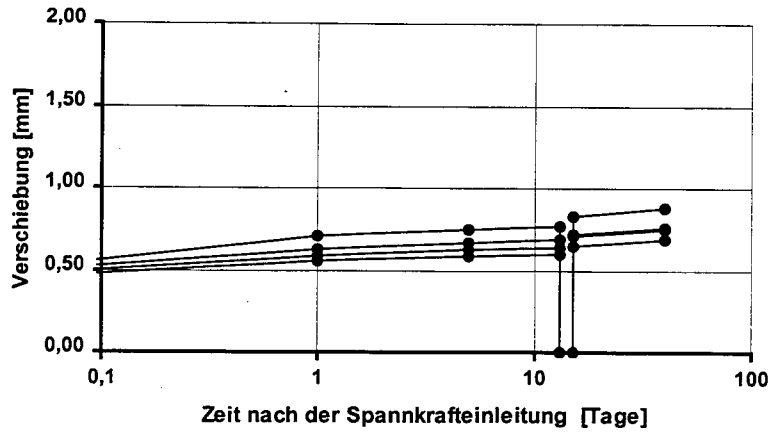


Bild 35: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei Versuchskörper 2 aus M 105 KS bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

Die Verschiebungszuwächse für die bei der Spannkrafteinleitung größtenteils ungerissenen Versuchskörper sind in den nachfolgenden Tabellen zusammengefaßt.

Versuchskörper [Nr.]	Beton- sorte [-]	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper nach der Spannkrafteinleitung								Δs im Mittel [mm]	Zu- wachs [%]
		[mm]									
5	M 65 K	0,11	0,12	0,09	0,16	-	-	-	-	0,12	11
12	M 65 K	0,37	0,32	0,39	0,29	0,32	0,49	0,39	0,38	0,37	40
2	M 105 KS	0,26	0,17	0,15	0,19	-	-	-	-	0,19	40
10	M 105 KS	(0,38)	(0,29)	(0,24)	(0,37)	(0,80)	(0,24)	(1,04)	(0,21)	-	-
11	M 105 KS	0,18	0,19	0,18	0,18	0,15	0,17	0,18	0,19	0,18	35
8	M 105 BS	0,24	0,21	(0,24)	(0,22)	-	-	-	-	0,23	41

(...): Verschiebungen an den Enden mit Rißbildung

Tabelle 19: Verschiebungszuwachs der Litzen an den Stirnflächen bis 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Versuchskörper [Nr.]	Beton- sorte [-]	Verschiebungen Δs der Litzen gegenüber der Stirnfläche der Versuchskörper nach der Spannkrafteinleitung								Δs im Mittel [mm]	Zu- wachs [%]
		[mm]									
5	M 65 K	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	M 65 K	0,52	0,49	0,55	0,49	0,50	0,65	0,54	0,52	0,53	58
2	M 105 KS	0,37*	0,28*	0,23*	0,26*	-	-	-	-	0,29*	60
10	M 105 KS	(0,57)	(0,41)	(0,40)	(0,47)	(0,95)	(0,39)	(1,19)	(0,34)	-	-
11	M 105 KS	0,27	0,25	0,27	0,27	0,21	0,22	0,25	0,25	0,25	48
8	M 105 BS	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

(...): Verschiebungen an den Enden mit Rißbildung
 * : nach 40 Tagen

Tabelle 20: Verschiebungszuwachs der Litzen an den Stirnflächen bis 23 - 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Der Beton M 65 K ergibt deutlich größere Verschiebungszuwächse im Unterschied zum Beton M 105 KS. Die prozentualen Zuwächse sind jedoch in allen Betonsorten ähnlich.

Zur weitergehenden Ermittlung des Verbundverhaltens im Übertragungsbereich der Spannkraft wurde 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung eine äußere Zugkraft an den Litzen aufgebracht. Anhand von Bild 36 wird das Verschiebungsverhalten der Litzen erläutert. Hierbei wird die Verschiebung über die dazugehörige Kraft als Summe von eingeleiteter Spannkraft und äußerer Zugkraft dargestellt.

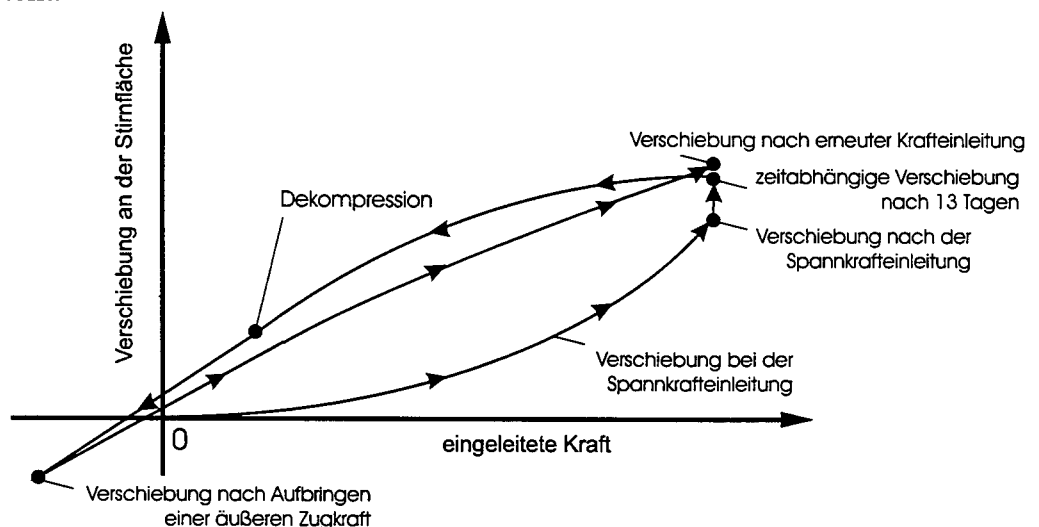


Bild 36: Schematische Darstellung der Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung, bei dem Herausziehen der Litzen nach 13 Tagen und bei der erneuten Krafteinleitung nach 14 Tagen

Insgesamt ergeben sich folgende Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen:

- Bei der Spannkrafteinleitung wächst die Verschiebung mit zunehmender Krafteinleitung und Übertragungslänge immer schneller an, bis die gesamte Vorspannkraft durch Verbundkräfte 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 ergibt sich erst zunächst ein langsames, dann schnelles Anwachsen der Verschiebungen. Bei dem Erreichen der Dekompressionskraft sind keine Betonspannungen mehr vorhanden und es werden keine resultierenden Verbundkräfte auf den Beton übertragen. Da die Dekompressionskraft nach 13 Tagen wegen der zeitabhängigen Spannkraftverluste kleiner als die eingeleitete Spannkraft ist, liegt dieser Punkt nicht auf der y-Achse. Aufgrund der kleineren Dekompressionskraft und der geringeren Kriechverformungen des Betons im Übertragungsbereich ergibt sich eine Verschiebung gegenüber dem Zustand vor der Spannkrafteinleitung (Abstand zur x-Achse).
- Bei einer Steigerung der äußeren Zugkraft über den Punkt der Dekompression hinaus werden Zugkräfte in den Beton eingeleitet. Es kommt zu einer Umkehr der Verbundkräfte. Wegen der zunächst kürzeren Übertragungslänge der Zugkraft wächst die Verschiebung der Litzen ab der Dekompression wieder langsamer an. Da die äußere Zugkraft über die eingeleitete Spannkraft gesteigert wurde, werden die Litzen an den Stirnseiten herausgezogen.
- Bei dem Entlasten wird nach Erreichen der Dekompressionskraft die verbleibende Vorspannkraft erneut eingeleitet und die Verschiebung erreicht wieder ihren Endwert ohne äußere Belastung. Durch die Verschiebungsumkehr ergeben sich geringfügig größere Verschiebungen gegenüber dem Zeitpunkt vor dem Aufbringen der äußeren Zugkraft.

Zum Vergleich ist in Bild 37 das im Versuch ermittelte Verschiebungsverhalten für den Versuchskörper 11 von vier Litzen an einer Stirnfläche dargestellt. Es ist deutlich der Verschiebungssprung bei 126 kN aus den zeitabhängigen Verschiebungen (Verbundkriechen) zu erkennen. Die Laststufe der Dekompression nach 13 Tagen wurde bei einer äußeren Zugkraft von 108 kN erreicht. Im Bild 37 entspricht dies einer Summe von eingeleiteter Spannkraft und äußerer Zugkraft von 18 kN auf der x-Achse.

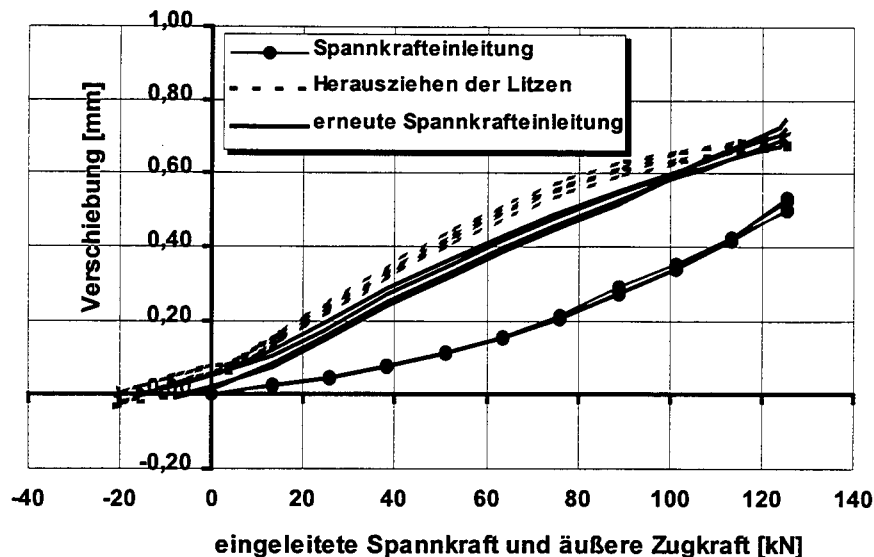


Bild 37: Verschiebungen der Litzen an einer Stirnfläche des Versuchskörpers 11 bei der Spannkrafteinleitung, bei dem Herausziehen der Litzen nach 13 Tagen und bei der erneuten Spannkrafteinleitung nach 14 Tagen

Der anschließende Knick in den Kurven bei dem Herausziehen der Litzen durch eine eingeleitete Zugkraft ab der Dekompression von 12 kN je Litze (Bild 37: 6 kN auf der x-Achse) ergibt sich aus einem Zugriß. Dieser Riß trat im Abstand von 18 cm von der Stirnfläche im Endbereich der Übertragungslänge auf und beeinflusst somit das Verschiebungsverhalten. Durch die Rißöffnung vermindern sich die Verschiebungen an der Stirnfläche und es ergibt sich ein deutlich flacherer Verlauf der Verschiebungskurve.

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 den Stirnflächen) bekannt ist, kann die Verformungsarbeit bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Einleitung direkt miteinander verglichen werden. Hierbei ist im wesentlichen zwischen drei Anteilen der Verformungsarbeit zu unterscheiden:

- Elastische Verformungsarbeit des Spannstahls und des Betons
- Reibungsarbeit durch den verschieblichen Verbund
- Plastische Verformungsarbeit durch Kriechen des Betons

Die elastische Verformungsarbeit ist reversibel, d. h. nach einer Entlastung wird sie wieder vollständig frei. Die Reibungs- und plastische Verformungsarbeit ist irreversibel – sie geht bei der Entlastung verloren. Die Flächen, die aus den umhüllenden Kurven bei der gemessenen Verschiebungshysterese gebildet werden, entsprechen der irreversiblen Verformungsarbeit. Die Fläche zwischen den Kurven der Spannkrafteinleitung und dem Herausziehen nach 13 Tagen

wird hier zusätzlich durch die zeitabhängigen Verschiebungen infolge des Verbundkriechens vergrößert d. h. zur der irreversiblen Arbeit aus Reibung addiert sich die plastische Verformungsarbeit durch Kriechen im Zeitraum von 13 Tagen.

Zum Vergleich der äußeren Arbeit (= Fläche unter der Verschiebungskurve) bei der Spannkrafteinleitung und dem Herausziehen der Litzen wird in Bild 38 die eingeleitete Spannkraft entlang dem Weg an der Stirnfläche als frei werdende Arbeit (Ablassen der Vorspannung) und das Herausziehen der Litzen infolge äußerer Zugkraft als aufgebrauchte Arbeit dargestellt.

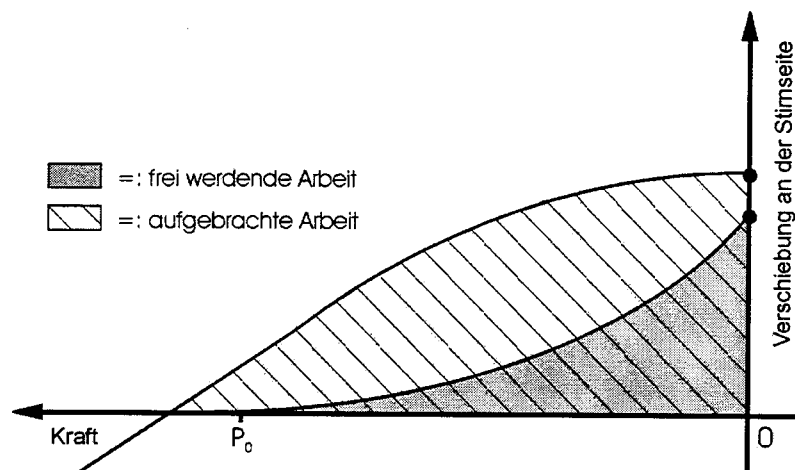


Bild 38: Äußere Arbeit bei der Spannkrafteinleitung und bei dem Herausziehen der Litzen nach 13 Tagen

Bei dieser Darstellung wird deutlich, daß die frei werdende Arbeit bei der Spannkrafteinleitung deutlich geringer ist, als die aufgebrauchte Arbeit bei dem Herausziehen der Litzen bis zum Verschiebungsnullpunkt. Die weiße Fläche zwischen den Kurven entspricht der irreversiblen Arbeit infolge von Reibung und Kriechverformung.

Mit der Größe der Differenzflächen korrespondieren die umgekehrten Krümmungen der Verschiebungskurven, die sich aus der Reibungsarbeit der Litzen ergeben. Bei einer rein elastischen Verformungsarbeit ohne Reibungsarbeit würde keine Abweichung der Verschiebungskurven bei der Spannkrafteinleitung und dem Herausziehen auftreten.

Bei erneuter Krafteinleitung (Bild 39) ergibt sich eine wesentlich geringere Differenzfläche zur Verschiebungskurve beim Herausziehen der Litzen als in Bild 38. Da sich die Kurven ähneln kann gefolgert werden, daß hier die Reibungsarbeit im Gegensatz zur erstmaligen Spannkrafteinleitung gering ist.

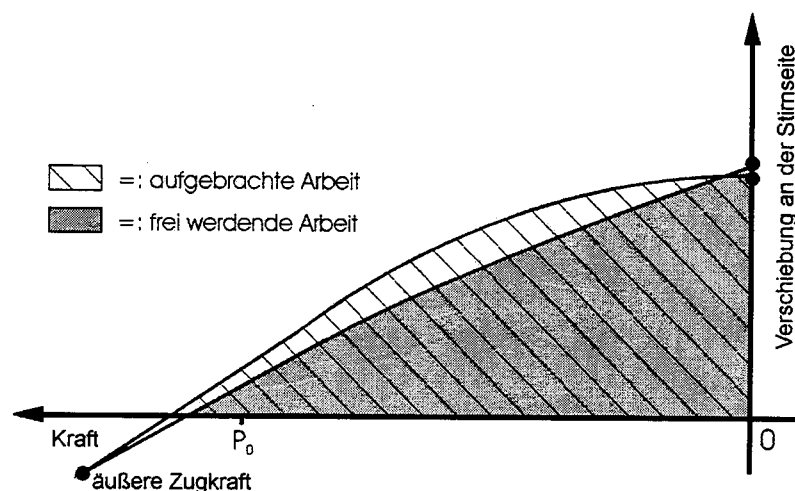


Bild 39: Äußere Arbeit bei dem Herausziehen der Litzen nach 13 Tagen und der erneuten Spannkrafteinleitung

Dementsprechend zeigt der Vergleich der Bilder 38 und 39 eine größere frei werdende Arbeit bei erneuter Spannkrafteinleitung, d. h. eine wesentlich geringere Reibungsarbeit im Vergleich zur der erstmaligen Spannkrafteinleitung.

Da die Vorspannkraft durch den Reibungsverbund der Litzen aufgenommen werden, ist die Summe der Reibungskräfte bei der Spannkrafteinleitung immer gleich der eingeleiteten Kraft. Wenn sich wie hier bei gleicher eingeleiteter Kraft unterschiedliche Anteile der Reibungsarbeit ergeben, kann entsprechend der Definition der Verschiebungsarbeit gefolgert werden, daß der mittlere Weg der Summe der Reibungskräfte geringer ist. Offenbar treten bei der erneuten Spannkrafteinleitung zunächst sehr geringe Reibungskräfte auf. Erst kurz vor dem Erreichen der Endverschiebung ergeben sich dann große Reibungskräfte, so daß die Reibungsarbeit insgesamt gering ist. Im Grenzfall einer plötzlich auftretenden Reibung wie bei einem unendlich steifen Keil in einer unendlich steifen Kerbe ergibt sich keine Reibungsarbeit, da der Weg über die Reibung Null ist. Das ermittelte Verschiebungsverhalten deutet deshalb darauf hin, daß der gewendelte Betonkanal bei erneuter Spannkrafteinleitung bereits aufgeweitet ist und die Reibungskräfte zunächst gering sind. Diese Aufweitung ergibt sich bei der erstmaligen Spannkrafteinleitung aus den Querpressungen durch die Schraubengeometrie und dem Hoyer-Effekt der Litzen sowie durch die zeitabhängigen Querverformungen. Hierdurch ist die umgebende Matrix verfestigt, so daß bei erneuter Spannkrafteinleitung die Reibungskraft erst spät auftritt, dann jedoch sehr schnell bis zum Gleichgewichtszustand anwächst.

Da die Verschiebung trotz einer Verbundkraftumkehr fast den gleichen Endwert erreicht (Bild 37), deutet dies auf eine Klemmwirkung des Betons hin, die unabhängig von der geleisteten Reibungsarbeit jeweils an einem ganz bestimmten Verschiebungspunkt die Vorspannkraft im Gleichgewicht hält. Der Zugriß quer zum Spann Stahl im Bereich der Übertragungslänge (Versuchskörper 11: $w = 0,43$ mm im Abstand von 18 cm von der Stirnfläche) hat nach dem

Schließen bei erneuter Spannkrafteinleitung offenbar keinen Einfluß auf die Verbundkraft bei dem Erreichen des Gleichgewichtes mit der Vorspannkraft.

Die bleibende Verformung des Betonkanals erklärt auch das Verbundkriechen der Litzen, da durch die zeitabhängigen Querverformungen des Betons die Querpressungen abgebaut werden und sich dementsprechend kleinere Reibungskräfte ergeben. Zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes zieht dies weitere Verschiebungen nach sich, bis durch die zusätzlichen Querdehnungen der Litze (Hoyer-Effekt) das Kriechen des Betons ausgeglichen wird und ein neuer Gleichgewichtszustand mit der Spannkraft erreicht ist (Verbundkriechen). Die Querpressungen, die sich entsprechend dem Hoyer-Effekt zunächst am Bauteilende konzentrieren, lagern sich durch die zeitabhängigen Querverformungen des Betons in die zuvor schwächer belasteten Bereiche der Übertragungslänge um. Dies führt zu einer gleichmäßigen Verteilung der Verbundkräfte im Übertragungsbereich, ohne daß sich die Übertragungslänge verlängern muß. Dies zeigt auch die zeitabhängige Veränderung der Betondehnungen von einem zunächst parabelförmigen Verlauf hin zu einem linearen Verlauf infolge konstanter Verbundkräfte, insbesondere bei den Betonsorten mit Silikastaub (Anhang B3).

Aus den oben genannten Zusammenhängen werden folgende Hypothesen für die Dehnungsverteilung des Spannstahls im Übertragungsbereich zugrunde gelegt:

- Bei der Spannkrafteinleitung ergibt sich zunächst eine parabelförmige Dehnungsverteilung.
- Nach 13 Tagen wird näherungsweise eine lineare Dehnungsverteilung entsprechend einer Verbundkraftumlagerung im Übertragungsbereich angenommen.
- Bei dem Herausziehen der Litzen bis zur Dekompression und dem erneuten Einleiten der Spannkraft ergeben sich entsprechend der sehr geringen Reibungsarbeit horizontale Plateaus der Dehnung des Spannstahls.
- Bei der Dekompression erreicht das horizontale Dehnungsplateau im Übertragungsbereich die Dehnung $\epsilon_{p,(Dek)}$. Die Dehnung des Spannstahls ist im ganzen Versuchskörper konstant.
- Beim Überschreiten der Dekompressionskraft durch die äußere Kraft sind die Reibungskräfte im aufgeweiteten Betonkanal gering. Die Übertragungslänge der Zusatzkraft entspricht näherungsweise der Übertragungslänge bei der Spannkrafteinleitung.

In Bild 40 sind die korrespondierenden Stahldehnungen im Übertragungsbereich (ohne Betondehnungen) dargestellt.

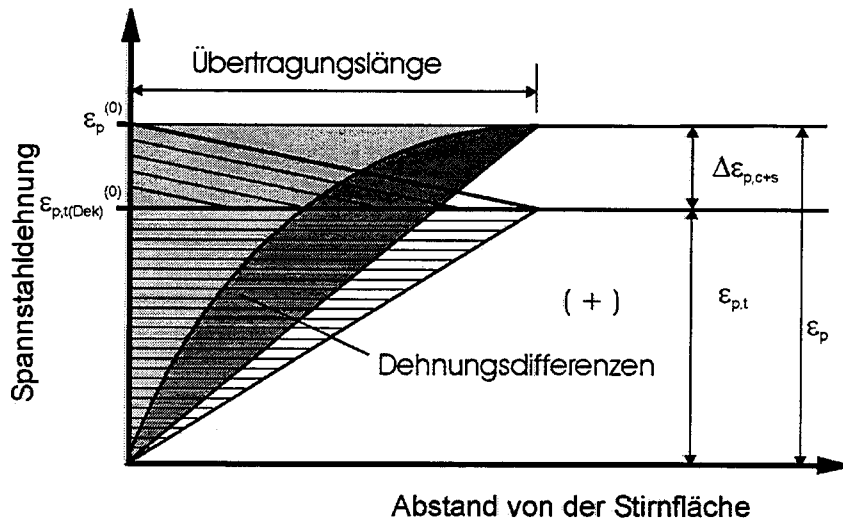


Bild 40: Schematische Darstellung der Dehnungsdifferenzen des Spannstahls (nach der Spannkrafteinleitung, nach der zeitabhängigen Verbundkraftumlagerung, dem Herausziehen der Litzen und nach der erneuten Spannkrafteinleitung)

Aus der Summe der Dehnungsdifferenzen des Spannstahls im Bereich der Übertragungslänge ($= \int \Delta \epsilon \cdot dx$) kann die Verschiebung an der Stirnfläche ermittelt werden:

- Die Verschiebung bei der Spannkrafteinleitung entspricht der hellgrauen Fläche.
- Die zusätzliche zeitabhängige Verschiebung ergibt sich aus der dunkelgrauen Fläche.
- Die anschließende Verschiebung bei dem Herausziehen der Litzen durch eine äußere Kraft bis zur Dekompression entspricht der horizontal schraffierten Fläche (die Schraffur zeigt die Dehnungsverläufe).
- Beim Überschreiten der Dekompressionskraft ergibt sich die Verschiebung entsprechend der diagonal schraffierten Fläche (die Schraffur zeigt die Dehnungsverläufe).
- Bei der erneuten Spannkrafteinleitung ergeben sich die Verschiebungen in umgekehrter Reihenfolge wie beim Herausziehen der Litzen.

Zur Berechnung der Verschiebungen aus den angenommenen Dehnungsverteilungen müssen die Betondehnungen berücksichtigt werden. In Bild 41 ist die Differenzdehnung zwischen Beton und Spannstahl bei der Spannkrafteinleitung (hellgraue Fläche) und die zusätzliche Differenzdehnung nach der zeitabhängigen Verbundkraftumlagerung (dunkelgraue Fläche) dargestellt.

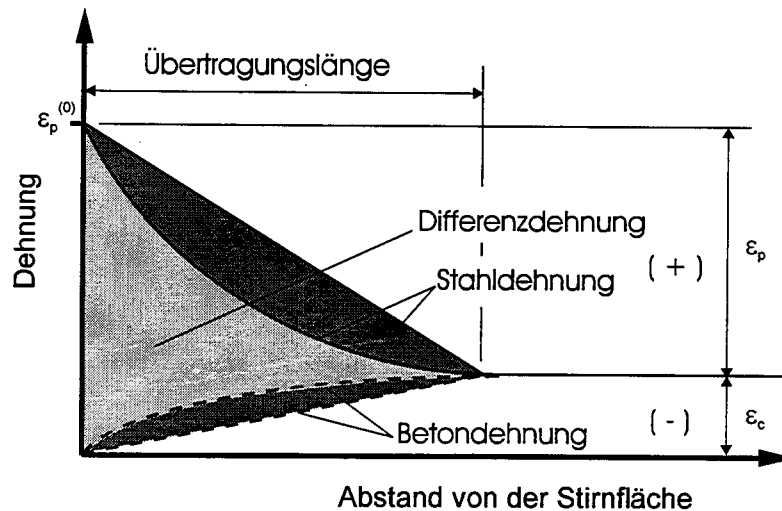


Bild 41: Dehnungsdifferenzen nach der Spannkrafteinleitung und nach der zeitabhängigen Verbundkraftumlagerung

Die zeitabhängigen Betonverformungen in Längsrichtung vermindern die Vorspannung. Da sie nicht zu einer Veränderung der Verschiebung der Litzen führen, werden hier nur die elastischen Betonverformungen dargestellt. Die Dehnungsdifferenzen vermindern sich um den Betrag der zeitabhängigen Dehnungsverluste der Litzen (Bild 42).

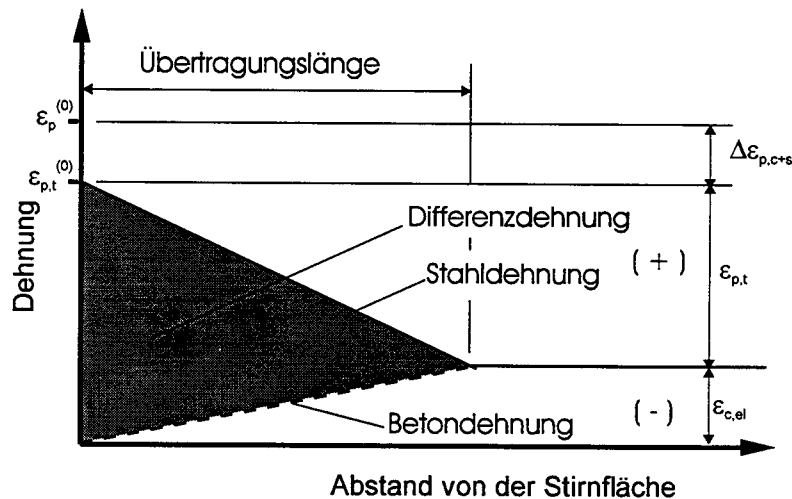


Bild 42: Dehnungsdifferenzen nach zeitabhängiger Betonverformung

Bei dem Aufbringen einer äußeren Zugkraft bis zum Erreichen der Dekompression werden die Differenzdehnungen zwischen Beton und Spannstahl rückgängig gemacht, so daß bei der Dekompression keine Dehnungsdifferenzen mehr vorhanden sind (die Betonspannung ist Null). Die dazugehörige Verschiebung entspricht der Fläche der Differenzdehnungen in Bild 42.

Zur Überprüfung der in Bild 40 zugrunde gelegten Hypothesen der Dehnungsverteilung werden im folgenden die rechnerischen Verschiebungen den im Versuch gemessenen Dehnungen

exemplarisch für den Versuchskörper 11 gegenübergestellt. Entsprechend Bild 50 wird für die Integration der Dehnungsdifferenzen eine konstante Übertragungslänge der Vorspannkraft von 20 cm zugrunde gelegt. In der nachfolgenden Tabelle sind die gemessenen Dehnungen bzw. aus den Meßwerten errechneten Dehnungen zusammengestellt.

Spannstahldehnung im Spannbett $\varepsilon_p^{(0)}$	125,9 / (0,93·19500) = 6,94 ‰
Elastische Betondehnung bei der Spannkrafteinleitung außerhalb der Übertragungslänge $\varepsilon_{c,el}$	0,64 ‰
Zeitabhängige Betondehnung bis zum Aufbringen der äußeren Belastung nach 13 Tagen $\varepsilon_{c,c+s}$	14% Spannkraftverlust: 0,93 ‰

Tabelle 21: Gemessene Spannstahl- und Betondehnungen

In Tabelle 22 sind die nach Bild 40 errechneten Verschiebungen an den Stirnflächen, den gemessenen Werten gegenübergestellt. Hierbei wird bei der Spannkrafteinleitung und bei der äußeren Belastung näherungsweise der gleiche Beton-E-Modul zugrunde gelegt.

Beanspruchungsart	Verschiebung aus der Betondehnung [mm]	Verschiebung aus der Spannstahldehnung [mm]	Rechn. Gesamtverschiebung [mm]	Gemesene Verschiebung [mm]
Spannkrafteinleitung	0,04 (1/3 · 0,64 · 200 · 10 ⁻³)	0,42 (1/3 · (6,94 - 0,64) · 200 · 10 ⁻³)	0,46	0,52
Verbundkriechen	0,02 (1/6 · 0,64 · 200 · 10 ⁻³)	0,21 (1/6 · (6,94 - 0,64) · 200 · 10 ⁻³)	0,23	0,18
Äußere Belastung bis Dekompression	-0,05 -(1/2 · 0,64 · (1 - 0,14) · 200 · 10 ⁻³)	-0,54 -(1/2 · (6,94 - 0,64) · (1 - 0,14) · 200 · 10 ⁻³)	-0,59	-0,55
Äußere Belastung ab der Dekompression bis P ⁽⁰⁾	-0,01 -(1/2 · 0,64 · 0,14 · 200 · 10 ⁻³)	-0,09 -(1/2 · (6,94 - 0,64) · 0,14 · 200 · 10 ⁻³)	-0,10	≈ -0,10

Tabelle 22: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen des Versuchskörpers 11

Bei der Spannkrafteinleitung ergeben sich rechnerisch um 11 % geringere Verschiebungen gegenüber den Versuchswerten. Dies deutet auf eine weniger völlige Dehnungsverteilung als durch die angenommene Parabelform hin. Dementsprechend wurden anschließend geringere Verschiebungen aus dem Verbundkriechen bei der Verbundkraftumlagerung gemessen.

Bei der rechnerischen Verschiebung wurden die zeitabhängigen Verformungen im mittleren Bereich zugrundegelegt. Das ungleichmäßige Kriechen im Spannkraftübertragungsbereich wurde nicht berücksichtigt. Da die Betonspannung an den Stirnseiten gleich Null ist, ergeben sich hier demgemäß keine Kriechverformungen. Dies führt zu größeren Verschiebungen als errechnet. Bei einer gemessenen Betonverformung aus Kriechen von 0,42 ‰ bis zum Aufbringen der äußeren Belastung beträgt die Differenzverschiebung $1/2 \cdot 0,42 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 0,04$ mm bei Annahme einer Kriechdehnung, die der Betonspannungsverteilung affin ist. Hiermit ergibt sich bei der äußeren Belastung bis zur Dekompression eine geringere negative Verschiebung von $-0,59 + 0,04 = -0,55$ mm die dem gemessenen Wert genau entspricht.

Insgesamt ergibt sich eine gute Übereinstimmung der Verschiebungen aufgrund der angenommenen Dehnungsverteilungen im Spannkrafteinleitungsbereich mit den gemessenen Werten, so daß die Dehnungsverteilung gemäß Bild 40 als zutreffend angesehen werden kann.

3.2.3 Übertragungslänge der Vorspannkraft

Bei der Spannkrafteinleitung wird die Vorspannkraft im Bereich der Übertragungslänge auf den Beton abgegeben. Hierbei stellt sich jeweils ein Gleichgewicht der eingeleiteten Spannkraft mit den Verbundkräften ein. Entsprechend den Ergebnissen aus den Ausziehversuchen kann das Verbundverhalten von Litzen mit den folgenden drei Anteilen der Verbundkraft zutreffend beschrieben werden:

- Starr-plastisches Verbundverhalten (konstanter Anteil: $\tau = c_1$)
- Querdehnungsabhängiges Verbundverhalten (linearer Anteil: $\tau = c_2 \cdot \sigma_p$)
- Verschiebungsabhängiges Verbundverhalten (Potenzansatz: $\tau = c_3 \cdot s^\alpha$)

In Bild 43 ist das typische Verbundverhalten von Litzen im Übertragungsbereich anhand von Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen dargestellt. Hierbei erhöhen sich die Verbundkräfte durch die Querdehnung der Litzen bei der Spannkrafteinleitung.

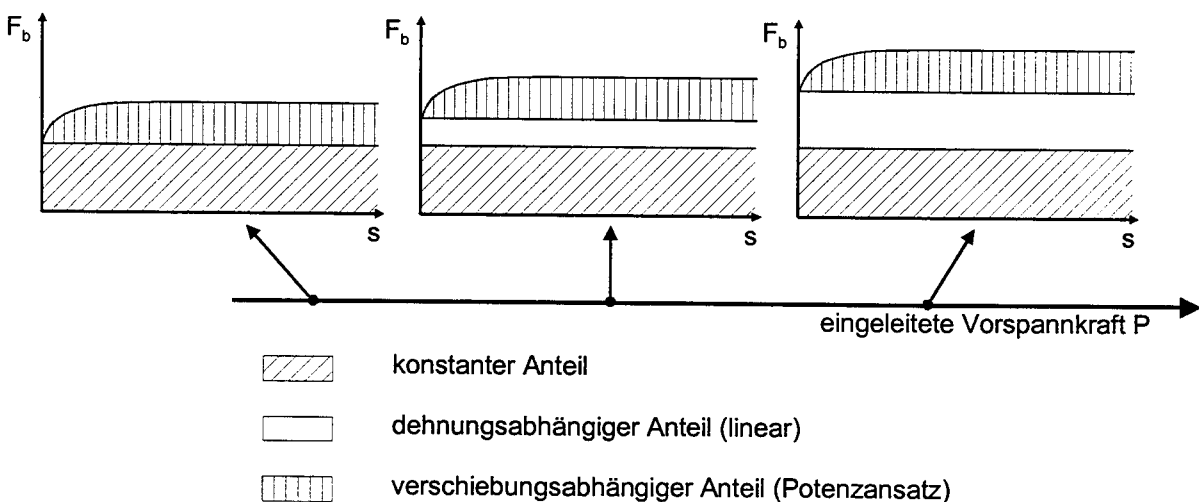


Bild 43: Schematische Darstellung des Verbundverhaltens von Litzen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft

Da die Summe der Verbundkräfte mit der Übertragungslänge zunimmt, wächst die Übertragungslänge mit zunehmender Spannkrafteinleitung an. Bei einem starr-plastischen Verbundgesetz, wie es näherungsweise in hochfestem Beton ohne Dehnungsänderung ermittelt wurde (Bild 22), ergibt sich die Übertragungslänge proportional zur eingeleiteten Spannkraft. In Bild 44 sind die dazugehörigen Betondehnungen im Übertragungsbereich für verschiedene Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt.

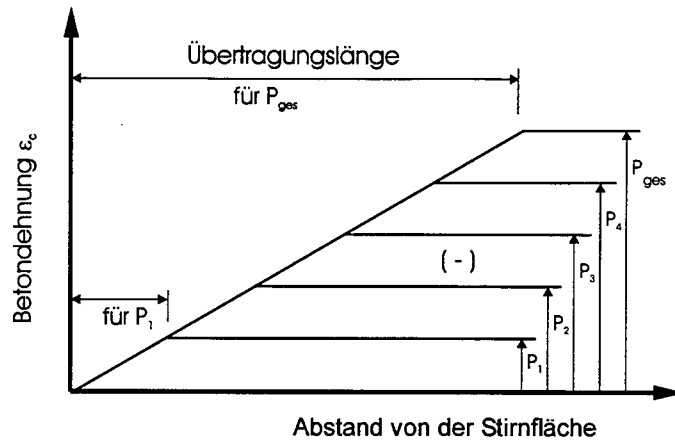


Bild 44: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten

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

Bei einem starr-plastischen Verbundgesetz mit Berücksichtigung des dehnungsabhängigen Verbundverhaltens (Hoyer-Effekt) gemäß Bild 45 ergeben sich bei einer Dehnungsänderung durch die Spannkrafteinleitung größere Verbundkräfte. Der Gradient der Betondehnung, der dem Verlauf der Verbundkraft entspricht, wird mit zunehmender Spannkrafteinleitung entsprechend größer. Bei der vollständigen Spannkrafteinleitung ergibt sich die größte Verbundkraft am Balkenende entsprechend der Querdehnung aus der gesamten Vorspannung (Bild 45).

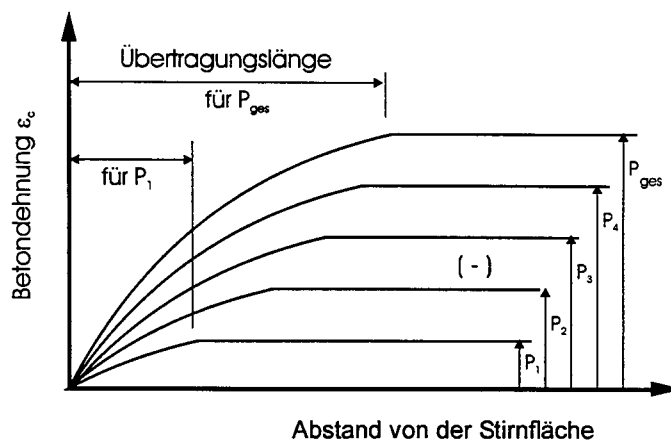


Bild 45: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem starr-plastischen Verbundverhalten mit Hoyer-Effekt

Neben dem Hoyer-Effekt wird die Verbundkraft von den Verschiebungen gegenüber dem Beton beeinflusst (Bild 24 b). Hierdurch erhöhen sich die Verbundkräfte mit zunehmender Verschiebung. Bei den großen Verschiebungen am Balkenende ergeben sich hier die größten Verbundkräfte und ein entsprechend steiler Anstieg der Betondehnungen mit zunehmender Spannkrafteinleitung. Am Ende der Übertragungslänge ist die Zunahme der Betondehnungen bei den kleineren Verschiebungen gering, da hier entsprechend dem Potenzansatz für den verschiebungsabhängigen Verbund kleinere Verbundkräfte vorhanden sind. Demgemäß geht der Betondehnungsverlauf stetig in die Horizontale des Größtwertes über (Bild 46).

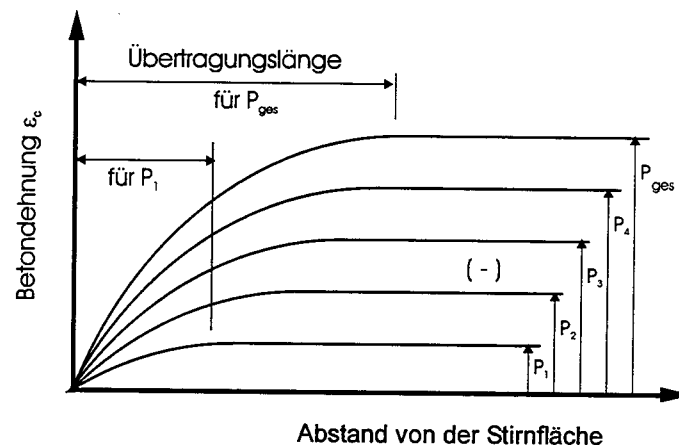


Bild 46: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei einem verschiebungsabhängigen Verbundverhalten

Die im Versuch gemessenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung ergeben sich in den verschiedenen Betonsorten in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Gewichtungen der drei Anteile des Verbundverhaltens der Litzen. Bei der Betonsorte M 45 K und M 65 K ist der verschiebungsabhängige Anteil relativ gering, so daß sich hier kleinere Zunahmen der Betondehnungsgradienten bei zunehmender Spannkrafteinleitung gegenüber der Betonsorte M 105 KS ergeben. Gleichzeitig sind die Verbundkräfte insgesamt wesentlich geringer, so daß die Betondehnungen entsprechend langsamer anwachsen und größere Übertragungslängen erforderlich sind.

Nachfolgend sind die gemessenen Betondehnungen aus den Mittelwerten der gegenüberliegenden Dehnungsmessstreifen auf den Betonaußenseiten im Übertragungsbereich der Vorspannung für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung dargestellt. Hierbei werden die Betondehnungen als elastische Verformungen aus den Dehnungsdifferenzen gegenüber den Vergleichskörpern ermittelt. Die eingeleitete Spannkraft wird als Mittelwert der Litzen angegeben.

In Bild 47 und 48 sind die Betondehnungen für die Versuchskörper 12 (Beton M 65 K) und Versuchskörper 11 (Beton M 105 KS) dargestellt. Wegen der geringen Betondeckungen kann die Übertragungslänge näherungsweise mit der Eintragungslänge der Vorspannkraft gleichgesetzt werden.

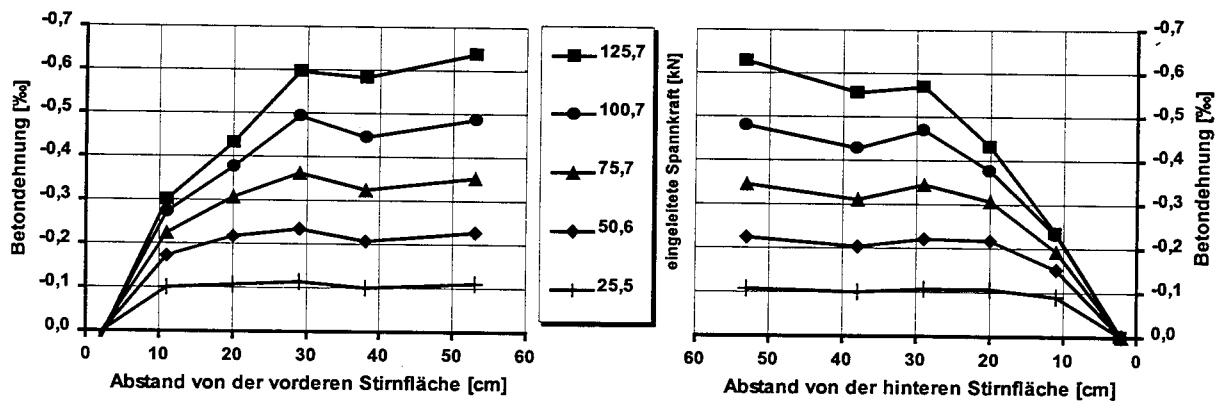


Bild 47: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

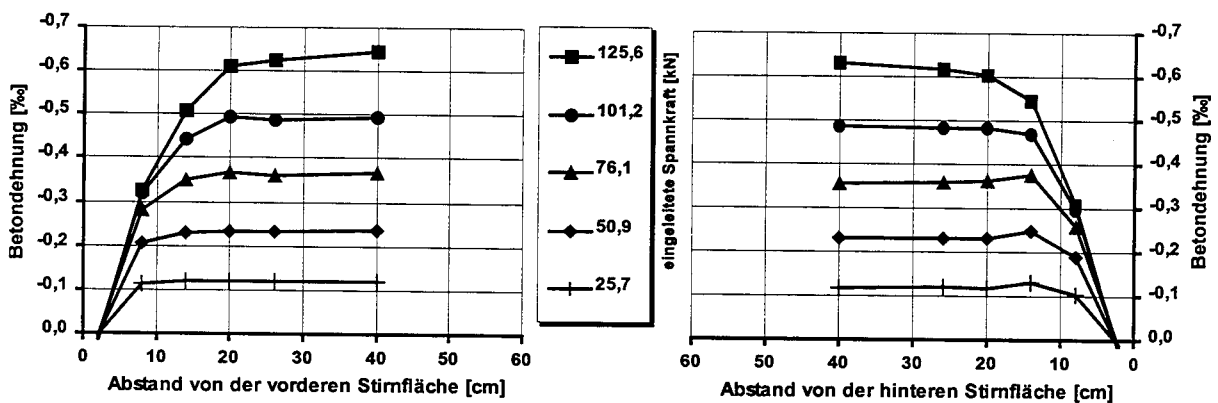


Bild 48: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

Da die Betondehnungen konstant bleiben, wenn keine Verbundkräfte übertragen werden, kann aus dem in den Bildern 47 und 48 dargestellten Betondehnungsverläufen die Übertragungslänge abgelesen werden. Aus den größeren Verbundkräften bei der Betonsorte M 105 KS ergeben sich deutlich kleinere Übertragungslängen um die Spannkraft einzuleiten.

Die Übertragungslänge wird gemäß [22] aus den gemessenen Betondehnungen mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ (mit $l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 % der Gesamtvorspannung) errechnet. Als Betondehnung aus der Gesamtvorspannung wird der größte Wert der gemessenen Dehnung aus den Dehnungsmeßstreifen (DMS) zugrunde gelegt. Zur Überprüfung, ob mit der gewählten Anordnung der DMS tatsächlich die Betondehnungen vollständig erfasst wurde, sind für die Versuchskörper 10 bis 12 in Tabelle 23 zum Vergleich die Mittelwerte der DMS mit dem größten Abstand von den Stirnflächen mit den Mittelwerten der induktiven Messung zwischen den Übertragungslängen zusammengestellt.

Versuchskörper	Betonsorte	Betondehnung aus Dehnungsmeßstreifen	Betondehnung aus Induktiver Messung	Abweichung
Nr.	[-]	[%]	[%]	[%]
10	M 105 KS	-0,663	-0,698	-5,3
11	M 105 KS	-0,643	-0,642	+0,1
12	M 65 K	-0,631	-0,636	-0,8

Tabelle 23: Vergleich der Meßwerte der Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

Die Abweichungen der gemessenen Betondehnungen sind gering und es kann davon ausgegangen werden, daß die DMS-Messung bei jeweils gleicher Meßanordnung bei den anderen Versuchskörpern den größten Wert der Betonstauchung sicher erfaßt.

In Tabelle 24 sind die Übertragungslängen der Versuchskörper an den Enden ohne Sprengrißbildung zusammengestellt. Hierbei wird mit "passiver Seite" das vordere Ende am festen Querjoch bezeichnet und mit "aktiver Seite" das hintere Ende an dem beweglichen Spannjoch (Bild 14).

Versuchskörper	Betonsorte	Betonfestigkeit bei Spannkrafteinleitung	Übertragungslänge Passive Seite	Übertragungslänge Aktive Seite
Nr.	[-]	β_{w150} [N/mm ²]	l_{bp} [cm]	l_{bp} [cm]
5	M 65 K	46,5	37,4	39,8
12	M 65 K	48,3	32,9	33,2
2	M 105 KS	77,3	17,8	17,2
10	M 105 KS	73,8	Rißbildung	22,2
11	M 105 KS	74,2	19,7	17,3
02	M 95 BS	84,0	17,9	-
03	M 95 BS	84,0	-	20,0
8	M 105 BS	80,7	21,0	Rißbildung

Tabelle 24: Aus Meßwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung in 24 h altem hochfestem Beton

Es wird deutlich, daß in den Betonsorten mit höherer Festigkeit und Silikastaubzugabe mit wesentlich kürzeren Übertragungslängen zu rechnen ist.

Die zeitabhängigen Betondehnungen aus dem Kriechen sind in den Bildern 49 und 50 für die Versuchskörper 12 (Beton M 65 K) und Versuchskörper 11 (Beton M 105 KS) gegenübergestellt.

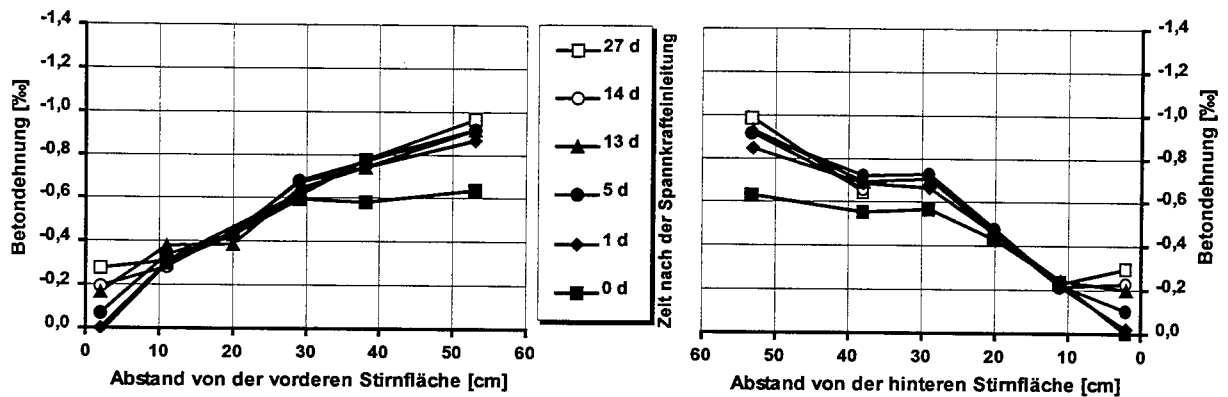


Bild 49: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus M 65 K nach der Spannkrafteinleitung

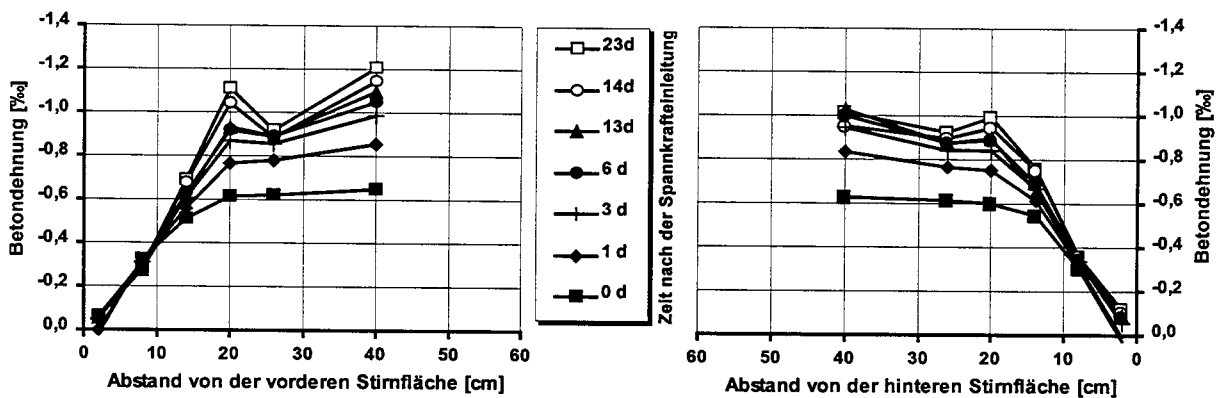


Bild 50: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS nach der Spannkrafteinleitung

Es ist zu erkennen, daß sich bei beiden Versuchskörpern die Betondehnungen an der Außenseite durch Kriechen vergrößern. Bei einem zeitlich unveränderten Betonspannungsverlauf würde die Kriechdehnung proportional zu den Betondehnungen nach der Spannkrafteinleitung anwachsen, d. h. im geringen Abstand von den Stirnflächen eine geringe Zunahme, die mit größer werdendem Abstand ansteigt. Dies ist jedoch nicht der Fall. Zwar ist die Dehnungszunahme am Ende der Übertragungslänge größer als in der Nähe der Stirnfläche, dazwischen bleibt die Dehnung jedoch näherungsweise unverändert. Hieraus kann gefolgert

werden, daß sich der Betonspannungsverlauf mit der Zeit verändert. Die Zunahme der Dehnungen durch die Kriechverformung wird hier durch die Verminderung der Betonspannungen und damit der elastischen Dehnungen kompensiert. Dies ergibt sich aus der Verbundkraftumlagerung gemäß Bild 40. Der Betondehnungsverlauf im Übertragungsbereich nähert sich mit der Zeit einer Geraden an, die sich bei einer gleichmäßig verteilten Verbundkraft ergeben würde.

Der Vergleich der zeitabhängigen Dehnungsverläufe ergibt für die Betonsorte M 65 eine Zunahme der Übertragungslänge, während in den Betonsorten mit Silikastaub keine signifikante Zunahme zu erkennen ist. Hier wird das Kriechen des Betons offenbar durch die Verbundkraftumlagerung ohne eine Verlängerung der Übertragungslänge ausgeglichen.

Zur Überprüfung der mit den Dehnungsmeßstreifen (DMS) aufgenommenen Meßwerte werden in der Tabelle 25 die Ergebnisse der Vergleichsmessungen für die Versuchskörper 10 bis 12 gegenübergestellt.

Die induktive Messung ergibt betragsmäßig größere Betondehnungen. Die Abweichung zwischen 20 % und 26 % ergeben sich nicht daraus, daß die DMS den Bereich der zeitabhängigen Übertragungslänge nicht erfassen. Vielmehr können die Abweichungen auf zeitabhängige Verformungen im Übertragungsbereich (Bild 87) zurückgeführt werden. Da der erste Meßpunkt der induktiven Messung 25 cm von der Stirnseite und 2 cm von der Betonaußenseite entfernt lag, können diese Verformungen die gemessenen Betondehnungen vergrößern. Der Verlauf der Betondehnungen aus den DMS bei den Betonsorten mit Silikastaub und die zeitabhängigen Zunahmen der gemessenen Verschiebungen (Tabelle 19) lassen darauf schließen, daß mit der gewählten Anordnung der DMS auch die zeitabhängigen Verformungen erfaßt wurden.

Versuchskörper	Betonsorte	Betondehnung aus Dehnungsmeßstreifen	Betondehnung aus ind. Messung	Abweichung
Nr.	[-]	[‰]	[‰]	[%]
10	M 105 KS	-0,423	-0,507	-19,9
11	M 105 KS	-0,422	-0,530	-25,6
12	M 65 K	-0,287	-0,346	-20,6

Tabelle 25: Vergleich der Meßwerte der zeitabhängigen Betondehnungen aus Kriechen 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Danach ergeben sich bei der Berücksichtigung der Schwindverformungen deutlich geringere Abweichungen gegenüber den Dehnungswerten der DMS, die in der Versuchskörpermitte auf den Litzen angeordnet waren (Tabelle 26).

Versuchskörper	Betonsorte	Betondehnung aus Dehnungsmeßstreifen	Betondehnung aus den Litzen-DMS	Abweichung
Nr.	[-]	[%]	[%]	[%]
10	M 105 KS	-0,569	-0,646	-13,5
11	M 105 KS	-0,532	-0,486	+8,6
12	M 65 K	-0,392	-0,455	-16,1

Tabelle 26: Vergleich der Meßwerte der zeitabhängigen Betondehnungen aus Kriechen und Schwinden 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Nachfolgend sind die aus den Meßwerten der DMS auf der Betonaußenseite errechneten zeitabhängigen Übertragungslängen $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ nach [22] zusammengestellt. Zusätzlich werden die Veränderungen Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

Versuchskörper	Betonsorte	Übertragungslänge der Vorspannkraft					
		Aktive Seite			Passive Seite		
		l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]	l_{bp} [cm]	Δl_{bp} [cm]	Δ [%]
5	M 65 K	40,1	2,7	7	41,8	2,0	5
12	M 65 K	47,1	14,2	43	55,5	22,3	67
2	M 105 KS	22,6	4,8	27	20,0	2,8	16
10	M 105 KS	Rißbildung	-	-	Rißbildung	-	-
11	M 105 KS	25,6	5,9	30	24,4	7,1	41
8	M 105 BS	27,6	6,6	31	Rißbildung	-	-

Tabelle 27: Aus Meßwerten errechnete Übertragungslängen 13 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Versuchskörper [Nr.]	Beton-sorte [-]	Übertragungslänge der Vorspannkraft					
		Aktive Seite			Passive Seite		
		L_{bp} [cm]	ΔL_{bp} [cm]	Δ [%]	L_{bp} [cm]	ΔL_{bp} [cm]	Δ [%]
5	M 65 K	-	-	-	-	-	-
12	M 65 K	50,9	18,0	55	59,7	26,5	80
2	M 105 KS	23,3*	5,5*	31*	22,7*	5,5*	32*
10	M 105 KS	Rißbildung	-	-	Rißbildung	-	-
11	M 105 KS	24,2	4,5	23	19,9	2,6	15
8	M 105 BS	-	-	-	-	-	-

* : nach 40 Tagen

Tabelle 28: Aus Meßwerten errechnete Übertragungslängen 23 - 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung

In Bild 51 sind die Übertragungslängen in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit β_{W150} beim Vorspannen, nach 13 Tagen und nach 23 – 27 Tagen dargestellt.

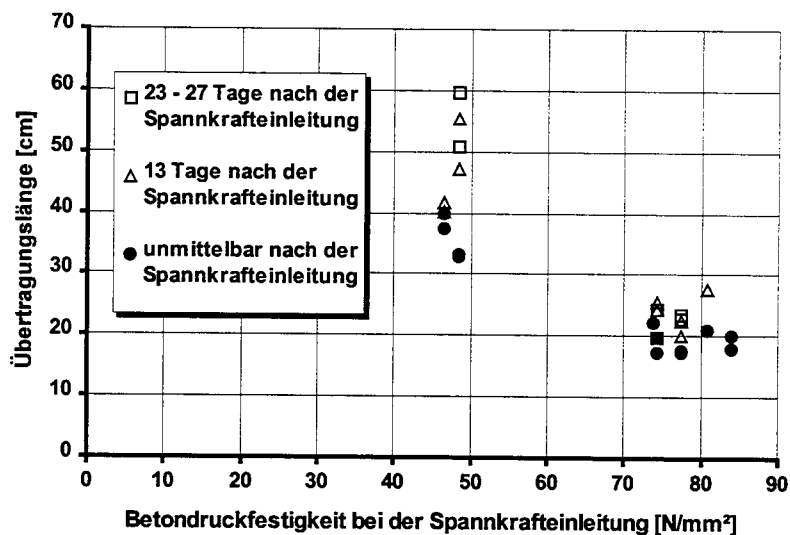


Bild 51: Übertragungslängen der Vorspannung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

Die errechnete Übertragungslänge und der Zuwachs Δl_{bp} bei den Versuchskörpern aus Beton M 105 KS und -BS mit Silikastaub ist wesentlich geringer als bei den Versuchskörpern aus M 65 K. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß sich nach dem Verfahren zur Berechnung der Übertragungslänge nach [22] allein aus der Veränderung des parabelförmigen in einen linearen Dehnungsverlauf scheinbare Zuwächse der Übertragungslängen ergeben, obwohl der größte

Wert der Betondehnung nach wie vor an der gleichen Stelle erreicht wird (Bild 40). Die zeitabhängige Zunahme der Übertragungslängen werden deshalb überschätzt.

Beim Vergleich der prozentualen Veränderungen der Übertragungslängen mit den Veränderungen der zeitabhängigen Verschiebungen der Litzen ergeben sich allein bei Versuchskörper 12 ungefähr gleiche Zuwächse. Hier beträgt der mittlere Verschiebungszuwachs nach 13 Tagen 40 % bzw. nach 27 Tagen 58 %. Dies stimmt in etwa mit dem Zuwachs der gemittelten Übertragungslängen von 55 % bzw. 68 % überein. Da die Verschiebung im gleichen Maße anwächst wie die Übertragungslänge, kann gefolgert werden, daß hier die Form des Dehnungsverlaufs über die Zeit in etwa unverändert bleibt, d. h. die Fläche der Differenzdehnungen zwischen Spannstahl und Beton (Verschiebung) ist proportional zur Übertragungslänge. Dem gegenüber wächst bei allen anderen Versuchskörpern die Verschiebung deutlich stärker an, als die Übertragungslänge. Dies ist auf die zeitabhängige Veränderung der Form des Dehnungsverlaufs von einem parabelförmigen zu einem linearen Verlauf gemäß Bild 40 infolge von Verbundkraftumlagerungen zurückzuführen.

Insgesamt ergibt sich, daß bei den Versuchskörpern aus den Betonen M 105 KS und M 105 BS mit Silikazugabe die Kriechverformungen quer zur Litze durch die Veränderung des zunächst parabelförmigen Verlaufs der Verbundkraft durch Umlagerungen ausgeglichen werden, so daß sich wesentlich geringere Zuwächse der Übertragungslängen gegenüber dem Versuchskörper 12 aus der Betonsorte M 65 K ohne Silikastaub ergeben, bei dem das Kriechen des Betons eher durch größere Übertragungslängen ausgeglichen wird. Dies führt bei den untersuchten Betonsorten mit Silikastaub, in Kombination mit den bereits kürzeren Übertragungslängen unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung, zu Übertragungslängen nach ca. einem Monat, die gegenüber dem Versuchskörper 12 um den Faktor zwei bis drei kürzer sind.

3.2.4 Rißentwicklung im Übertragungsbereich

Die Verbundkräfte von Litzen im Übertragungsbereich der Spannkraft korrespondieren entsprechend dem Reibungsgesetz mit Querpressungen, die sich im wesentlichen aus dem Aufschwinden des Betons, der Querdehnung durch die Spannungsverminderung bei der Spannkrafteinleitung (Hoyer-Effekt) und der Schraubengeometrie der Litzen ergeben.

Diese Querpressungen werden durch Ringzugspannungen im umgebenden Beton aufgenommen (Bild 26). Bei dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit kommt es zur Bildung von Rissen, die sich in radialer Richtung von innen nach außen vergrößern. Die Festigkeit des umgebenden Zugrings sinkt schnell ab, wenn diese radialen Risse (Sprengrisse) die Betonaußenseite erreichen. Die aufnehmbaren Querpressungen und damit auch die Verbundkräfte hängen somit von der Dicke der Betondeckung ab. Zusätzlich führen höhere Betonzugfestigkeiten insbesondere in hochfestem Beton zu größeren aufnehmbaren Verbundkräften.

Im Übertragungsbereich wachsen die Verbundkräfte durch den querdehnungsabhängigen und den verschiebungsabhängigen Anteil der Verbundkraft bei zunehmender Spannkrafteinleitung

an. Die größten Verbundkräfte und damit die größten Sprengkräfte 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 und sich ausgehend vom Balkenende Sprengrisse bilden, die sich zur Balkenmitte hin fortsetzen, bis sich ein neuer Gleichgewichtszustand mit der eingeleiteten Vorspannkraft einstellt. Entsprechend der geringen Festigkeit des bis außen gerissenen Zugrings können dann nur noch geringe Verbundkräfte im gerissenen Bereich übertragen werden und die Übertragungslänge wird bei der Sprengrißbildung sprunghaft größer.

Als Beispiel hierfür sind in Bild 52 und Bild 53 die Betondehnungen der Versuchskörper 2 und 3 dargestellt. Die Versuchskörper aus Beton M 105 KS unterschieden sich lediglich durch die Querschnittsausbildung (Betondeckung 2,5 Ø und 2,0 Ø, Ø = Nenndurchmesser = 12,5 mm).

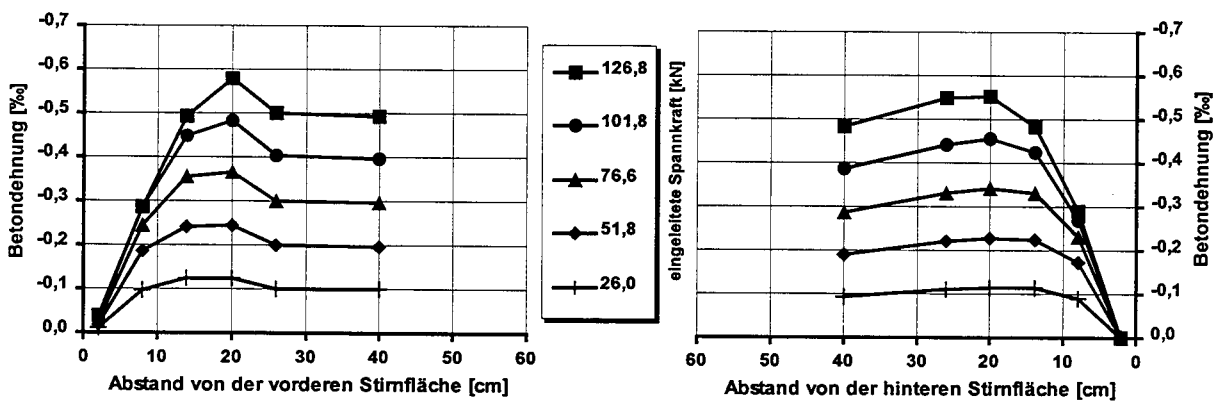


Bild 52: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 2 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung ($c = 2,5 \text{ Ø}$)

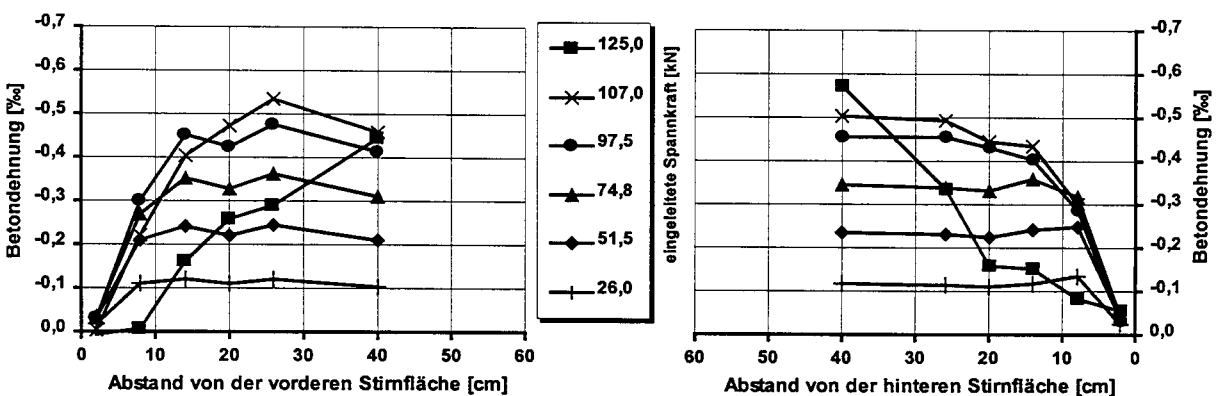


Bild 53: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 3 aus M 105 KS für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung ($c = 2,0 \text{ Ø}$)

Offenbar reichte die Betondeckung des Versuchskörpers 3 von $c = 2,0 \text{ Ø}$ bereits bei der Laststufe 107 kN nicht aus um die anwachsende Verbundkraft vollständig aufzunehmen, da die Betondehnungen am Anfang der Übertragungslänge wieder abnehmen. Die Verbundkräfte 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 Verbundkräfte infolge einer Sprengrißbildung zu erkennen.

Neben der Betondeckung wird die Sprengrißbildung durch den Abstand der Litzen untereinander beeinflusst. Bei dem Versuchskörper 11 war eine Betondeckung von $c = 2,5 \text{ Ø}$ ausreichend, um die Spannkraft ohne Sprengrißbildung einzuleiten. Bei Versuchskörper 10 bildeten sich bei der gleichen Betondeckung zunächst an dem vorderen Ende und einen Tag nach der Spannkrafteinleitung auch an dem hinteren Ende Sprengrisse. Die Versuchskörper unterschieden sich lediglich durch die Querschnittsabmessungen und die unterschiedlichen Abstände der Litzen untereinander. Bei dem geringeren lichten Abstand von $s = 2,0 \text{ Ø}$ war die Beton-deckung $c = 2,5 \text{ Ø}$ nicht ausreichend und die Übertragungslänge vergrößerte sich deutlich durch die Sprengrißbildung (Bild 54).

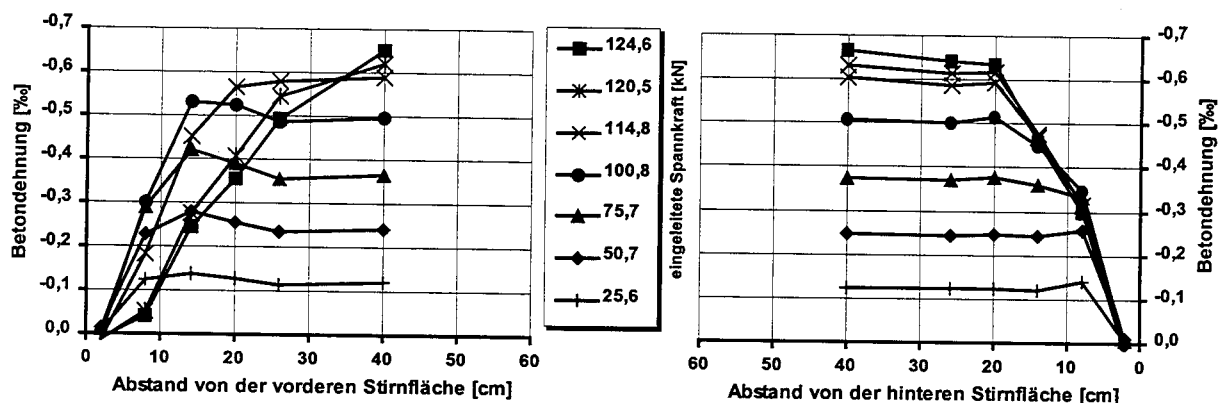


Bild 54: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 10 aus M 105 K für sieben Stufen der Spannkrafteinleitung ($s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

Eine Übersicht über die Sprengrißbildung infolge der Einleitung der Vorspannkraft in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s der 0,5“-Litzen zeigt Bild 55.

Wie man bei den Körpern 1, 4 und 7 bzw. bei 3, 6 und 9 erkennt, reicht eine Betondeckung von $c = 1,5 \text{ Ø}$ bzw. $c = 2,0 \text{ Ø}$ keinesfalls aus, um die Sprengkräfte im Einleitungsbereich aufzunehmen. Auch der gegenseitige lichte Abstand der Litzen muß begrenzt werden, wie die Körper 8 und 10 mit eine Betondeckung von $c = 2,5 \text{ Ø}$ zeigen.

<p>Körper 4</p> <p>$\beta_{w150} = 46,5$ $\beta_{sz} = 2,95$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 1,5\phi$ $s = 15,0\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 1</p> <p>$\beta_{w150} = 77,3$ $\beta_{sz} = 3,53$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 1,5\phi$ $s = 11,4\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 7</p> <p>$\beta_{w150} = 80,7$ $\beta_{sz} = 3,60$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 1,5\phi$ $s = 9,4\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 6</p> <p>$\beta_{w150} = 46,5$ $\beta_{sz} = 2,95$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,0\phi$ $s = 10,0\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 3</p> <p>$\beta_{w150} = 77,3$ $\beta_{sz} = 3,53$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,0\phi$ $s = 7,2\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 9</p> <p>$\beta_{w150} = 80,7$ $\beta_{sz} = 3,60$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,0\phi$ $s = 5,6\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 5</p> <p>$\beta_{w150} = 46,5$ $\beta_{sz} = 2,95$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,5\phi$ $s = 6,2\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 2</p> <p>$\beta_{w150} = 77,3$ $\beta_{sz} = 3,53$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,5\phi$ $s = 4,2\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 8</p> <p>$\beta_{w150} = 80,7$ $\beta_{sz} = 3,60$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,5\phi$ $s = 2,6\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 10</p> <p>$\beta_{w150} = 73,8$ $\beta_{sz} = -$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 2,5\phi$ $s = 2,0\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 12</p> <p>$\beta_{w150} = 48,3$ $\beta_{sz} = 2,93$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 3,0\phi$ $s = 2,0\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	
<p>Körper 11</p> <p>$\beta_{w150} = 74,2$ $\beta_{sz} = 4,24$ β [N/mm²]</p> <p>$c = 3,0\phi$ $s = 2,0\phi$</p>	<p>vorne</p> <p>hinten</p>	

Bild 55: Übersicht über die Sprengrißbildung bei den Spannkrafteinleitungsversuchen

Zusammenfassend ist in Bild 56 die Abhängigkeit der Sprengrißbildung von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s der Litzen zu erkennen. Hierbei kennzeichnet der angelegte Bereich die Abmessungen bei denen die resultierenden Sprengkräfte aus der Einleitung der Vorspannkraft durch den Beton rißfrei aufgenommen werden können.

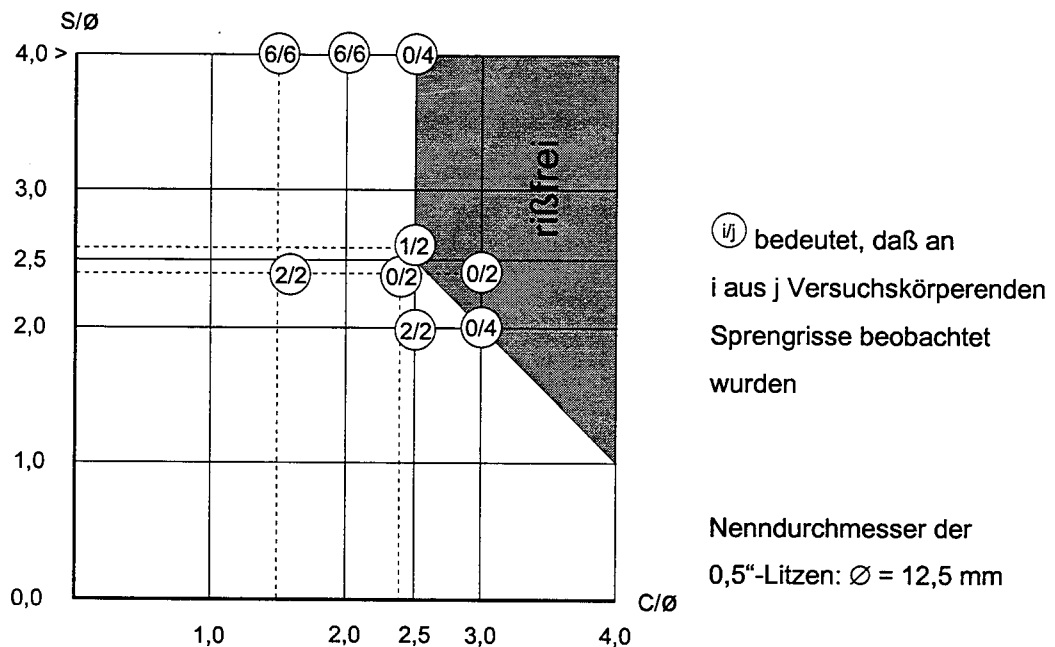


Bild 56: Sprengrißbildung in Abhängigkeit von der Betondeckung c und dem lichten Abstand s bezogen auf den Nenndurchmesser der Litzen

Die Auswertung ergibt, daß unabhängig von der Betonfestigkeit folgende Mindestabmessungen erforderlich sind, um die rißfreie Einleitung der zulässigen Vorspannkraft nach E DIN 1045-1 für 0,5"-Litzen sicherzustellen:

für $s \geq 2,5 \varnothing$: $c \geq 2,5 \varnothing$ oder

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

In Bild 57 sind die eingeleiteten Spannkraften bei der Rißbildung für verschiedene bezogene Betondeckungen mit Ausnahme von Versuchskörper 10 (zu geringer lichter Abstand) dargestellt. Hierbei wurde die Rißbildung anhand des sprunghaften Anstiegs der Verschiebungen der Litzen ermittelt. Die Säulen unterhalb der Vorspannkraft von rd. 126 kN kennzeichnen die Litzenkräfte mit einer Sprengrißbildung. Zum Vergleich sind auch die Litzenkräfte der Versuchskörper ohne eine Sprengrißbildung dargestellt.

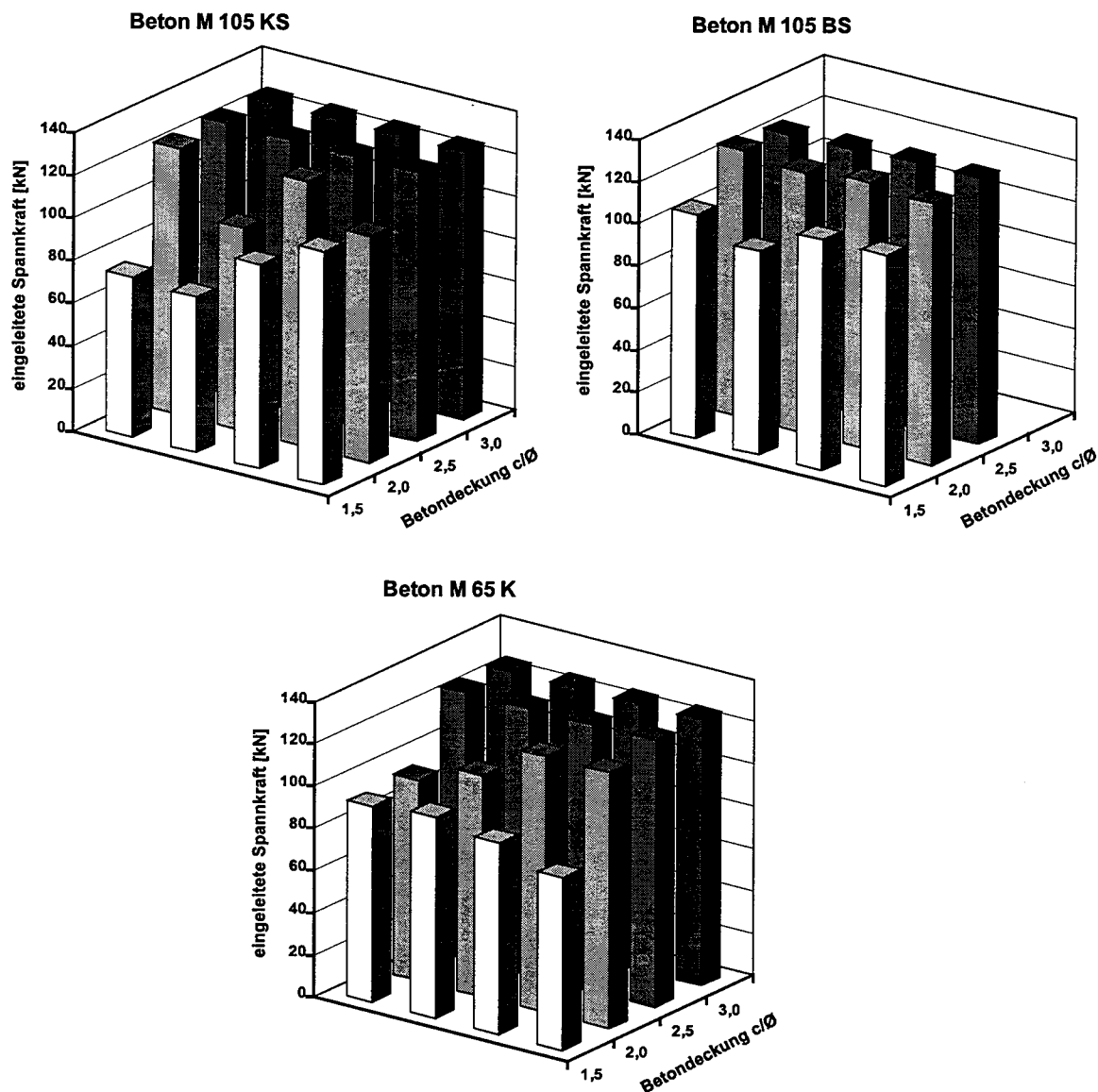


Bild 57: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrißbildung für unterschiedliche bezogene Betondeckungen ($c = 1,5 \text{ Ø}, 2,0 \text{ Ø}, 2,5 \text{ Ø}$ und $3,0 \text{ Ø}$)

Der Vergleich zeigt, daß die Betonsorte M 105 BS mit höherer Festigkeit eine geringere Neigung zur Sprengrißbildung aufweist. Die Zunahme der Betonzugfestigkeit bei hochfesten Betonen ist deshalb ausreichend, um ohne eine Vergrößerung der Betondeckung die Vorspannkraft bei kürzeren Übertragungslängen rißfrei einleiten zu können.

3.3 Balkenversuche

3.3.1 Allgemeines

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

Für die Darstellung der Versuchsergebnisse wird deshalb folgende Unterteilung gewählt:

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

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

In Tabelle 29 ist die Spannbettvorspannung und die eingeleitete Spannkraft der Laststufen 1 bis 10 angegeben auf die sich die nachfolgende Auswertung bezieht.

Versuchs- Balken [Nr.]	Spannbett- vorspan- nung $P^{(0)}$ [kN]	Vorspannung je Spannstahl $P^{(0)}$ im Mittel [kN]	Spannstahlkraft bei Laststufe 1 im Mittel [kN]	Eingeleitete Kraft je Spannstahl (Last- stufe 1 bis 10) [kN]	Betondruck- spannung [N/mm ²]
1	503,0	125,8	125,1	125,0	16,3
2	505,3	126,3	125,7	125,5	16,2
3	502,1	125,5	125,8	125,5	16,2
4	499,7	124,9	124,6	123,8	14,1
5	495,0	123,8	124,5	123,7	13,8
6	504,0	126,0	125,0	124,5	13,9

Tabelle 29: Übersicht der Spannbettvorspannung $P^{(0)}$, der eingeleiteten Vorspannkraft und die dazugehörigen Betondruckspannungen in Höhe der Spannstähle

Die Vorspannung je Spannstahl wird als Mittelwert der vier Litzen (Balken 1 bis 3) bzw. der vier Spanndrähte (Balken 4 bis 6) angegeben. Aus der Kalibrierung der Spannstähle mit Dehnungsmeßstreifen gegenüber geeichten Meßdosen wurde die Vorspannkraft jedes einzelnen Spannstahls kontrolliert. Die gemessene Abweichung der Spannstahlkräfte im Vergleich zum Mittelwert der Vorspannung war gering. Sie betrug bei den Litzen maximal 2,9 % und bei den Spanndrähten maximal 1,6 %. Die Abweichung der Mittelwerte der Litzenkraft gegenüber dem Sollwert der zulässigen Vorspannkraft im Spannbett nach E DIN 1045 von $0,9 \cdot 1500 \cdot 0,93 = 125,6$ kN betrug 0,6 %.

Die Vorspannkraft der gerippten Spanndrähte wurde zum direkten Vergleich des Verhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich, wie bei den Litzen, mit rd. 125 kN gewählt. Damit liegt die gewählte Spannbettvorspannung um 9 % unter der zulässigen Vorspannung im Spannbett nach E DIN 1045-1 von $0,9 \cdot 1350 \cdot 1,13 = 137,3$ kN. Die Ausnutzung dieser Vorspannung, die um rd. 20 % größer als die zulässige Vorspannkraft von 115,3 kN nach DIN 4227-1 ist, erscheint jedoch für die Herstellung von Spannbetonfertigteilen unwirtschaftlich zu sein. In [2] wird darauf hingewiesen, daß bei den untersuchten Spanndrähten $\varnothing 12$ mm bereits bei einer geringeren Vorspannung von $0,7 \cdot 1570 \cdot 1,13 = 124$ kN eine Betondeckung von $3,5 \varnothing$ nicht ausreichend ist, um die Vorspannkraft rißfrei einzuleiten. Wie bereits die Ausziehversuche gezeigt haben, kommt es bei großen Verbundkräften der gerippten Spanndrähte bei Betondeckungen von $5,5 \varnothing$ noch zur Sprengrißbildung. Um wirklichkeitsnahe Versuchsergebnisse zu erhalten, wird bei einer noch vertretbaren Betondeckung von $3,5 \varnothing = 42$ mm eine Vorspannkraft von 125 kN gewählt, die noch Aussagen zum Verhalten des ungerissenen Spannkrafteinleitungsbereichs erlaubt.

Die aus der eingeleiteten Vorspannkraft resultierenden Betondruckspannungen in Höhe der Spannstähle werden mit den ideellen Querschnittswerten und den E-Moduli nach Tabelle 30 errechnet. Die hier angegebenen E-Moduli wurden aus den induktiven Messungen am Versuchsbalken bei der Spannkrafteinleitung ermittelt.

Balken Nr.	Betonsorte [-]	Betonalter [-]	E-Modul des Betons [‰]
1	M 105 KS	24 Stunden	37500
2	M 65 K	24 Stunden	31900
3	M 45 K	3 Tage	32100
4	M 105 KS	24 Stunden	40000
5	M 65 K	24 Stunden	31400
6	M 45 K	3 Tage	30900

Tabelle 30: Übersicht der E-Moduli des Betons bei der Spannkrafteinleitung

Die festgestellten E-Moduli sind größer als bei den Einleitungskörpern. Dies ergibt sich aus den größeren Balkenabmessungen, welche in Kombination mit der isolierenden Holzschalung zu größerer Hydratationswärme als bei den Einleitungskörpern in einer Stahlschalung führt und somit die Erhärtung beschleunigt.

Die Balken wurden 1 bis 2,5 Monate nach der Herstellung geprüft. Die Betondehnungen bis zum Balkenversuch und die sich daraus ergebenden Spannkraften sind in Tabelle 31 zusammengestellt.

Versuchs- Balken [Nr.]	Spann- bettvor- spannung $P^{(0)}$ [kN]	Elastische Dehnung bei der Vorspan- nung $\epsilon_{c,el}$ [‰]	Spannkraft- nach dem Vorspan- nen $P_{t=0}$ [kN]	Zeitabhängige Dehnungen				Spann- kraft beim Balken- versuch P_t [kN]	Spann- kraft- verlust [%]
				$\Delta\epsilon_{c,s}$ [‰]	$\epsilon_{c,s}$ [‰]	$\epsilon_{c,c}$ [‰]	$\Sigma\epsilon_{c,c+s}$ [‰]		
1	503,0	-0,422	472,4	-0,389	-0,157	-0,243	-0,788	415,2	12
2	505,3	-0,523	467,4	-0,138	-0,215	-0,524	-0,877	403,8	15
3	502,1	-0,510	465,1	-0,109	-0,087	-0,328	-0,524	427,1	10
4	499,7	-0,371	465,3	-0,462	-0,122	-0,246	-0,830	388,5	17
5	495,0	-0,432	455,0	-0,128	-0,236	-0,420	-0,784	382,4	17
6	504,0	-0,450	462,3	-0,171	-0,056	-0,292	-0,519	414,2	12

Tabelle 31: Übersicht der Betondehnungen, der Spannkraftverluste und der Vorspannkraft zum Zeitpunkt der Durchführung des Balkenversuchs

Die Betondehnungen aus der elastischen Verformung bei der Spannkrafteinleitung $\epsilon_{c,el}$, der Schwindverkürzung $\epsilon_{c,s}$ und der Kriechverformung $\epsilon_{c,c}$ nach der Spannkrafteinleitung werden als Mittelwerte der induktiven Messungen in der Höhe der Spannstäbe angegeben. Das Frühschwinden $\Delta\epsilon_{c,s}$ bis zum Vorspannen bzw. bis zur ersten induktiven Messung wurde gemäß [26] aus der Dehnungsdifferenz der Dehnungsmeßstreifen auf den Spannstäben im Sollriß in der Balkenmitte und den induktiven Meßwerten der Betondehnungen außerhalb des Sollrisses bei der Spannkrafteinleitung errechnet.

3.3.2 Verhalten im Einleitungsbereich der Vorspannkraft

Verschiebungsverhalten der Spannstäbe

In den Bildern 58 und 59 sind die während des Spannkrafteinleitungsversuchs gemessenen Verschiebungen der äußeren Spannstäbe an den Stirnflächen der Balken 1 (Litzen) und Balken 4 (gerippte Spanndrähte) aus Beton M 105 KS gegenübergestellt.

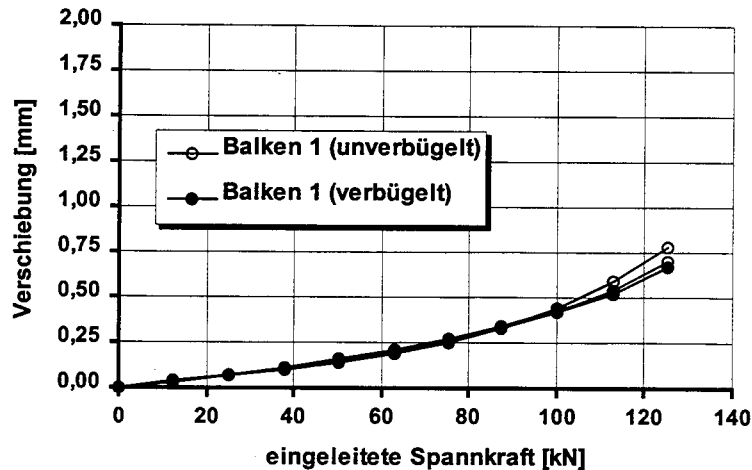


Bild 58: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 1 aus M 105 KS ($s = 2,0 \text{ } \emptyset$, $c = 3,0 \text{ } \emptyset$)

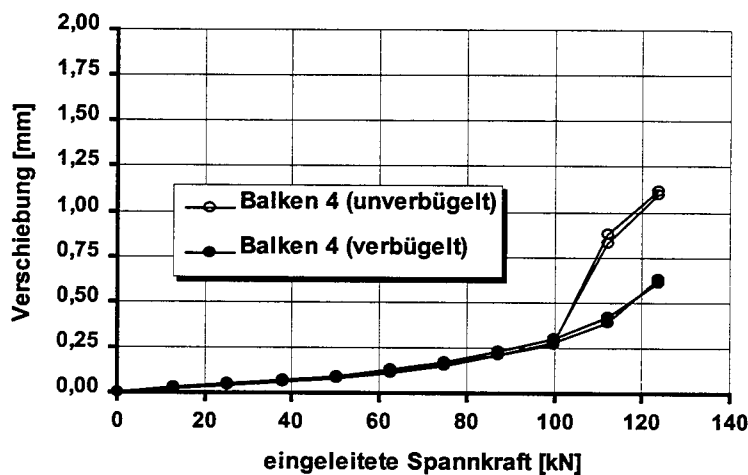


Bild 59: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 4 aus M 105 KS ($s = 2,5 \text{ } \emptyset$, $c = 3,5 \text{ } \emptyset$)

Die Verschiebungen sind an dem unverbügelteten Balkenende, insbesondere bei dem Balken 4, deutlich größer. Hier wurde ein Sprengriß in der Ebene der vier Spanndrähte beobachtet.

Die Verschiebungen an den verbügelteten Enden der gerippten Spanndrähte sind bei gleicher Spannkraft kleiner als bei den Litzen. Dies korrespondiert mit größeren Verbundkräften der gerippten Spanndrähte (Bild 21). In Tabelle 32 sind die Verschiebungen der Spannstähle der Balken 1 und 6 jeweils an den verbügelteten Balkenenden zusammengefaßt. Hier wurden keine sichtbaren Sprengrisse festgestellt.

Die Verschiebungen in der Betonsorte M 105 KS sind entsprechend den höheren Verbundfestigkeiten deutlich geringer.

Balken Nr.	Beton- sorte [-]	Spannbewehrung [-]	Verschiebungen Δs der Spannstähle gegenüber der Stirnfläche der Balken beim Spannkrafteinleitungsversuch		Δs im Mittel [mm]
			[mm]		
1	M 105 KS	4 Litzen 0,5"	0,67	0,67	0,67
2	M 65 K	4 Litzen 0,5"	1,19	1,30	1,25
3	M 45 K	4 Litzen 0,5"	1,37	1,34	1,36
4	M 105 KS	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,61	0,63	0,62
5	M 65 K	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,98	0,95	0,97
6	M 45 K	4 Spanndrähte \varnothing 12	1,37	1,39	1,38

Tabelle 32: Verschiebungen der äußeren Spannstähle an der Stirnfläche der verbügelten Balkenenden bei der Spannkrafteinleitung unmittelbar nach dem Versuch

Der Vergleich der Verschiebungen bei den Balkenversuchen mit den Einleitungskörpern gemäß Tabelle 32 ergibt für die Litzen größere Werte. Dies kann bei den ansonsten gleichen Verhältnissen auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rißbildung zurückgeführt werden. Die deutlich sichtbaren Sprengrisse auf der unverbügelten Seite weisen jedoch darauf hin, daß die Betonzugfestigkeit bei den gewählten Abmessungen nicht ausreichte, um die Vorspannkkräfte rißfrei einzuleiten. Zwar hat die Bügelbewehrung eine offensichtliche Sprengrißbildung verhindert. Es ist jedoch davon auszugehen, daß auch an dem unverbügelten Balkenende die Verbundkräfte durch eine innere Rißbildung vermindert wurden und es zu einer größeren Verschiebung gegenüber den Einleitungskörpern kam, bei denen die Betondeckung alleine ausreichend war.

In dem Bild 60 ist das gemessene zeitabhängige Verschiebungsverhalten nach der Spannkrafteinleitung in drei Tage alten Beton M 45 K für Litzen und für gerippte Spanndrähte gegenübergestellt.

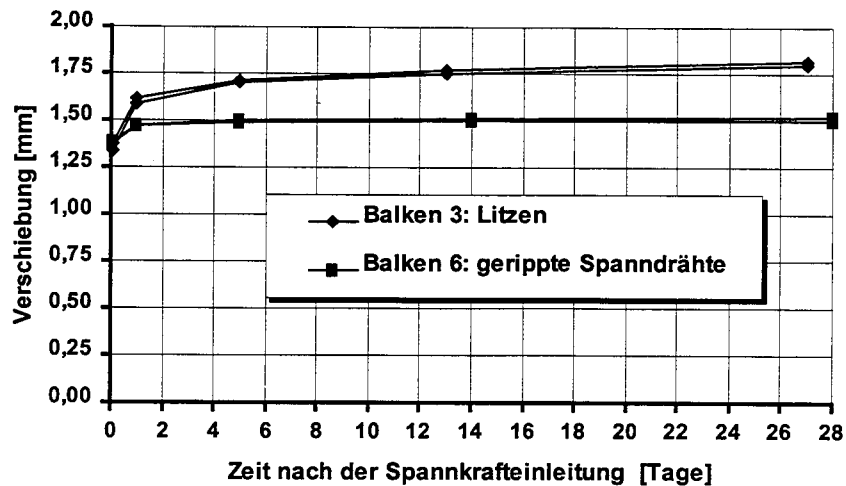


Bild 60: Zeitabhängige Verschiebungen der äußeren Spannstähe an den Stirnflächen der verbügelten Enden bei Balken 3 und 6 aus M 45 K

Der Vergleich zeigt, daß die zeitabhängigen Verschiebungen bei den gerippten Spanndrähten deutlich geringer sind als bei den Litzen. Dies ergibt sich aus dem Scherverbund, der weniger von dem Kriechen des Betons beeinflusst wird, als das querpressungsabhängige Verbundverhalten der Litzen. In Tabelle 33 und 34 sind die zeitabhängigen Verschiebungen der Spannstähe der Balken 1 bis 6 zusammengefaßt

Balken Nr.	Beton- sorte [-]	Spannbewehrung [-]	Verschiebungen Δs Spannstähe gegenüber der Stirnfläche der Balken beim Spannkrafteinleitungsversuch		Δs im Mittel [mm]	Zu- wachs [%]
			[mm]			
1	M 105 KS	4 Litzen 0,5"	-	-	-	-
2	M 65 K	4 Litzen 0,5"	0,36	0,36	0,36	0,29
3	M 45 K	4 Litzen 0,5"	0,40	0,41	0,40	0,29
4	M 105 KS	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,14	0,16	0,15	0,24
5	M 65 K	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,10	0,11	0,10	
6	M 45 K	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,14	0,11	0,13	0,09

Tabelle 33: Verschiebungszuwachs der äußeren Spannstähe an der Stirnfläche der verbügelten Balkenenden bis 11 – 14 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Balken Nr.	Beton- sorte [-]	Spannbewehrung [-]	Verschiebungen Δs Spannstähle gegenüber der Stirnfläche der Balken beim Spannkrafteinleitungsversuch		Δs im Mittel [mm]	Zu- wachs [%]
			[mm]	[mm]		
1	M 105 KS	4 Litzen 0,5"	-	-	-	-
2	M 65 K	4 Litzen 0,5"	-	-	-	-
3	M 45 K	4 Litzen 0,5"	0,44	0,45	0,45	0,33
4	M 105 KS	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,15	0,17	0,16	0,26
5	M 65 K	4 Spanndrähte \varnothing 12	-	-	-	-
6	M 45 K	4 Spanndrähte \varnothing 12	0,15	0,11	0,13	0,09

Tabelle 34: Verschiebungszuwachs der äußeren Spannstähle an der Stirnfläche der verbügelten Balkenenden bis 27 – 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung

Übertragungslänge der Spannkraft

Die während des Spannkrafteinleitungsversuchs, bei einem Betonalter von 24 Stunden aufgenommenen Betondehnungen werden für den Balken 1 in Bild 61 angegeben. Hierbei werden die Dehnungsverläufe für fünf Stufen der eingeleiteten Vorspannkraft aus den Mittelwerten der auf den Betonaußenseiten in Höhe der Spannstähle gegenüberliegenden Dehnungsmeßstreifen (DMS) ermittelt. Es werden die elastischen Verformungen gegenüber den Vergleichskörpern angegeben.

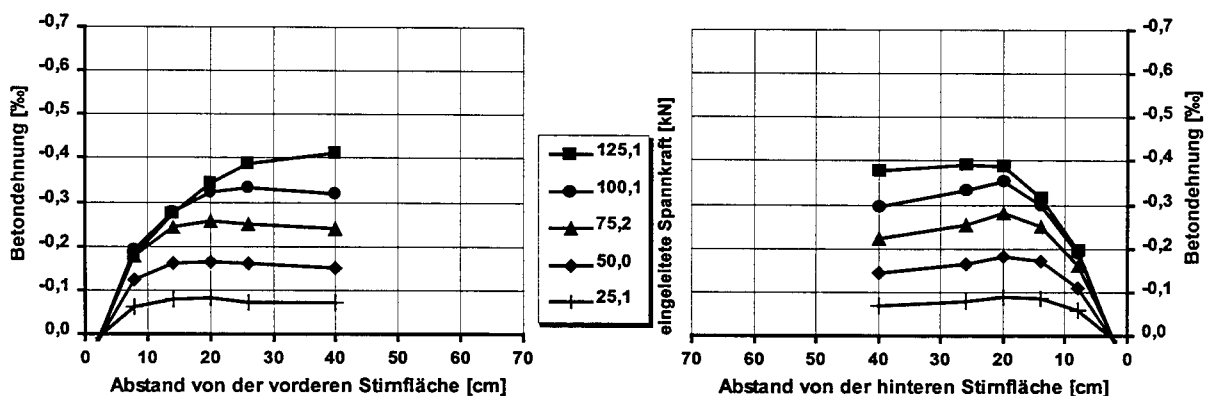


Bild 61: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 1 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \varnothing$, $c = 3,0 \varnothing$)

Der Verlauf der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 1 entspricht annähernd dem Verlauf bei dem Versuchskörper 11 aus M 105 KS (Bild 48). Die Dehnungen erreichen aufgrund der geringeren Betonspannungen in Höhe der Spannstähle geringere Werte.

Zur Überprüfung ob bei der gewählten Anordnung der DMS die Betondehnungen bis zu ihrem größten Wert erfaßt wurden, werden in Tabelle 35 die gemittelten Meßwerte der DMS am Ende der Übertragungslänge und aus den induktiven Messungen auf der Höhe der Spannstähle in Balkenmitte verglichen.

Balken Nr.	Betonsorte [-]	Betondehnung aus Dehnungsmeßstreifen [‰]	Betondehnung aus ind. Messung [‰]	Abweichung [%]
1	M 105 KS	-0,396	-0,422	-6,6
2	M 65 K	-0,524	-0,523	+0,2
3	M 45 K	-0,560	-0,510	+8,9
4	M 105 KS	-0,374	-0,371	+0,8
5	M 65 K	-0,438	-0,432	+1,4
6	M 45 K	-0,513	-0,450	+12,3

Tabelle 35: Vergleich der Meßwerte der Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung

Aus der zumeist guten Übereinstimmung der beiden Meßverfahren kann gefolgert werden, daß die aus den DMS ermittelten Dehnungsverläufe die Betondehnungen im Eintragungsbereich vollständig wiedergeben.

Die Übertragungslänge wird gemäß [22] aus den gemessenen Betondehnungen mit $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ (mit $l_{80\%}$: Eintragungslänge bei Einleitung von 80 % der Gesamtvorspannung) errechnet. Als Betondehnung aus der Gesamtvorspannung wird der größte Wert der gemessenen Dehnung aus den DMS zugrunde gelegt.

Tabelle 36 enthält die Übertragungslängen an dem verbügelten Ende der Versuchsbalken.

Balken [Nr.]	Betonsorte [-]	Betonalter bei der Spannkraft- einleitung [-]	Betonfestigkeit bei der Spann- krafteinleitung f_{w150} [N/mm ²]	Spannbewehrung [-]	Übertragungslänge am verbügelten Balenende l_{bp} [cm]
1	M 105 KS	24 Stunden	74,5	4 Litzen 0,5"	18,6
2	M 65 K	24 Stunden	49,6	4 Litzen 0,5"	49,0
3	M 45 K	3 Tage	39,2	4 Litzen 0,5"	53,1
4	M 105 KS	24 Stunden	71,4	4 Spanndrähte Ø 12	21,0
5	M 65 K	24 Stunden	46,4	4 Spanndrähte Ø 12	46,4
6	M 45 K	3 Tage	34,9	4 Spanndrähte Ø 12	69,3

Tabelle 36: Aus Meßwerten errechnete Übertragungslängen der Vorspannung unmittelbar nach Spannkrafteinleitung

Die Übertragungslängen der Spannstähle (Litzen und gerippte Spanndrähte) an den verbügelten Balkenenden unterscheiden sich bei gleicher Vorspannkraft und bei gleicher Betonsorte bis auf Balken 6 nur unwesentlich. Die gemessenen Verschiebungen der Spanndrähte sind jedoch geringer als die Verschiebungen der Litzen (Tabelle 32). Dies ergibt sich zum einen aus den um Faktor 1,2 geringeren Spannstahldehnungen der Spanndrähte. Zum anderen ist die Form des Dehnungsverlaufs bei den Litzen und den gerippte Spanndrähten unterschiedlich. Entsprechend dem im wesentlichen verschiebungsabhängigen Verbundverhalten der gerippten Spanndrähte ergibt sich ein stärker gekrümmter Dehnungsverlauf (Bild 46) und damit geringere Verschiebungen gegenüber den Litzen bei größerer Übertragungslänge.

In Tabelle 37 sind die aus den Meßwerten der Dehnungsmeßstreifen errechneten zeitabhängigen Übertragungslängen $l_{bp} = 1,35 \cdot l_{80\%}$ nach [22] zusammengestellt. Zusätzlich werden die Veränderungen Δl_{bp} gegenüber den Übertragungslängen unmittelbar nach der Vorspannung angegeben.

Entsprechend zu den kleineren Verschiebungszuwächsen ergeben sich bei den gerippten Spanndrähten (Balken 5 und 6) deutlich geringere Zunahmen der Übertragungslängen gegenüber den Litzen (Balken 2 und 3), die sogar aufgrund des Berechnungsverfahrens nach [22] bei Versuchskörper 6 zu scheinbar geringeren Übertragungslängen führen.

Versuchskörper [Nr.]	Beton- sorte [-]	Übertragungslänge der Vorspannkraft an dem verbügelten Balkenende					
		11 – 14 Tage			27 – 28 Tage		
		L_{bp} [cm]	ΔL_{bp} [cm]	Δ [%]	L_{bp} [cm]	ΔL_{bp} [cm]	Δ [%]
1	M 105 KS	-	-	-	-	-	-
2	M 65 K	61,9	12,9	26,3	-	-	-
3	M 45 K	65,8	12,7	23,9	69,7	16,6	31,3
4	M 105 KS	-	-	-	-	-	-
5	M 65 K	54,3	7,9	17,0	-	-	-
6	M 45 K	61,9	-7,4	-10,7	62,3	-7,0	-10,1

Tabelle 37: Aus Meßwerten errechnete Übertragungslängen nach der Spannkrafteinleitung

Rißentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich

Die Rißentwicklung im Spannkrafteinleitungsbereich und damit auch die Verbundkräfte werden bei geringen Betondeckungen durch die Querbewehrung beeinflusst. Diese Bewehrung nimmt die Sprengkräfte bei der Rißbildung des Betons auf und es können wesentlich größere Verbundkräfte gegenüber Betondeckungen ohne eine Querbewehrung übertragen werden. In Bild 62 und 63 sind die Betondehnungen für die unverbügelten und verbügelten Balkenenden der Balken 2 und 5 dargestellt.

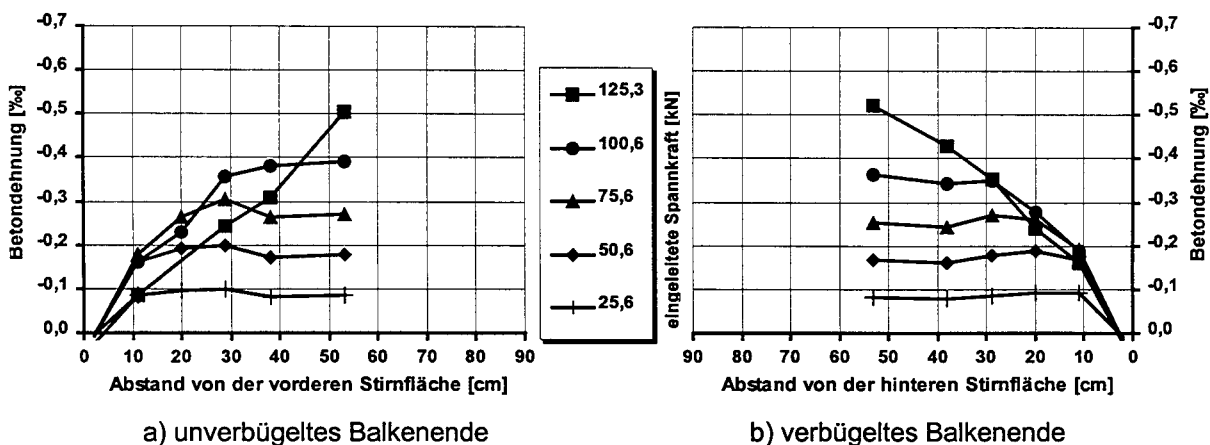


Bild 62: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 2 aus M 65 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ } \emptyset$, $c = 3,0 \text{ } \emptyset$)

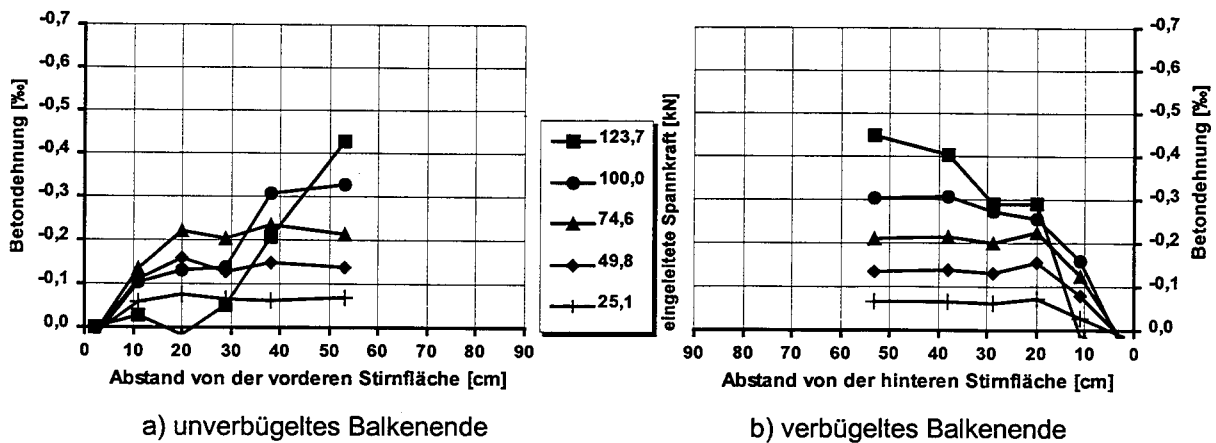


Bild 63: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 5 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)

Es ist zu erkennen, daß die Betondehnungen an dem unbündelten Balkenende geringer anwachsen als an dem verbündelten Balkenende. Hier führen die Bügel bei der jeweils gleichen Betondeckung zu größeren Verbundkräften und damit zu kleineren Übertragungslängen.

Diese sind jedoch insbesondere bei dem Balken 2 größer als bei den ungerissenen Einleitungskörpern. Dies deutet auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Rißbildung auch an dem verbündelten Balkenende hin. Die Dehnungsverläufe ergeben ebenfalls geringere Verbundkräfte am Anfang der Übertragungslänge. Da hier im Gegensatz zu den unbündelten 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.

An den unbündelten Balkenenden kam es bei den Balken 2 bis 6 zu deutlich sichtbaren Sprengrisse. Diese verliefen von den Balkenenden ausgehend, in der Ebene der vier Spannstähe.

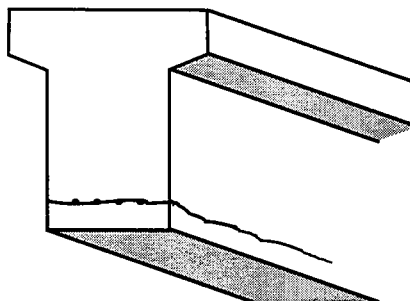


Bild 64: Typische Sprengrißbildung an den unbündelten Enden der Balken 2 bis 6

In Bild 65 und 66 sind die Laststufen bei der Sprengrißbildung auf der unbündelten Seite für Litzen und Spanndrähte zusammengestellt. Bei den gewählten Abmessungen konnten bei gleicher Betonsorte durch die Litzen größere Vorspannkräfte als durch die gerippten

Spanndrähte rißfrei eingeleitet werden. Da die Balken mit Spanndrähten $\varnothing 12$ mm mit größeren Betondeckungen und Abständen gegenüber den Balken mit Litzen $\varnothing 12,5$ mm ausgeführt wurden, ergibt sich bei den gerippten Spanndrähten eine größere Sprengrißneigung durch größere Sprengkräfte.

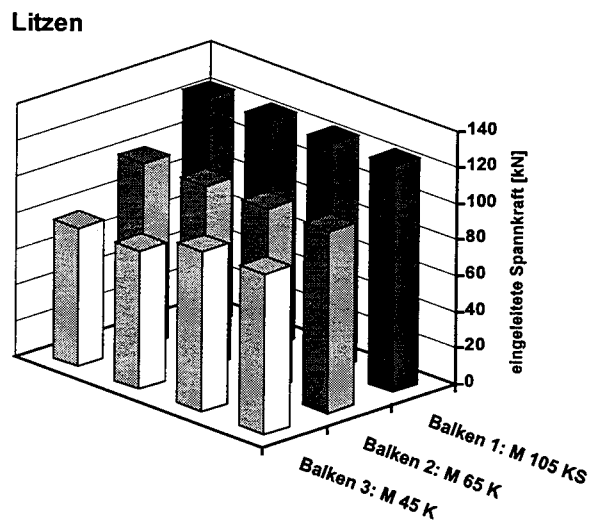


Bild 65: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrißbildung für Litzen $\varnothing = 12,5$ mm, Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$, lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$

gerippte Spanndrähte

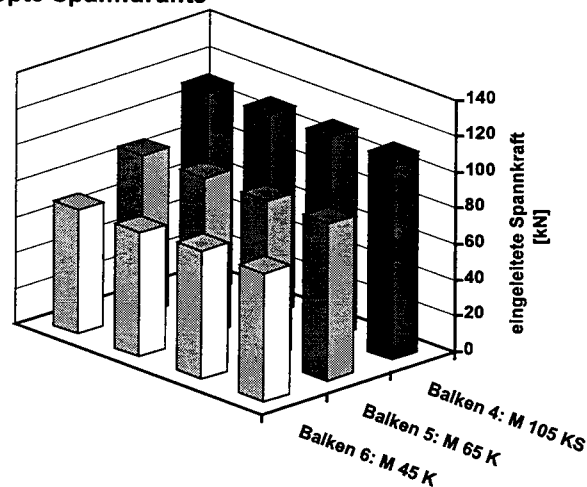


Bild 66: Eingeleitete Spannkraft bei der Sprengrißbildung für gerippte Spanndrähte $\varnothing = 12$ mm, Betondeckung $c = 3,5 \varnothing$, lichter Abstand $s = 2,5 \varnothing$

Aus den Ergebnissen der Einleitungsversuche kann eindeutig abgeleitet werden, daß sowohl bei den Litzen als auch bei den gerippten Spanndrähten die Sprengrißneigung bei den untersuchten Betonsorten mit zunehmender Betonfestigkeitsklasse abnimmt. Der hochfeste Beton zeigt gegenüber dem normalfesten Beton trotz der wesentlich kürzeren Übertragungslängen eine geringere Sprengrißneigung.

Bei mehreren Spannstäben in einer Lage ist, insbesondere bei normalfestem Beton ohne eine Bügelbewehrung, bei Litzen mit einer Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$ und lichtem Abstand $s = 2,0 \varnothing$, bei gerippten Spanndrähten mit einer Betondeckung $c = 3,5 \varnothing$ und lichtem Abstand $s = 2,5 \varnothing$ bei den untersuchten Vorspannkraften mit einer Sprengrißbildung zu rechnen.

3.3.3 Verhalten im Verankerungsbereich der Zugkraft aus Biegebeanspruchung

Die Versuchsbalken wurden entweder bis zum Verankerungsbruch (Balken 3 und 6) oder bis zum Biegeversagen durch Fließen der Spannstähle (Balken 1, 2, 4 und 5) belastet. Hierbei wurde die Belastung solange gesteigert, bis keine weitere Last mehr aufgenommen werden konnte. Bei dem Balken 3 wurde nach dem Verankerungsbruch an dem unverbügelten Balkenende bei einem Biegemoment von 133,8 kNm (Verschiebungen der Litzen bis rd.1 mm) eine Ankerplatte an den Litzen befestigt, um das Verhalten an dem verbügelten Balkenende bei weiterer Laststeigerung zu untersuchen. In Bild 67 sind die im Versuch gemessenen Durchbiegungen für die Balken 1 bis 6 dargestellt. Es ist deutlich das Fließplateau, mit Ausnahme der Balken 3 und 6, zu erkennen.

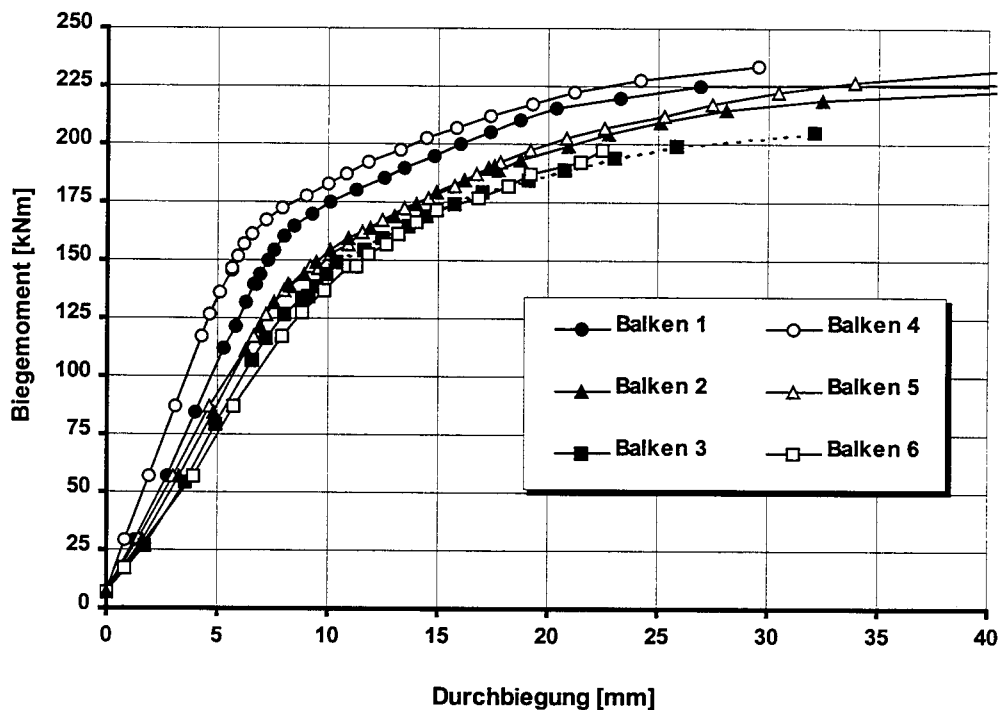
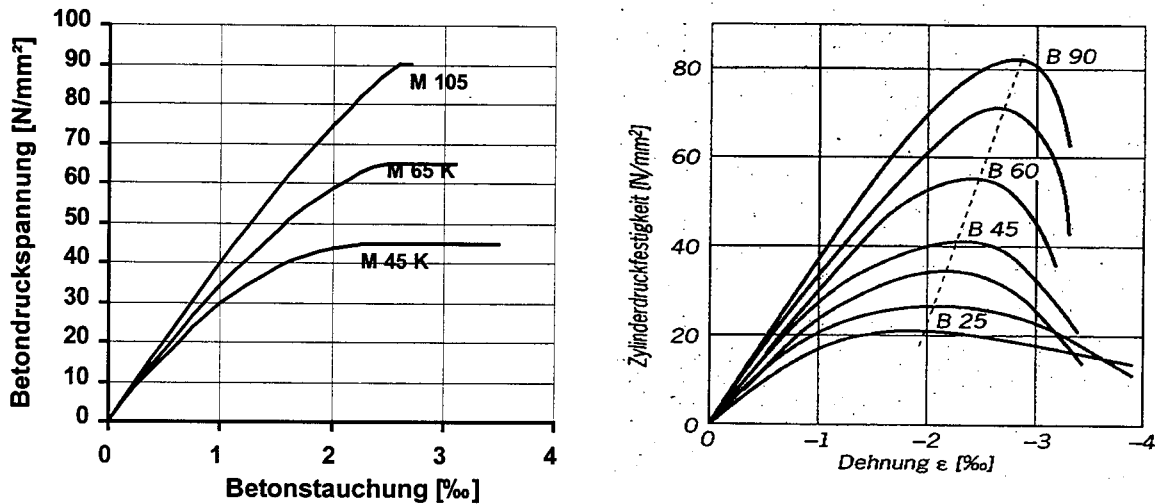


Bild 67: Biegemoment-Durchbiegungsbeziehungen für Balken 1 bis 6

Eine Übersicht über die maximal aufnehmbaren Biegemomente im Versuch (Grenzmomente) und die rechnerischen Bruchmomente enthält Tabelle 38. Die rechnerischen Bruchmomente wurden unter Berücksichtigung der Betonstahlbewehrung mit einem Programm zur Bemessung allgemeiner Querschnitte ermittelt. Hierbei wurden wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungslinien nach Bild 68 a) aufgrund der gemessenen Zylinderfestigkeit und dem E-Modul zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung (Tabelle 11) in Anlehnung an [25] angesetzt. Zum Vergleich werden in Bild 68 b) Spannungs-Dehnungslinien nach [21] dargestellt.



a) wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungslinien b) Spannungs-Dehnungslinien nach [21]

Bild 68: Spannungs-Dehnungslinien für verschiedene Betonfestigkeiten

Balken [Nr.]	Betonsorte [-]	Experimentelle Grenzmomente [kNm]	Rechnerische Bruchmomente [kNm]	Abweichung [%]
1	M 105 KS	230,0	215	+6,5
2	M 65 K	229,5	213	+7,7
3	M 45 K	133,8 (204,8)	209	-36,0 (-2,0)
4	M 105 KS	233,9	232	+0,8
5	M 65 K	232,0	229	+1,3
6	M 45 K	197,1	225	-12,4

(...): nach Befestigung einer Ankerplatte am unverbügelten Balkenende

Tabelle 38: Experimentelle Grenzmomente und rechnerische Bruchmomente

Die Balken 3 und 6 aus Beton M 45 K erreichten nicht die rechnerischen Bruchmomente. Das Versagen wurde vorzeitig durch große Verschiebungen der Spannstähle auf der jeweils unverbügelt Balkenseite im Verankerungsbereich eingeleitet. Aufgrund der hierdurch verursachten Rotation im anschließenden Balkenbereich kam es bei Balken 3 zum sekundären Versagen durch die Einschnürung der Biegedruckzone an dem unverbügelt Balkenende. In Bild 69 ist das entsprechende Rißbild des Balkens im Bruchzustand dargestellt.

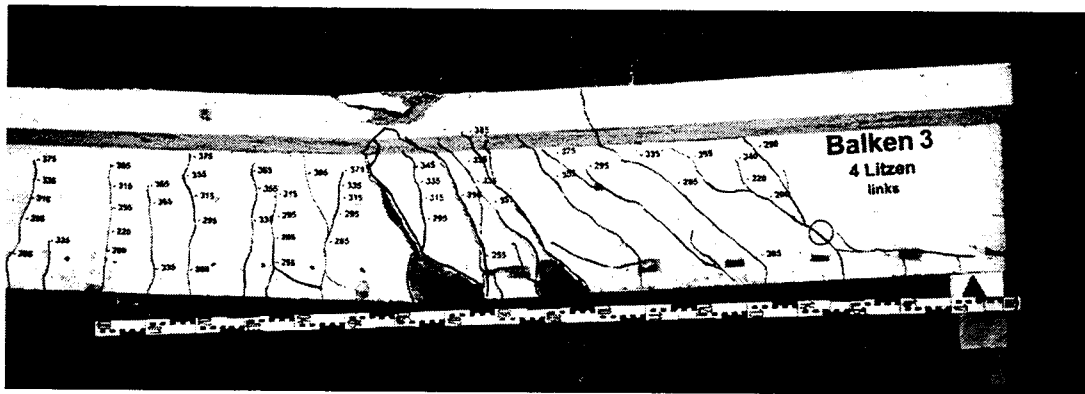


Bild 69: Rißbild im Bruchzustand für Balken 3

Bei Balken 6 kam es zum Verankerungsbruch. Die Einschnürung der Druckzone führte hier nicht zum Versagen, obwohl die gemessenen Rißbreiten im anschließenden Bereich 0,75 mm bei der Laststufe 187 kNm erreichten. In Bild 70 ist zu erkennen, daß im Verankerungsbereich die komplette Betondeckung abgesprengt wurde.



Bild 70: Rißbild im Bruchzustand für Balken 6

Bei allen anderen Balken aus Beton M 65 K und M 105 KS waren die im Versuch ermittelten Grenzmomente größer als die rechnerischen Bruchmomente (Tabelle 38). Das Versagen wurde durch das Fließen der Spannbewehrung verursacht. Obwohl auf der unverbügelten Seite bereits deutliche Sprengrisse aus der Spannkrafteinleitung vorhanden waren, reichte hier die Verbundkraft aus, um die Biegezugkraft bis zum Fließen der Spannbewehrung zu verankern. Während des Versuchs ergaben sich an den Balken mit Sprengissen aus der Spannkrafteinleitung zusätzliche Längsrisse an der Unterseite im Bereich der Balkenenden. Zusätzliche Sprengisse an den Seitenflächen konnten nicht beobachtet werden.

Bei allen Balken mit Sprengissen im Spannkrafteinleitungsbereich wurden deutliche Verschiebungen der Spannstäbe an den Stirnflächen gemessen. In Bild 71 sind die Verschiebungen der Litzen an dem verbügelten und unverbügelten Balkenende über das aufgebrauchte Biegemoment bei Balken 3 dargestellt.

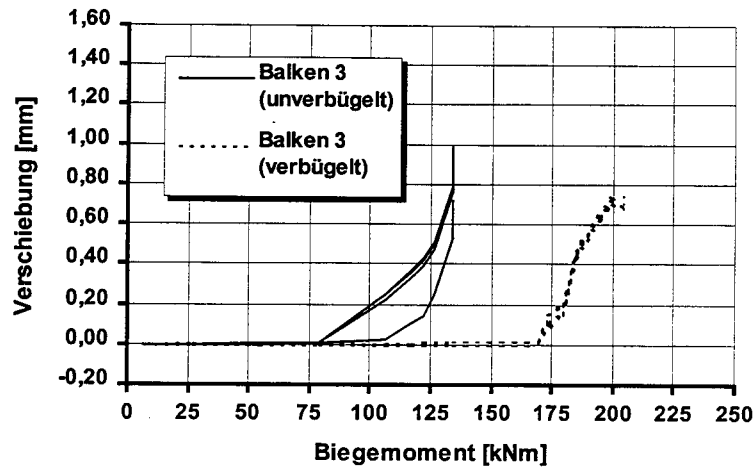


Bild 71: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 3 aus M 45 K)

Es ist zu erkennen, daß die Verschiebungen an dem unverbügelten Balkenende bei deutlich geringeren Beanspruchungen einsetzen als an dem verbügelten. Dies ergibt sich aus den geringeren Verbundkräften infolge der Sprengrißbildung. An dem unverbügelten Balkenende mit einem Sprengriß aus der Spannkrafteinleitung konnte rd. 65 % weniger Zugkraft aus dem Biegemoment gegenüber dem verbügelten Ende verankert werden.

Auch bei den gerippten Spanndrähten (Bild 72) ergaben sich große Verschiebungen an dem unverbügelten Balkenende mit Sprengriß. Obwohl die Verschiebungen bei Balken 6 ungefähr bei der gleichen Laststufe wie bei Balken 3 auftraten, konnten hier wesentlich größere Biegemomente aufgenommen werden. An dem verbügelten Balkenende ergaben sich nur sehr geringe Verschiebungen im Vergleich zu Balken 3.

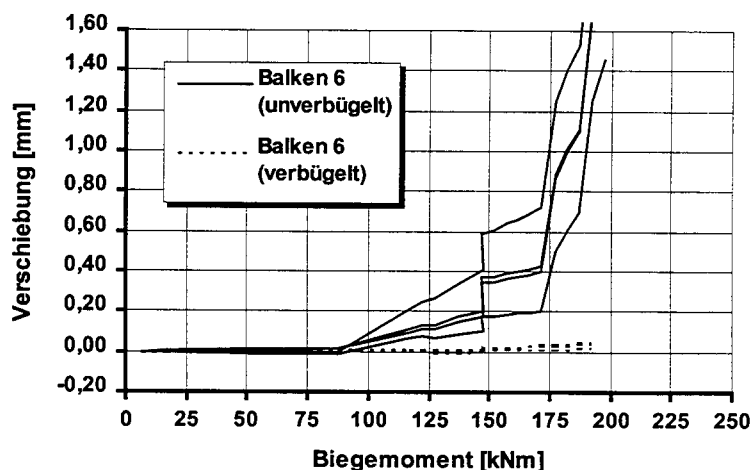


Bild 72: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 6 aus M 45 K)

Offensichtlich kann der gerippte Spanndraht durch zusätzliche Verschiebungen größere zusätzliche Verbundkräfte aufnehmen als die Litzen, die durch das starr-plastische Verbund-

verhalten im wesentlichen keine größeren Verbundkräfte aktivieren können, als zuvor bei der Spannkrafteinleitung übertragen wurden. Bei dem Überschreiten dieser Verbundkräfte durch die äußere Beanspruchung kam es bei Balken 3 zu einer schnellen Verschiebungszunahme, die zum vorzeitigen Versagen führte. In Bild 73 werden die Zusammenhänge für die Balken 3 und 6 verdeutlicht. Die weiße Fläche kennzeichnet die Momentenbeanspruchung, bei der in Höhe der Spannstähle keine Betonzugspannungen auftraten. Die Dekompressionsmomente wurden hierbei aus den zeitabhängigen Spannkraftverlusten nach Tabelle 31 bestimmt. Überschreitet die äußere Biegebeanspruchung diese Fläche, lagert sich die Vorspannkraft vollständig in einen Gleichgewichtszustand mit der äußeren Beanspruchung um. Bei weiterer Laststeigerung kommt es bei dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Biegerißbildung am unteren Querschnittsrand und die Beanspruchung der Spannstähle wird größer als die Vorspannkraft. Wenn die Beanspruchung im Übertragungsbereich größer als die eingeleitete Spannkraft wird, können die Verbundkräfte diese zusätzliche Beanspruchung (graue Fläche im Auflagerbereich) nicht mehr aufnehmen, da zumindest beim starr-plastischen Verbundverhalten der Litzen keine, über die der Spannkrafteinleitung hinausgehenden Verbundkräfte, durch zusätzliche Verschiebungen aktiviert werden können. Trotz der auftretenden Verschiebungen ist dann kein Gleichgewichtszustand mit der aufzunehmenden Verankerungskraft möglich und es kommt entweder zum Verankerungsbruch (Balken 6) oder zum vorzeitigen Versagen der Biegedruckzone durch Überschreiten der Rotationskapazität.

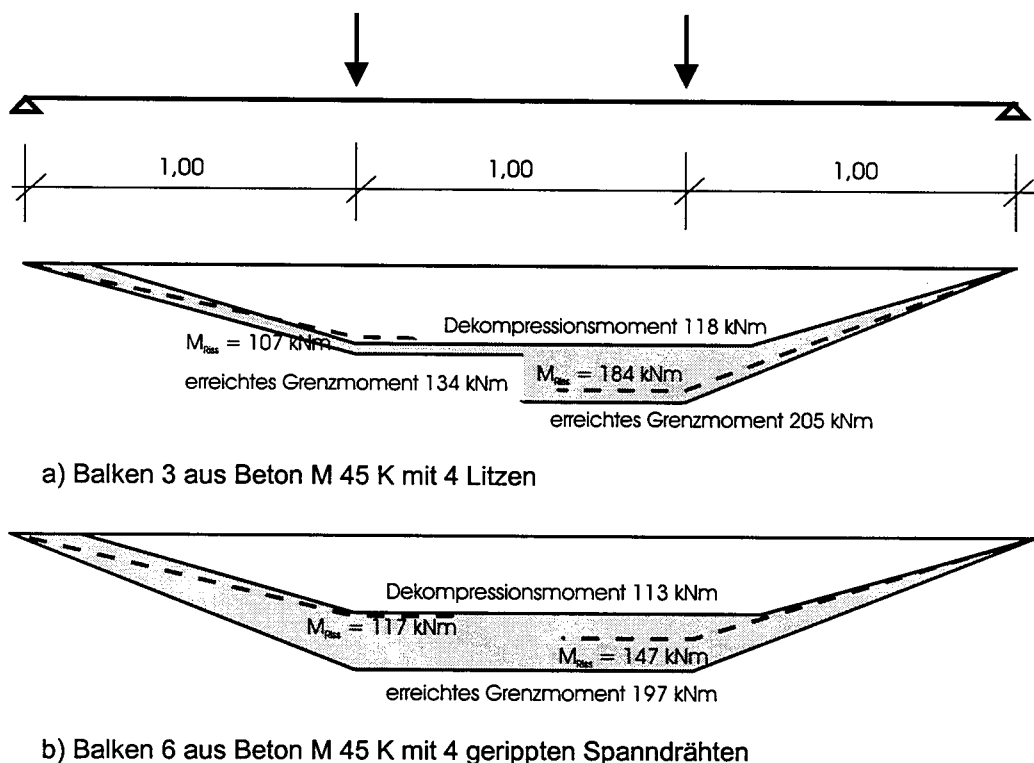


Bild 73: Übersicht der, über die Dekompression in Spannstahlhöhe hinausgehenden Biegemomente bei der Biegerißbildung im Verankerungsbereich

Dementsprechend korrespondieren die gemessenen Verschiebungen (Bild 71 und 72) mit der Bildung von Biegerissen im Verankerungsbereich während des Versuchs. Erst beim

Überschreiten der Vorspannkraft im Verankerungsbereich, entsprechend der weißen Fläche in Bild 73, werden die Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung durch M/z überschritten. Durch die zusätzliche Verbundbeanspruchung wachsen die Verschiebungen der Spannstähle deutlich an und es kommt zu einer Rißbildung. Bei dem Balken 3 kam es dementsprechend an der unverbügelten Seite bei einem Biegemoment in Balkenmitte von 107 kNm und an der verbügelten Seite bei 184 kNm zu einer Rißbildung im Verankerungsbereich (Bild 73). Bei dem Balken 6 wurden an dem unverbügelten Balkenende bei 117 kNm und an dem verbügelten Ende bei 147 kNm Biegerisse beobachtet. Die Momentenbeanspruchung liegt hierbei gemäß Bild 73 oberhalb der weißen Fläche, die aus der zeitabhängigen Übertragungslänge ermittelt wurde.

Bei den Balken 2 und 5 aus Beton M 65 K konnten aufgrund der gegenüber Balken 3 und 6 kürzeren Übertragungslängen größere Biegemomente ohne eine Biegerißbildung und ohne entsprechende Verschiebungen im Verankerungsbereich aufgenommen werden. Bei Balken 2 betragen die Biegemomente in Balkenmitte bei der Biegerißbildung im Verankerungsbereich 159 kNm auf der unverbügelten bzw. 194 kNm auf der verbügelten Seite. Bei Balken 5 wurde die Biegerißbildung bei 117 kNm bzw. 217 kNm im Verankerungsbereich beobachtet.

Bei dem Balken 4 blieb der Verankerungsbereich an dem verbügelten Balkenende (rechtes Auflager) ungerissen und es wurden keine Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen gemessen. In Bild 74 ist zu erkennen, daß hier durch die wesentlich kürzeren Übertragungslängen der Spannkraft, der Verankerungsbereich im Zustand I verbleibt. Da die Verbundkräfte im Spannkraftübertragungsbereich schneller anwachsen als die Beanspruchung aus dem äußeren Biegemoment, treten hier keine zusätzlichen Verbundbeanspruchungen auf.

An dem unverbügelten Balkenende übersteigt die Beanspruchung aus der äußerer Belastung die durch Sprengrißbildung geringeren Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung und es kommt zur Biegerißbildung im Verankerungsbereich. Diese Zusatzbeanspruchung, entsprechend der grauen Fläche am linken Auflager, ist jedoch lokal eng begrenzt, so daß hier nur sehr geringe Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen gemessen wurden.

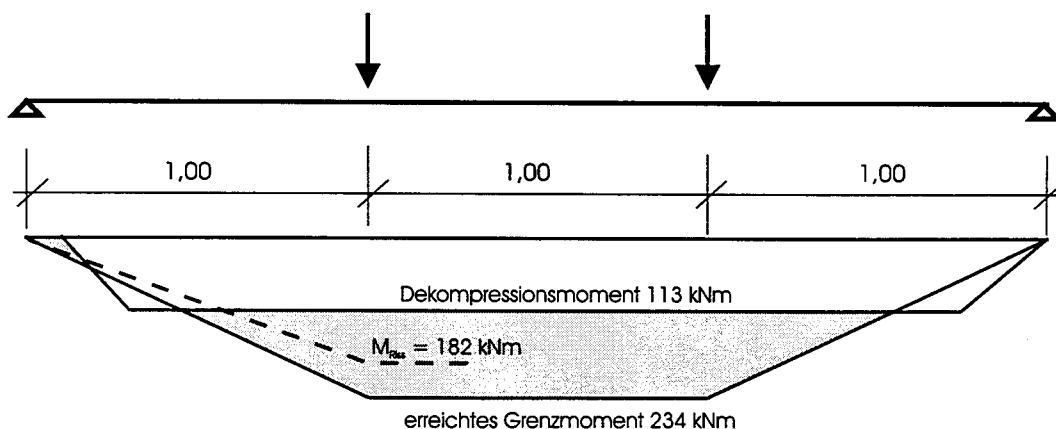


Bild 74: Über die Dekompression in Spannstahlhöhe hinausgehenden Biegemomente bei der Biegerißbildung im Verankerungsbereich bei Balken 4

Der Balken 1 blieb entsprechend der rißfreien Spannkrafteinleitung und der kurzen Übertragungslänge im Verankerungsbereich ungerissen (Zustand I). Es ergaben sich auf beiden Seiten die gleichen Verhältnisse wie in Bild 74 rechts, d. h. die Verbundkräfte aus der Spannkrafteinleitung waren größer als die Verbundkräfte aus der äußeren Belastung, so daß keine Verschiebungen der Litzen festgestellt wurden.

Der Einfluß der dynamischen Beanspruchung durch 30 Lastwechsel zwischen $4/7 M_u$ und $5/7 M_u$ ist in den Bildern 75 und 76 für die Verschiebungen der Spannstähle an den Stirnflächen der unverbügelten Enden der Versuchsbalken 3 und 6 dargestellt. Hier ergaben sich wegen der geringeren Verbundkräfte durch die Rißbildung bei der Spannkrafteinleitung die größten Verschiebungszuwächse der untersuchten Balken.

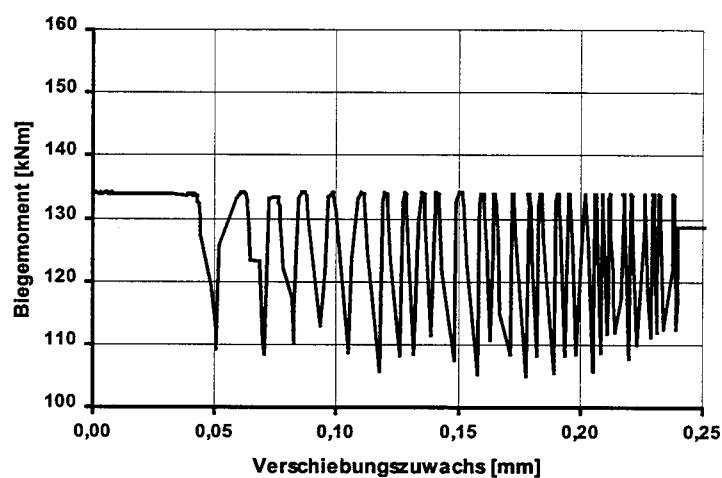


Bild 75: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der Litzen an dem unverbügelten Ende bei Balken 3 durch 30 Lastwechsel ($4/7$ bis $5/7 M_u$)

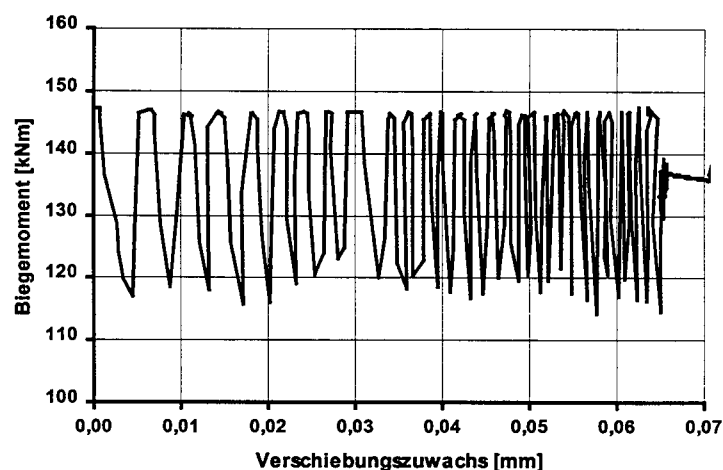


Bild 76: Mittelwert der Verschiebungszuwächse der gerippten Spanndrähte an dem unverbügelten Ende bei Balken 6 durch 30 Lastwechsel ($4/7$ bis $5/7 M_u$)

Die dynamische Beanspruchung auf Gebrauchslastniveau führt bei dem Balken 3 mit Litzen zu einem mittleren Verschiebungszuwachs von rd. 0,2 mm. Dieser ist deutlich größer als der mittleren Zuwachs bei den gerippten Spanndrähte von 0,07 mm (Balken 6).

4 NACHRECHNUNG DER SPANNKRAFTEINLEITUNGSVERSUCHE MIT DEN ERGEBNISSEN DER AUSZIEHVERSUCHE

4.1 Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens im Spannkrafteinleitungsbereich

Im folgenden wird ein Berechnungsmodell für den Spannkrafteinleitungsbereich vorgestellt, bei dem das in Kapitel 3.1 beschriebene Verbundverhalten zwischen den untersuchten Spannstählen und dem hochfesten Beton möglichst genau abgebildet wird. Hierzu werden Verbundgesetze für Litzen und gerippte Spanndrähte entwickelt. Aus dem Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Ergebnissen der Spannkrafteinleitungsversuche wird dann überprüft, ob das an den Kleinkörperversuchen gemessene Verbundkraft-Verschiebungsverhalten auf das tatsächliche Verhalten im Spannkrafteinleitungsbereich übertragbar und somit allgemeingültig ist.

Die zahlreichen eigenen Ausziehversuche, mit positiver und negativer Querdehnung infolge von Spannungsänderungen der Spannstähle, haben ergeben, daß das gemessene Verbundverhalten von Litzen zutreffend mit der Hilfe von drei Anteilen beschrieben werden kann (Bild 43):

- Grundreibung durch Schwinden des Betons
- Spannungsabhängige Reibung durch Querdehnungen der Spannstähle
- Verschiebungsabhängiger Anteil aus der Schraubengeometrie der Litze bzw. dem Scherverbund der gerippten Spanndrähte

Ein wirklichkeitsnahes Verbundmodell muß diese drei Anteile des Verbundverhaltens abbilden.

Die Grundreibung der Litzen, ohne den verschiebungsabhängigen Anteil aus der Schraubengeometrie, ergibt sich aus den Versuchsergebnissen der Serie 2b mit Drahtbündeln mit gleichem Querschnitt wie die Litzen ohne Änderung der Spannstahlkraft vor den Versuchen. Mit dem wirksamen Umfang der Litze $u_v = 1,6 \cdot \pi \sqrt{A_v}$ nach [12] und bei der Annahme einer wirksamen Verbundlänge von $l_{v,Netto} = 50 - 5 = 45$ mm aufgrund einer Lastausbreitung unter 45° am Übergang zum Leerrohr (Bild 10) kann die Grundreibung errechnet werden:

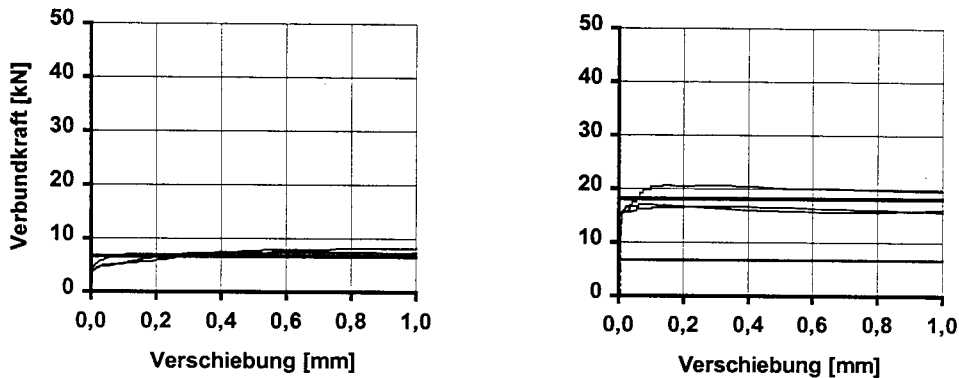
$$\tau_G = 0,037 \cdot \beta_{w150}$$

Dieser Wert ergibt sich auch aus den Ausziehversuchen mit glatten Stäben im Einpressmörtel gemäß [12]. Zum Vergleich mit den Versuchsergebnissen sind in Bild 77 a) die Verbundkräfte hieraus dargestellt.

Der Anteil der spannungsabhängigen Reibung kann aus den Ergebnissen der Versuche nach der Änderung der Drahtbündelkraft ermittelt werden. Die Zunahme kann in Abhängigkeit von der Spannungsänderung des Spannstahls mit folgendem linearen Ansatz beschrieben werden:

$$\tau_Q = -\beta_{w150} \cdot 1/1,5 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p$$

In Bild 77 b) sind die Ergebnisse der Ausziehversuche mit den Drahtbündeln nach einer Änderung der Vorspannkraft und die rechnerische Verbundkraft dargestellt. Die dünnen Linien zeigen den Verlauf der experimentell ermittelten Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen. Die dicken Linien ergeben sich aus der gemessenen Würfelfestigkeit $\beta_{w150} = 82,9 \text{ N/mm}^2$ und den gewählten Ansätzen für die Grundreibung (6,7 kN) sowie aus dem Ansatz für die spannungsabhängige Reibung (11,7 kN) infolge einer Verminderung der Vorspannkraft um 90 kN.



a) ohne Änderung der Drahtbündelkraft

b) Änderung der Drahtbündelkraft
 um -90 kN (-970 N/mm²)

Bild 77: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 2 b
 (M 85 KS, $\beta_{w150} = 82,9 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 14 Tage, $l_{v,Netto} = 45\text{mm}$)

Man erkennt die gute Übereinstimmung der gewählten Ansätze mit den Ergebnissen der sechs Ausziehversuche.

Der verschiebungsabhängige Anteil kann hiermit aus den Ergebnissen aller Ausziehversuche mit und ohne einer Änderung der Spannstahlkraft abgeleitet werden. Dieser Anteil ergibt sich aus der Differenz der gesamten Verbundkraft und den Anteilen aus Grundreibung und spannungsabhängiger Reibung. Für die untersuchten Betone im Alter von 24 Stunden ergibt sich dieser Anteil aus dem Vergleich der Verbundkräfte bei 1 mm Verschiebung als Mittelwert aus allen Ausziehversuchen für die Litzen zu:

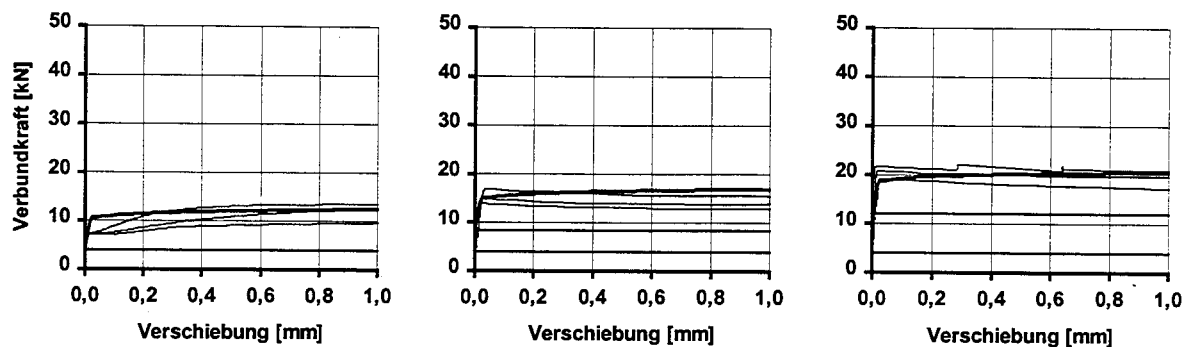
$$\tau_v = 0,0055 \cdot \beta_{w150}^{1,7} \cdot s(x)^{0,08}$$

Insgesamt kann das Verbundverhalten von Litzen in 24 Stunden altem hochfesten Beton mit folgender Beziehung zutreffend beschrieben werden:

$$\tau = \beta_{w150} \cdot (0,037 - 1/1,5 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0055 \cdot \beta_{w150}^{0,7} \cdot s(x)^{0,08})$$

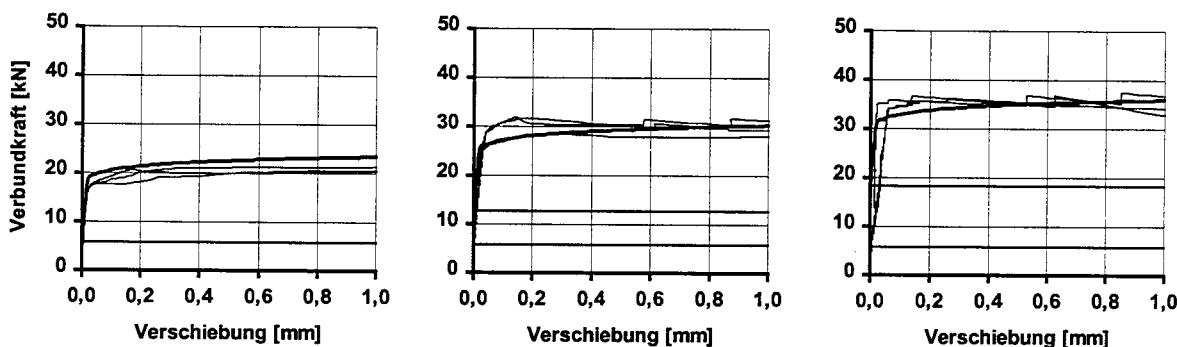
In den nachfolgenden Bildern sind exemplarisch die hieraus errechneten Verbundkräfte und die gemessenen Verbundkräfte für die Betonsorten M 65 K, M 105 KS und M 105 BS zusammengestellt. Bei der Serie 7 wurde aufgrund der zu gering ermittelten Betondruck-

festigkeit (Tabelle 4) der Mittelwert aus allen anderen Festigkeitsprüfungen nach 24 Stunden dieser Betonsorte zugrunde gelegt.



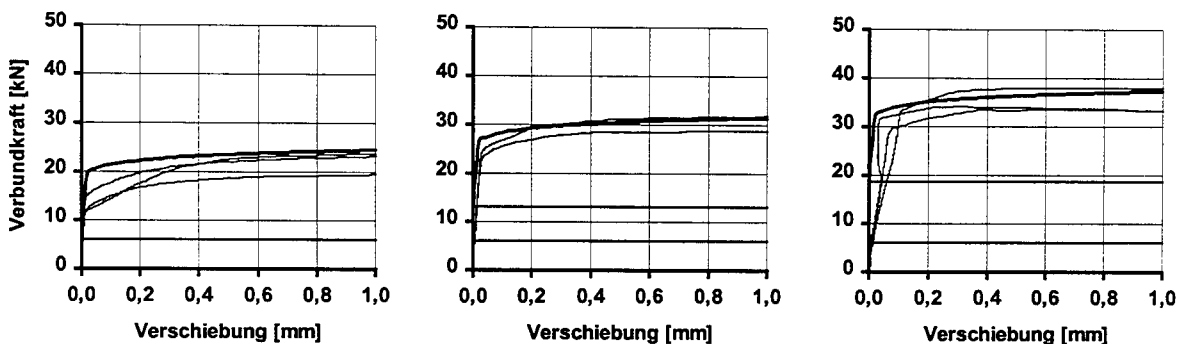
- a) ohne Änderung der Litzenkraft
- b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN
- c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild 78: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 7
 (M 65 K, $\beta_{w150} = 48,3 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 24 Stunden, $l_{v,Netto} = 45\text{mm}$)



- a) ohne Änderung der Litzenkraft
- b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN
- c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild 79: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 5
 (M 105 KS, $\beta_{w150} = 73,5 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 24 Stunden, $l_{v,Netto} = 45\text{mm}$)



- a) ohne Änderung der Litzenkraft
- b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN
- c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild 80: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 6
 (M 105 BS, $\beta_{w150} = 75,6 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 24 Stunden, $l_{v,Netto} = 45\text{mm}$)

Die geraden Linien stellen hierbei die Verbundkraft aus der Grundreibung und aus der spannungsabhängigen Reibung durch die Änderung der Litzenkraft dar. Die dicken Linien ergeben sich aus der Summe dieser beiden Anteile und dem verschiebungsabhängigen Anteil. Insgesamt erkennt man in Bild 78 bis 80 eine gute Übereinstimmung mit dem gemessenen Verbundverhalten (dünne Linien).

Der Vergleich der Verbundkräfte der Litzen in 24 Stunden und in 14 Tage altem hochfesten Beton zeigt, daß die Verbundkraft insbesondere bei der Betonsorte M 105 BS nicht in demselben Maße anwächst, wie die zeitabhängige Betondruckfestigkeit. Die Auswertung der Ausziehversuche nach 14 Tagen ergibt für den verschiebungsabhängigen Anteil aufgrund der Schraubengeometrie der Litzen, eine Abminderung der Betondruckfestigkeit um 40 % gegenüber den 24 Stunden-Versuchen. Hiermit kann die Verbundspannung im Spannkraft-einleitungsbereich von 14 Tage altem hochfesten Beton wie folgt errechnet werden:

$$\tau = \beta_{w150} \cdot (0,037 - 1/1,5 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,0033 \cdot \beta_{w150}^{0,7} \cdot s(x)^{0,08})$$

Für den untersuchten normalfesten Beton M 45 K ergeben sich teilweise höhere Verbundkräfte im Vergleich zu der Betonsorte M 65 K, obwohl die Druckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung deutlich geringer war (Bild A1.3 und A2.1). Als mögliche Ursache kann der, gegenüber den untersuchten hochfesten Betonen stark abweichende, Mischungsentwurf angesehen werden. So ist der W/Z-Wert mit 0,52 beim Beton M 45 K deutlich größer als bei den untersuchten hochfesten Betonen mit rd. 0,3.

Für die zutreffende Beschreibung des Verbundverhaltens der Betonsorte M 45 K mit dem Verbundgesetz aus den Versuchen mit hochfesten Betonen, wird deshalb ein Erhöhungsfaktor von 1,3 berücksichtigt. In Bild 81 sind die Verbundkraft-Verschiebungsverläufe hieraus, den gemessenen Verläufen gegenübergestellt.

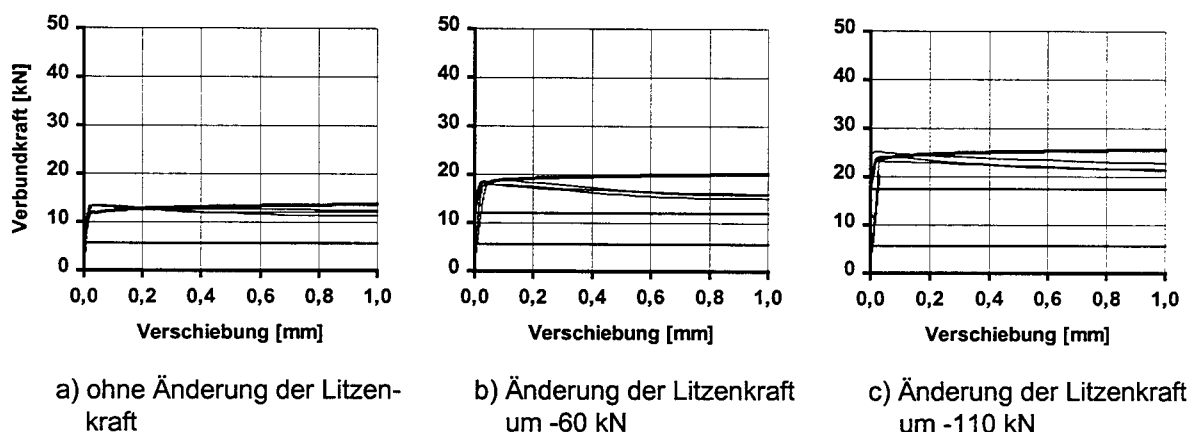
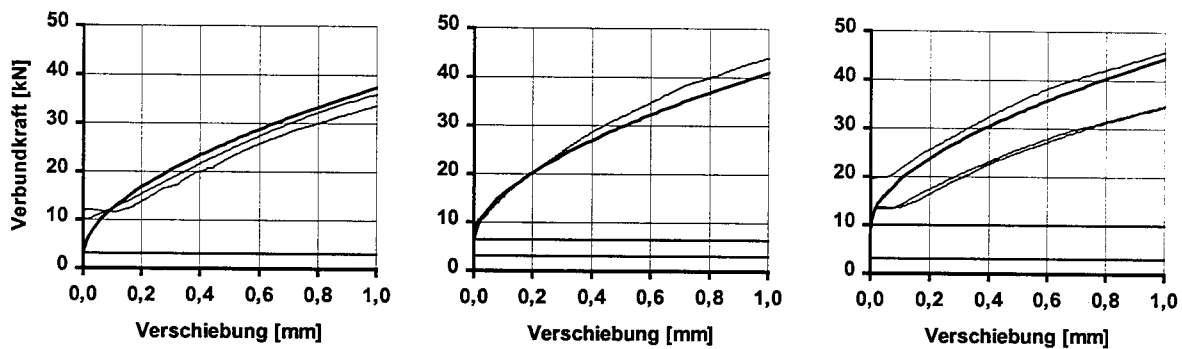


Bild 81: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 12
 (M 45 K, $\beta_{w150} = 54,0 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 14 Tage, $l_{v,Netto} = 45 \text{ mm}$)

Für die gerippten Spanndrähte wird für die Grundreibung und den querdehnungsabhängigen Anteil der Verbundkraft derselbe Ansatz wie bei den Litzen zugrunde gelegt. Dieser Verbund ist gegenüber dem wesentlich größeren verschiebungsabhängigen Anteil, aufgrund des Scherverbundes und des kleineren wirksamen Umfangs, anteilmäßig kleiner als bei den Litzen. Insgesamt kann die Verbundspannung gerippter Spanndrähte in hochfestem Beton mit folgendem Ansatz zutreffend beschrieben werden:

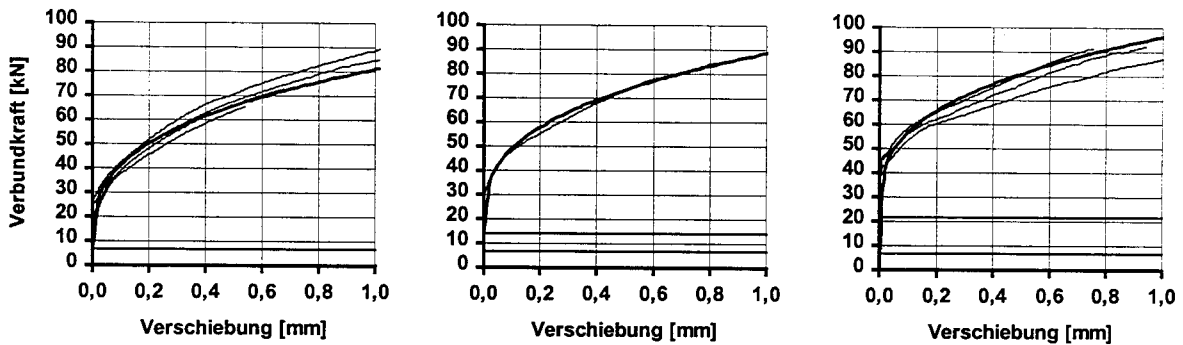
$$\tau = \beta_{w150} \cdot (0,037 - 1/1,5 \cdot 10^{-4} \cdot \Delta\sigma_p + 0,42 \cdot s(x)^{(0,78 - 0,0043 \cdot \beta_{w150})})$$

In Bild 82 und 83 werden die rechnerischen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen aus diesem Ansatz den gemessenen Verläufen gegenübergestellt.



- a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild 82: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 13
 (M 45 K, $\beta_{w150} = 48,4 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 14 Tage, $l_{v,Netto} = 45\text{mm}$)



- a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN

Bild 83: Vergleich der Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen für Serie 14
 (M 105 KS, $\beta_{w150} = 104,6 \text{ N/mm}^2$, Betonalter 14 Tage, $l_{v,Netto} = 45\text{mm}$)

Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung der gewählten Ansätze mit dem bei den Ausziehversuchen gemessenen Verbundverhalten.

Um die beschriebenen drei Anteile der Verbundwirkung zwischen Spannstählen und hochfestem Beton berechnen zu können, wird ein FEM-Stabwerksmodell (Bild 84) gewählt. Durch die gewählte Diskretisierung sind die drei Verbundanteile entkoppelt und können unabhängig voneinander definiert werden.

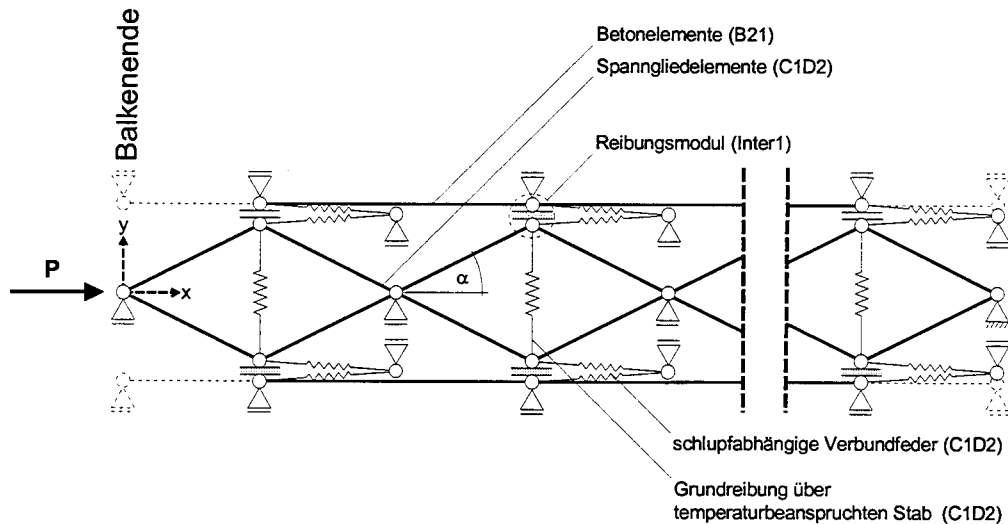


Bild 84: FEM-Stabwerksmodell zur Abbildung des Verbundverhaltens

In dem dargestellten Modell wird die Grundreibung durch einen temperaturbeanspruchten Federstab erzeugt, der einen konstanten Druck in Querrichtung auf das Reibungsmodul ausübt. Bei einer Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl in Längsrichtung entsteht eine der Bewegungsrichtung entgegengesetzte Reibungskraft.

Die spannungsabhängige Reibung wird durch diagonale Fachwerkstäbe abgebildet, welche die gleiche Steifigkeit in Längsrichtung besitzen wie der Spannstahl. Bei dem Aufbringen der Kraft P, entsprechend der eingeleiteten Spannkraft, wirkt auf das Reibungsmodul eine quergerichtete Druckkraft, welche die Reibungskraft der Spannstähle erhöht. Hierdurch werden die querdehnungsabhängigen Pressungen mechanisch zutreffend modelliert.

Um den verschiebungsabhängigen Anteil der Verbundkraft abzubilden, werden Verbundfedern zwischen den Spannstahl- und den Betonelementen angeordnet, die entsprechend der gemessenen Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung eine nichtlineare Federsteifigkeit besitzen.

Insgesamt kann durch dieses Berechnungsmodell das verschiebungs- und querdehnungsabhängige Verbundverhalten von Spannstählen vollständig abgebildet werden. Hierzu wurde das FEM-Programm ABAQUS/Standard der Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. (USA), benutzt. Um eine ausreichend feine Diskretisierung zu erhalten, wurden die Einleitungskörper in 160 Makroelemente unterteilt. (Abstand der Auflagerpunkte in Längsrichtung 1 cm, Bild 84).

4.2 Vergleich mit den vorliegenden Versuchen

In den nachfolgenden Bildern sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse und die gemessenen Verschiebungen für die Versuchskörper 11 und 12 dargestellt.

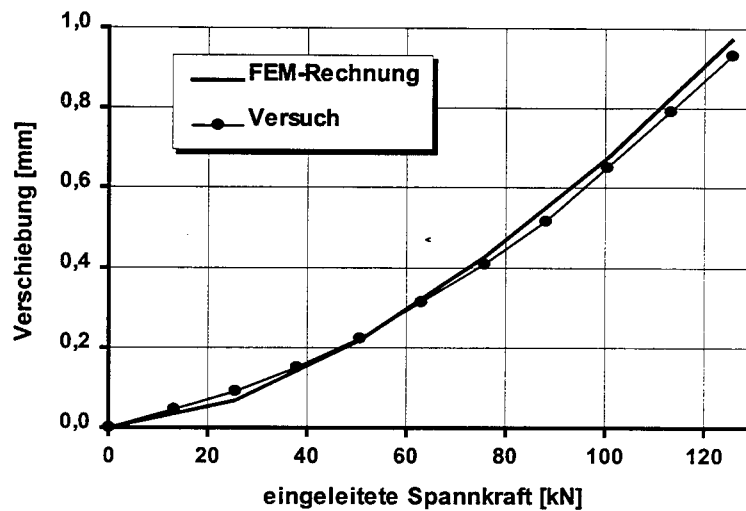


Bild 85: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 12 aus M 65 K

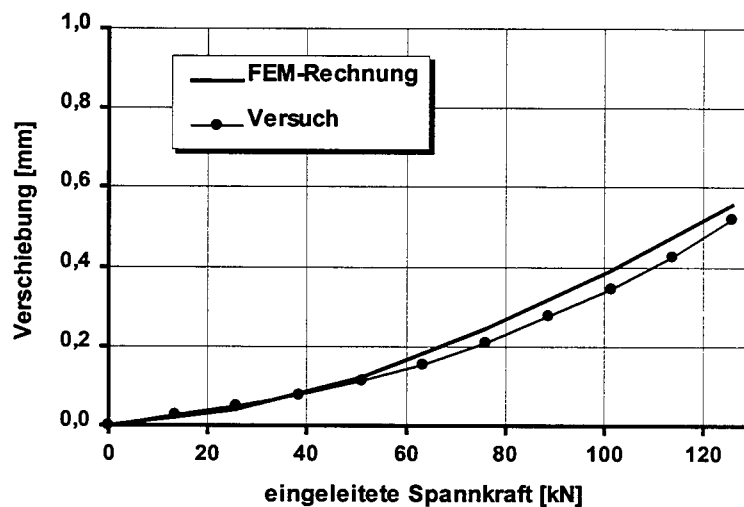


Bild 86: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 11 aus M 105 KS

Der Vergleich zeigt für beide Betonsorten eine gute Übereinstimmung der Versuchswerte mit den rechnerischen Ergebnissen aufgrund der Verbundgesetze aus den Ausziehversuchen. Es kann deshalb davon ausgegangen werden, daß mit diesen Verbundgesetzen und dem gewählten Stabwerksmodell das Verbundverhalten von Litzen bei der Spannkrafteinleitung in hochfesten Beton zutreffend abgebildet werden kann.

Bei dem Versuchskörper 10 ergeben sich an dem Ende ohne sichtbare Sprengrisse, bei den letzten Laststufen der Spannkrafteinleitung, größere Verschiebungen als berechnet (Bild 87).

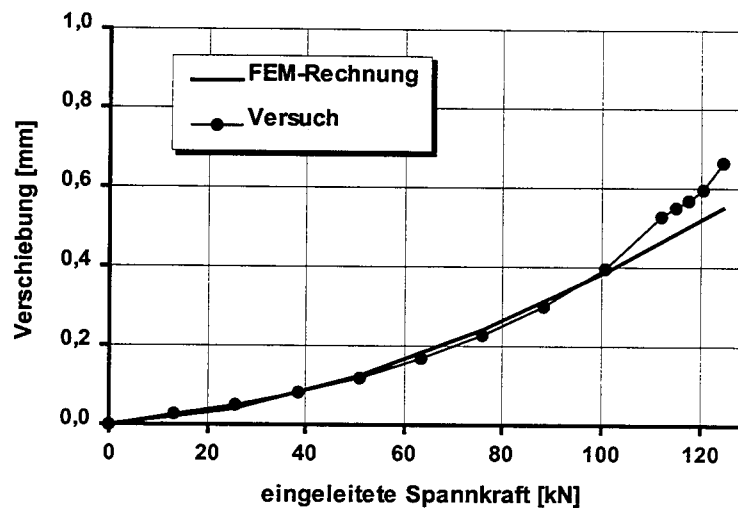


Bild 87: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 10 aus M 105 KS am Balkenende ohne sichtbare Sprengrisse

Da an dem gegenüberliegenden Ende deutlich sichtbare Sprengrisse auftraten, ist davon auszugehen, daß hier an der Grenze zur durchgehenden Sprengrißbildung die Verbundkräfte durch eine innere Rißbildung bereits vermindert waren und sich somit größere Verschiebungen im Unterschied zur Berechnung ergeben.

Der Vergleich der gemessenen Verschiebungen mit der Berechnung aufgrund der Verbundkräfte ohne eine Rißbildung erlaubt deshalb Aussagen zur Verminderung der Verbundkräfte infolge einer Rißbildung beim Spannkrafteinleitungsversuch. Im Anhang D2 kann deshalb aus der Abweichung der gemessenen Verschiebungen zu dem rechnerischen Verlauf eine deutliche die Tendenz zu einer geringeren Sprengrißneigung bei zunehmender Festigkeit der Versuchsbalken entsprechend Bild D2.1 bis D2.6 abgelesen werden.

In Tabelle 39 sind die gemessenen Verschiebungen den berechneten Werten gegenübergestellt. Bei den Versuchskörpern 2, 11 und 12 ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Die größten Abweichungen treten mit bis zu 17,2 % bei den Versuchskörpern 8 und 10 mit einer Rißbildung an dem gegenüberliegenden Versuchskörperende auf. Aus den größeren Verschiebungen dieser Versuchskörper wird deutlich, daß hier die Betondeckungen der Spannstähle nicht ausreichend waren, um die Verbundkräfte in voller Höhe aufzunehmen, obwohl keine sichtbare Sprengrißbildung festgestellt wurde. Dementsprechend ergibt sich bei diesen Versuchskörpern eine zunächst gute Übereinstimmung der gemessenen Verschiebung mit der Berechnung. Erst mit zunehmender Spannkrafteinleitung reicht hier die Betondeckung nicht mehr aus, um die zunehmenden Verbundkräfte aufzunehmen und es kommt durch eine Verminderung der Verbundkräfte zu einer größeren Verschiebung als mit dem FEM-Modell errechnet.

Versuchskörper [Nr.]	Betonsorte [-]	Verschiebung bei der Spannkrafteinleitung Δs [mm]	Verschiebung aus der FEM-Berechnung Δs [mm]	Abweichung [%]
5	M 65 K	1,06	1,00	-6,3
12	M 65 K	0,92	0,97	4,6
2	M 105 KS	0,48	0,53	11,3
10	M 105 KS	0,66	0,55	-17,2
11	M 105 KS	0,52	0,56	7,1
8	M 105 BS	0,56	0,49	-12,1

Tabelle 39: Vergleich der Verschiebungen aus den Meßwerten und aus der FEM-Berechnung für die Versuchskörperenden ohne sichtbare Sprengrißbildung bei der Spannkrafteinleitung

Bei den Balken 1 bis 6 sind die gemessenen Verschiebungen deutlich größer als die rechnerischen Werte. Die gute Übereinstimmung bei den ungerissenen Versuchskörpern zeigt, daß die Abweichung auf eine Verminderung der Verbundkräfte durch eine Sprengrißbildung im Übertragungsbereich auch an den verbügelten Balkenenden verursacht wurde.

Balken [Nr.]	Betonsorte [-]	Verschiebung bei der Spannkrafteinleitung Δs [mm]	Verschiebung aus der FEM-Berechnung Δs [mm]	Abweichung [%]
1	M 105 KS	0,67	0,57	-14,8
2	M 65 K	1,25	0,96	-23,1
3	M 45 K	1,36	1,00	-26,5
4	M 105 KS	0,62	0,43	-30,2
5	M 65 K	0,97	0,63	-34,8
6	M 45 K	1,38	0,79	-42,6

Tabelle 40: Vergleich der Verschiebungen aus den Meßwerten und aus der FEM-Berechnung an den verbügelten Balkenenden bei der Spannkrafteinleitung

Zum Vergleich der Betondehnungen im Übertragungsbereich der Spannkraft werden die an der Betonaußenseite gemessenen Dehnungsverläufe entsprechend dem Verzerrungszustand nach Bild 88 korrigiert.

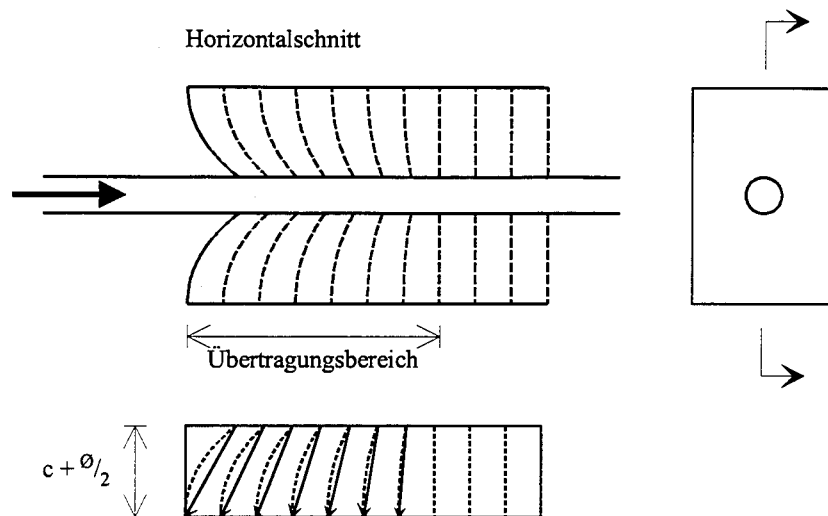


Bild 88: Verzerrungen im Übertragungsbereich der Spannkraft

Für die Verschiebung Δx der Meßwerte aus den Dehnungsmeßstreifen an der Betonaußenseite (Eintragungslänge) gegenüber den Dehnungen in der rechnerischen Systemachse (Übertragungslänge) wird mit x = Abstand von der Stirnfläche folgende Funktion gewählt:

$$\Delta x = \frac{1}{x} \cdot (c + \frac{\varnothing}{2})$$

In Bild 89 und 90 sind die gemessenen und um Δx korrigierten Betondehnungsverläufe aus den Mittelwerten der Versuchskörperenden und die rechnerischen Dehnungsverläufe für die Versuchskörper 11 und 12 dargestellt. Hierbei werden die auf den Maximalwert bezogenen Betondehnungen für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung angegeben.

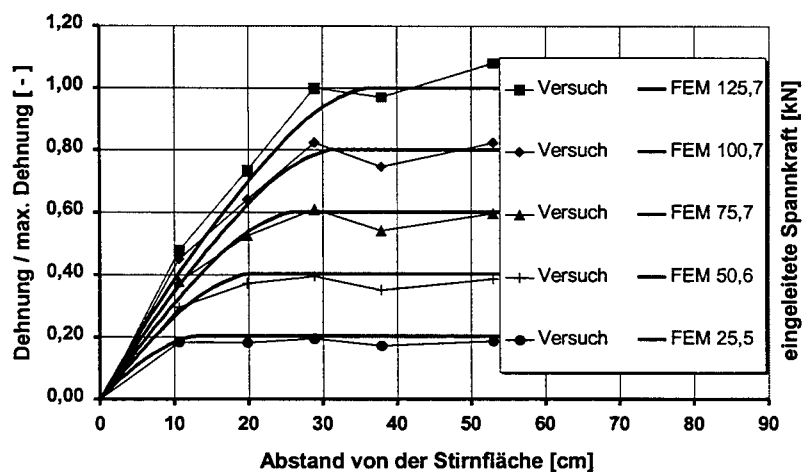


Bild 89: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus Beton M 65 K

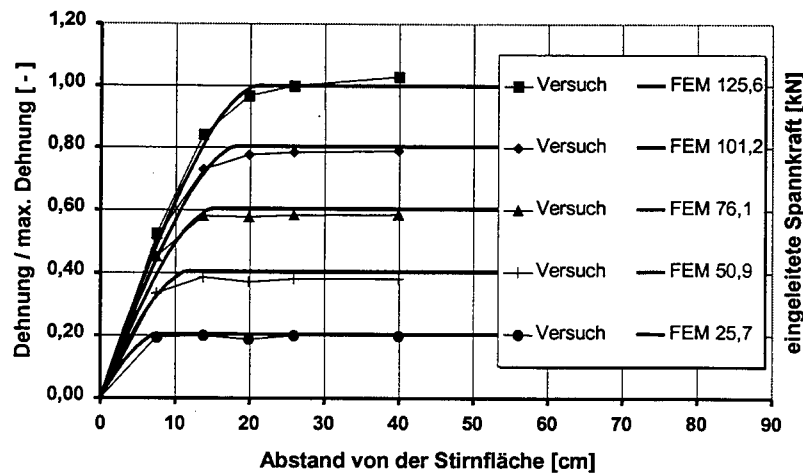


Bild 90: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus Beton M 105 KS

Die rechnerischen Betondehnungsverläufe stimmen gut mit den gemessenen überein.

In Tabelle 41 sind für die Versuchskörper ohne sichtbare Sprengrisse die errechneten Übertragungslängen nach [22] aus den Meßwerten und aus der FEM-Berechnung zusammengestellt.

Versuchskörper [Nr.]	Betonsorte [-]	Übertragungslänge bei der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	Übertragungslänge aus der FEM-Berechnung l_{bp} [cm]	Abweichung [%]
5	M 65 K	38,6	32,8	-15,0
12	M 65 K	33,1	32,0	-3,3
2	M 105 KS	17,5	17,3	-1,3
10	M 105 KS	22,2	18,1	-18,5
11	M 105 KS	18,5	18,2	-1,5
8	M 105 BS	21,0	15,8	-24,8

Tabelle 41: Vergleich der rechnerischen Übertragungslängen aus den Meßwerten und aus der FEM-Berechnung für die Versuchskörperenden ohne sichtbare Sprengrißbildung zum Zeitpunkt des Vorspannens

Die Ergebnisse aus den FEM-Berechnungen stimmen zum Teil sehr gut mit den aus den Meßwerten errechneten Übertragungslängen überein. Entsprechend den Abweichungen der Verschiebungen ergeben sich bei den Versuchskörpern 5, 8 und 10 allerdings um bis zu 25 %

größere Übertragungslängen im Versuch. Dies kann bei den Versuchskörpern 8 und 10 auf eine Verminderung der Verbundkräfte infolge einer beginnenden Sprengrißbildung zurückgeführt werden, da hier an den gegenüberliegenden Versuchskörperenden Sprengrisse erkennbar waren.

Auch bei den Versuchsbalken wurden deutlich größere Übertragungslängen aufgrund einer zu geringen Betondeckung gemessen. Lediglich bei dem ungerissenen Balken 1 aus M 105 KS stimmt die berechnete mit der gemessenen Übertragungslänge überein. Entsprechend den prozentualen Abweichungen der gemessenen Verschiebungen (Tabelle 40) ergeben sich bei den Betonsorten M 45 K und M 65 K ohne Silikastaub sowohl bei den Litzen (Balken 2 bis 3) als auch bei den gerippten Spanndrähten (Balken 5 bis 6) wesentlich größere Abweichungen zu der gemessenen Übertragungslänge aufgrund der größeren Sprengrißneigung dieser Betonsorten.

Balken [Nr.]	Betonsorte [-]	Übertragungslänge bei der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	Übertragungslänge aus der FEM- Berechnung l_{bp} [cm]	Abweichung [%]
1	M 105 KS	18,6	18,9	1,6
2	M 65 K	49,0	31,5	-35,8
3	M 45 K	53,1	32,8	-38,2
4	M 105 KS	21,0	18,0	-14,5
5	M 65 K	46,4	25,7	-44,7
6	M 45 K	69,3	33,1	-52,3

Tabelle 42: Vergleich der rechnerischen Übertragungslängen aus den Meßwerten und aus der FEM-Berechnung an den verbügelten Balkenenden zum Zeitpunkt des Vorspannens

Insgesamt stimmen die Ergebnisse der nichtlinearen FEM-Berechnung mit dem im Versuch ermittelten Verhalten im Übertragungsbereich der Spannkraft bei den Versuchskörpern ohne Sprengrißbildung gut überein. Da die Berechnungsergebnisse aufgrund des in den Ausziehversuchen festgestellten Verbundkraft-Verschiebungsverhaltens ermittelt wurden, können die aus den Ausziehversuchen abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten für den verschieblichen Verbund in jungem hochfesten Beton als zutreffend angesehen werden.

5 VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT GÜLTIGEN BEMESSUNGSKONZEPTEN

5.1 Vergleich mit DIN 4227 Teil 1

Im folgenden werden die Regelungen zu den Mindestabmessungen und den Übertragungslängen sowie zur Verankerung der Spannstähle mit den Versuchsergebnissen verglichen.

Für normalfesten Beton gelten gemäß DIN 4227-1 folgende Mindestabmessungen:

	Glatte Litzen und profilierte Drähte	Gerippte Drähte
Betondeckung	1,5 d_v	2,5 d_v
Lichter Abstand der Spannglieder	1,5 d_v	2,5 d_v

mit d_v : Nenndurchmesser

Tabelle 43: Mindestabmessungen gemäß DIN 4227-1

Die entsprechende zulässige Vorspannkraft für die untersuchte 0,5“-Litze beträgt 107 kN. Der Vergleich der eingeleiteten Spannkraft bei der Sprengrißbildung (Bild 57) zeigt, daß bei den untersuchten hochfesten Betonsorten die Betondeckung nach Tabelle 43 nicht ausreichend ist, um eine Vorspannkraft von 107 kN rißfrei einzuleiten. Die Ergebnisse der Spannkrafteinleitungsversuche in Balken aus normalfestem Beton zeigen ebenfalls, daß diese Mindestabmessungen für Litzen und gerippte Spanndrähte nicht ausreichend sind (Bild 66). Auch in [2] wird darauf hingewiesen, daß für normalfesten Beton die angegebenen Betondeckungen zu gering sind.

Die Verbundbeiwerte der Übertragungslängen $k_1 = l_{\bar{u}} / d_v$ sind für den normalfesten Beton in Tabelle 44 zusammengestellt. Die Werte k_1 nach der DIN 4227-1 ergeben sich aus den gültigen Zulassungen. Hierbei wurde für die untersuchte Betonsorte M 45 K entsprechend der 28-Tage Festigkeit die Festigkeitsklasse B 45 zugrunde gelegt.

Balken [Nr.]	Spannbewehrung [-]	Übertragungslänge unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung $l_{\bar{u}}$ [cm]	Übertragungslänge 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung $l_{\bar{u}}$ [cm]	k_1 unmittelbar nach der Spannkraft- einleitung	k_1 28 Tage nach der Spannkraft- einleitung	k_1 aus der Zu- lassung (DIN 4227-1)
3	Litzen 0,5“	53,1	69,7	42,5	55,8	65
6	Spanndrähte \varnothing 12	69,3	62,3	57,8	51,9	40

Tabelle 44: Vergleich der Beiwerte k_1 an den verbügelten Enden der Balken aus normalfestem Beton

Obwohl die eingeleiteten Vorspannkraften von rd. 125 kN bei den Litzen um 17 % über den zulässigen Werten nach DIN 4227-1 liegen, ergeben sich bis 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung geringere Verbundbeiwerte als nach DIN 4227-1 bzw. den gültigen Zulassungen.

Bei den Spanndrähten war die eingeleitete Spannkraft um 9 % größer als die zulässige. Im Versuch wurden deutlich größere Übertragungslängen bzw. Verbundbeiwerte als nach DIN 4227-1 festgestellt. Hierbei muß berücksichtigt werden, daß die gemessene Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung gemäß DIN 4227-1 Tabelle 2 bei dem Balken 6 eher der Festigkeitsklasse B 35 entspricht und sich somit der Verbundbeiwert k_1 zu 45 ergibt. Zusätzlich deuten hier die Dehnungsverläufe im Spannkrafteinleitungsbereich auf eine Verlängerung der Übertragungslänge durch eine Ribbildung hin.

Die Regelungen zur Verankerung der Spannglieder durch Verbund unterscheidet die Verankerung im ungerissenen Bereich (Zone a) von der im gerissenen Bereich. Liegt die aus der Übertragungslänge extrapolierte Verankerungslänge in der Zone a, ist der Nachweis erfüllt, andernfalls ist die Bewehrung hinter der Auflagervorderkante zu verankern.

Die Versuchsergebnisse der Balken mit geringen Auflagerüberständen der Spannbewehrung von 5 cm bestätigen, daß keine Verschiebungen der Spannstäbe auftreten und somit die Verankerung sichergestellt ist, solange der Beton ungerissen bleibt. Das Auftreten von Biegerissen im Verankerungsbereich korrespondiert dagegen mit größeren Verschiebungen der Spannstäbe.

Demgegenüber haben die Versuche mit einer erneuten Spannkrafteinleitung nach dem Herausziehen der Litzen bis zur Ribbildung ergeben, daß durch die Verschiebungsumkehr bei einer Ribbildung quer zum Spannstahl, die Verbundkräfte nur unwesentlich beeinflußt werden. Ursache der Verschiebungen im Verankerungsbereich ist also nicht die Biegeribbildung, sondern das Überschreiten der eingeleiteten Vorspannkraft durch die zusätzliche Zugkraft aus der äußeren Beanspruchung. Hierdurch kommt es zu einer Überschreitung der aufnehmbaren Verbundkräfte bei gleichzeitiger Biegeribbildung. Die Balkenversuche haben ergeben: Übersteigt die Zugkraft aus der äußeren Beanspruchung die Vorspannkraft im Verankerungsbereich, so ist die Verankerung nicht ausreichend.

Insofern ist das Kriterium nach Zone a etwas "irreführend". Mechanisch zutreffender wäre es, den Verlauf der eingeleiteten Vorspannkraft mit dem der Zugkraft aus der äußeren Beanspruchung zu vergleichen. Die Betonzugfestigkeit entsprechend der Definition der Zone a sollte hierbei nicht berücksichtigt werden, da es sich um einen Nachweis der Verankerung im Bruchzustand handelt.

Die Extrapolation der Verankerungslänge aus der rechnerischen Übertragungslänge liegt auf der unsicheren Seite, da die rechnerischen Übertragungslängen insbesondere bei Litzen aufgrund des erheblichen Einflusses der Querdehnungen im Spannkrafteinleitungsbereich

ermittelt wurden. Im Verankerungsbereich treten jedoch nach dem Überschreiten der Vorspannkraft negative Querdehnungen auf. In [26] wird gezeigt, daß diese negativen Querdehnungen die Verbundkräfte der Litzen deutlich vermindern und somit die Verankerungslänge nicht aus der Übertragungslänge extrapoliert werden kann.

Die Regelung, daß ab einer Biegerißbildung im Verankerungsbereich die gesamte Zugkraft hinter der Auflagervorderkante zu verankern ist, erscheint mechanisch nicht sinnvoll zu sein. Die Versuche haben ergeben, daß durch die Biegerißbildung die Verankerung aufgrund der eingeleiteten Vorspannkraft nicht plötzlich entfällt. Vielmehr kommt es zu einer stetigen Umlagerung der Vorspannkraft zur Verankerungskraft. Trotz der gegenüber den Regelungen der DIN 4227-1 um den Faktor 2 bis 3 geringeren Überstände der Spannstähle über die Auflagervorderkante und einer Biegerißbildung im Verankerungsbereich, trat ein Verankerungsbruch nur in Kombination mit einer Verminderung der Verbundkräfte infolge von Sprengissen aus der Spannkrafteinleitung ein. Insofern liegt die Regelung für die Verankerung der Spannglieder in den Bereichen mit Biege- oder Schubrisen auf der sicheren Seite.

Da die Verbundkraft aus der eingeleiteten Spannkraft durch Biegerißbildung nicht geringer wird (die positiven Querdehnungen aus dem Ablassen der Vorspannung am Balkenende sind trotz der Zusatzbeanspruchungen nach wie vor vorhanden), sollte nur die über die eingeleitete Vorspannkraft hinausgehende Zugkraft nach den Regeln für die Betonstahlbewehrung, entsprechend der Fachwerkanalogie verankert werden.

5.2 Vergleich mit EC 2 Teil 1

Entsprechend den höheren zulässigen Vorspannkraften wurden gemäß EC 2 T.1 [10] größere Mindestabmessungen vorgeschrieben (Tabelle 45).

	Glatte Litzen und profilierte Drähte	Gerippte Drähte
Betondeckung	2 \emptyset	3 \emptyset
Lichter Abstand der Spannglieder	Vertikal : 10 mm Horizontal: 20 mm	Vertikal : 10 mm Horizontal: 20 mm

mit \emptyset : Nenndurchmesser

Tabelle 45: Mindestabmessungen gemäß EC 2 T.1

Die durchgeführten Spannkrafteinleitungsversuche ergeben, daß auch die Betondeckungen nach [10] nicht ausreichend sind, um die rißfreie Spannkrafteinleitung der zulässigen Vorspannkraft sicherzustellen.

In der Tabelle 46 sind die aus den Versuchsergebnissen errechneten Beiwerte $\beta_b = l_{bp} / \emptyset$ den mit der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Spannkrafteinleitung ermittelten Werten gemäß [10]

gegenübergestellt. Bei den gerippten Spanndrähten muß berücksichtigt werden, daß die eingeleiteten Vorspannkkräfte 9 % unter den zulässigen Vorspannkkräften lagen. Trotzdem ergeben sich größere Übertragungslängen, als nach EC 2 T.1. Wie die Dehnungsverläufe zeigen, ist dies auf eine Verminderung der Verbundkräfte infolge nicht ausreichender Betondeckung zurückzuführen.

Balken [Nr.]	Spannbewehrung [-]	Übertragungslänge unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	Übertragungslänge 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	β_b unmittelbar nach der Spannkraft- einleitung	β_b 28 Tage nach der Spannkraft- einleitung	β_b aus Tabelle 4.7 (EC 2) extra- poliert
3	Litzen 0,5"	53,1	69,7	42,5	55,8	66,1
6	Spanndrähte \varnothing 12	69,3	62,3	57,8	51,9	49,9

Tabelle 46: Vergleich der Beiwerte β_b an den verbügelten Enden der Balken aus normalfestem Beton

Im Hinblick auf den Bemessungswert der Übertragungslänge l_{bpd} von $0,8 l_{bp}$ oder $1,2 l_{bp}$ ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen nach 28 Tagen in normalfestem Beton.

Die aufnehmbare Verankerungskraft darf gemäß EC 2 T.1 aus der zulässigen Stahlzugkraft bzw. aus der bis zum ersten Riß extrapolierten Spannkraft ermittelt werden. Wie bereits in Kapitel 5.1 erläutert, wird damit die aufnehmbare Verankerungskraft zu groß eingeschätzt. Angaben zu den Auflagerüberständen der Spannbewehrung werden nicht gemacht. Insbesondere bei einer teilweisen Vorspannung mit geringen Vorspannkkräften erscheint diese Vorgehensweise nicht sinnvoll zu sein. Im Grenzfall einer nicht vorgespannten Spannbewehrung ergeben sich unter Umständen rechnerisch keine Auflagerüberstände, während eine Betonstahlbewehrung hinter der Auflagervorderkante verankert werden müßte.

Die Beschränkung, die aufnehmbare Verankerungskraft aus der Übertragungslänge bis zum ersten Riß zu berechnen, stimmt mit dem Bruchbild des Balkens 6 gut überein. Wenn die Verbundkraft auf dieser Länge nicht ausreicht, um die Verankerungskraft aufzunehmen, wird das Momentengleichgewicht verletzt und es kommt zum Verankerungsbruch.

5.3 Schlußbemerkung

Die Angaben der gültigen Regelungen zu den Mindestbetondeckungen und den Abständen der Spannstähle sind nicht ausreichend, um eine rißfreie Spannkrafteinleitung für die zulässigen Vorspannkkräfte in normalfestem und hochfestem Beton sicherzustellen.

Die rechnerischen Übertragungslängen gemäß EC 2 T.1 stimmen vergleichsweise gut mit den Ergebnissen aus den Spannkrafteinleitungsversuchen in normalfestem Beton überein.

Die aufnehmbaren Verankerungskräfte werden bei den gültigen Vorschriften teilweise überschätzt. Eine einheitliche und übergangslose Regelung der Verankerung für die Vorspanngrade von 1 bis 0 liegt nicht vor.

6 EMPFEHLUNGEN FÜR NORMATIVE REGELUNGEN

6.1 Betondeckung und lichte Abstände

Die Versuchsergebnisse machen deutlich, daß eine Sprengrißbildung im Übertragungsbereich der Spannkraft, insbesondere bei Bauteilen ohne eine Bügelbewehrung, zu einer unkontrollierten Verlängerung der Übertragungslänge führt. Hieraus kann sich ein vorzeitiges Versagen durch Verankerungsbruch ergeben. Eine Bügelbewehrung kann die Rißbildung im Übertragungsbereich zwar beschränken, bei nicht ausreichender Betondeckung ist jedoch in jedem Fall mit einer Vergrößerung der Übertragungslänge zu rechnen. Zur Sicherstellung der Funktion des Konstruktionselementes "Verbundverankerung" und der Berechenbarkeit der Übertragungslänge sind deshalb Mindestmaße der Betondeckung und der gegenseitigen Abstände der Spannstähle für eine rißfreie Spannkrafteinleitung und Verankerung erforderlich. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergibt, daß unabhängig von der Betonfestigkeit folgende Mindestabmessungen erforderlich sind, um die Einleitung der zulässigen Vorspannkraft nach E DIN 1045-1 für 0,5"-Litzen sicherzustellen:

für $s \geq 2,5 \varnothing$: $c_{\min} \geq 2,5 \varnothing$ oder

für $s = 2,0 \varnothing$: $c_{\min} \geq 3,0 \varnothing$

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 bei hochfesten Betonen ist 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.

Diese, gegenüber den bestehenden Regelungen der DIN 4227-1, größeren Betondeckungen ergeben sich einerseits aus den höheren zulässigen Spannungen des Spannstahls. Andererseits kann mit den Regelungen nach DIN 4227-1 eine Sprengrißbildung nicht ausgeschlossen werden.

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, ist eine unzulässige Sprengrißbildung auch mit den empfohlenen Mindestabmessungen nicht in jedem Fall ausgeschlossen, insbesondere bei mehreren Spannstählen in einer Lage und bei geringer bzw. fehlender Bügelbewehrung. Mit Rücksicht darauf, daß üblicherweise die erforderlichen Abmessungen von den Fertigteilherstellern eigenverantwortlich festgelegt werden, auf die unterschiedlichen Bedingungen und die Erfahrung der Fertigteilwerke sowie auf das Vorhaltemaß der Betondeckung werden hier nur die unbedingt erforderlichen Mindestbetondeckungen empfohlen, um unter günstigen Bedingungen die zulässige Vorspannkraft nach E DIN 1045-1 rißfrei einleiten zu können.

6.2 Übertragungslängen

Die Übertragungslängen für Litzen und gerippte Spanndrähte in rißfreiem Beton kann in Abhängigkeit von der Zylinderfestigkeit bei der Spannkrafteinleitung angegeben werden. In Tabelle 47 sind die empfohlenen Beiwerte β_b zur Berechnung der Übertragungslängen l_{bp} in normalfestem und hochfestem Beton zusammengestellt.

Tatsächliche Betonfestigkeit bei der Spannkraftübertragung f_{cm} [N/mm ²]	$\beta_b = l_{bp} / \varnothing$						
	25	30	40	50	60	70	≥ 75
Litzen	75	70	60	50	40	30	25
Gerippte Drähte	55	50	40	30	26	22	20

Tabelle 47: Beiwerte β_b der Übertragungslänge in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt des Vorspannens

In Tabelle 48 werden die Beiwerte β_b der Übertragungslängen nach dem Bemessungsvorschlag und aus den rechnerischen Übertragungslängen aus den gemessenen Betondehnungsverläufen an den Versuchskörperenden ohne sichtbare Sprengrißbildung gegenübergestellt. Hierbei wurde die Zylinderfestigkeit f_{cm} aus der mittleren Würfelfestigkeit β_{w150} bei der Spannkrafteinleitung mit dem Faktor 0,95/1,1 nach [20] errechnet. Die Übertragungslängen werden als Mittelwerte der Versuchskörper angegeben.

Der Vergleich mit den Versuchsergebnissen zeigt, daß die Werte für β_b größer gewählt wurden, als β_b aus den Versuchsergebnissen unmittelbar und bis zu rd. 1 Monat nach der Spannkrafteinleitung. Hierdurch wird zum einen die größere Übertragungslänge durch weitere zeitabhängige Verschiebungen bei den Litzen berücksichtigt. Zum anderen ergaben die Ausziehversuche zu einem späteren Zeitpunkt als 24 Stunden nach der Herstellung, daß die Verbundfestigkeit nicht in demselben Maße anwächst wie die Betondruckfestigkeit. Die Werte

für β_b der Tabelle 47 berücksichtigen deshalb auch eine Spannkrafteinleitung zu einem späteren Zeitpunkt.

Versuchs- körper [Nr.]	Betonfestigkeit bei der Spann- krafteinleitung f_{cm} [N/mm ²]	Übertragungslänge unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	Übertragungslänge rd. 1 Monat nach der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	β_b unmittelbar nach der Spannkraft- einleitung	β_b rd. 1 Monat nach der Spannkraft- einleitung	β_b aus Tabelle 47 extra- poliert
5	40,2	38,6	-	30,9		59,8
12	41,7	33,1	55,3	265	44,2	58,3
10	63,8	22,2	-	17,8		36,2
11	64,1	18,5	22,1	14,8	17,6	35,9
2	66,8	17,5	23,0	14,0	18,4	33,2
8	69,7	21,0	-	16,8	-	30,3
02	72,5	17,9	-	14,3	-	27,5
03	72,5	20,0	-	16,0	-	27,5

Tabelle 48: Vergleich der Beiwerte β_b der Übertragungslängen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt des Vorspanns

In Tabelle 49 sind die aus den Balkenversuchen errechneten Beiwerte β_b den Beiwerten nach Tabelle 47 gegenübergestellt.

Balken [Nr.]	Betonfestigkeit bei der Spann- krafteinleitung f_{cm} [N/mm ²]	Übertragungslänge unmittelbar nach der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	Übertragungslänge rd. 1 Monat nach der Spannkrafteinleitung l_{bp} [cm]	β_b unmittelbar nach der Spannkraft- einleitung	β_b rd. 1 Monat nach der Spannkraft- einleitung	β_b aus Tabelle 47 extra- poliert
3	33,9	53,1	69,7	42,5	55,8	66,1
2	42,8	49,0	-	39,2		57,2
1	64,3	18,6		14,9		35,7
6	30,1	69,3	62,3	57,8	51,9	49,9
5	40,1	46,4	-	38,7		39,9
4	61,7	21,0	-	17,5		25,3

Tabelle 49: Vergleich der Beiwerte β_b der Übertragungslängen an den verbügelten Balkenenden in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit zum Zeitpunkt des Vorspanns

Es ergeben sich hier vergleichsweise größere gemessene Übertragungslängen gegenüber Tabelle 48, da die gewählte Betondeckung teilweise nicht ausreichend war, um die Vorspannkraft vollständig aufzunehmen. Durch die gewählte Bügelbewehrung konnte jedoch die Sprengrißbildung beschränkt werden.

Der Vergleich mit den empfohlenen Werten nach Tabelle 47 zeigt, daß auch die größeren Übertragungslängen bei den Balken an der Grenze zur durchgehenden Sprengrißbildung erfaßt werden.

Aufgrund der Streuungen wird empfohlen, den Bemessungswert der Übertragungslänge l_{bpd} entsprechend [10] mit $0,8 l_{bp}$ oder $1,2 l_{bp}$ ungünstigst anzunehmen.

6.3 Verankerungslängen

Im Hinblick auf die zulässigen, geringen Vorspanngrade nach E DIN 1045-1 und die sich daraus ergebende gemischte Bewehrung wird ein einheitliches Konzept zur Verankerung der Spannstahl- und Betonstahlbewehrung am Endauflager empfohlen.

Wie die Versuche gezeigt haben, ist die Verankerungslänge in jedem Fall ausreichend, wenn die Zugkraft der Spannstähle aus der äußeren Beanspruchung kleiner als die eingeleitete Vorspannkraft ist. Erst bei dem 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 aus dem Überstand der Bewehrung hinter der Auflagervorderkante aktiviert werden.

Demnach ist für eine Auflagerkraft V_{sd} die Verankerungskraft der Spannbewehrung ohne rechnerischen Überstand der Bewehrung am Endauflager ausreichend, wenn

$$V_{sd} \leq \frac{z}{l_{bpd}} P_0 \leq P, \quad \text{mit } V_{sd} = \text{Auflagerkraft senkrecht zur Spannstahlachse,}$$

$$P_0 = \text{zulässige Vorspannkraft,}$$

$$P = \text{vorhandene Vorspannkraft}$$

Für $V_{sd} > \frac{z}{l_{bpd}} P_0$ ist bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit mit Rissen im Übertragungs- bzw. im Verankerungsbereich zu rechnen. Die aufnehmbare Verankerungskraft der Spannbewehrung ergibt sich dann zu:

$$F_{pd} = \frac{x}{l_{bpd}} P_0 \leq P, \quad \text{mit } x = \text{Abstand vom Balkenende bis zum ersten Riß}$$

Die über F_{pd} hinausgehende Zugkraft $\Delta F_{sd} = V_{sd} a_1/d + N_{sd} - F_{pd}$ ist entsprechend den Regeln für Betonstahlbewehrung am Endauflager zu verankern.

Für die Verankerungskraft ΔF_{sd} kann die erforderliche Verankerungslänge l_b der Spannbewehrung hinter der Auflagervorderkante aus den Übertragungslängen der Vorspannkraft errechnet werden:

$$l_b = \frac{\Delta F_{sd}}{P_0} l_{bpd}$$

Auf eine Abminderung auf 2/3 bei direkter Lagerung sollte bei glatten Litzen verzichtet werden, da die Querpressungen im Spannkrafteinleitungsbereich durch Zusatzdehnungen aus der Verankerungskraft vermindert werden.

Mit diesem Vorschlag liegt ein einheitliches Bemessungskonzept der Verankerung am Endauflager für alle Vorspanngrade, von der vollen über die teilweise Vorspannung bis zu nicht vorgespannten Tragwerken, vor.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Am Institut für Massivbau der RWTH Aachen wurden insgesamt 126 Ausziehversuche, 15 Spannkrafteinleitungsversuche und sechs Balkenversuche an Versuchskörpern mit sofortigem Verbund aus hochfestem und normalfestem Beton durchgeführt, um das Verbundverhalten von 0,5“-Litzen und gerippten Spanndrähten \varnothing 12 mm zu untersuchen. Insbesondere sollte das querdehnungsabhängige Verbundverhalten in hochfestem Beton und das Verhalten im Spannkrafteinleitungs- und Verankerungsbereich von Spannbettträgern überprüft werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Verbundkräfte von Spannstählen in hochfestem Beton mit Silikastaub sind deutlich größer als in normalfestem Beton.
- Die Verbundkräfte werden insbesondere bei Litzen durch die spannungsabhängigen Querdehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannkraft erhöht.
- Im Vergleich zu normalfestem Beton ergeben sich deutlich kürzere Übertragungslängen der Vorspannkraft.
- Die Zunahme der Betonzugfestigkeit ist bei hochfestem Beton ausreichend, um die Vorspannkraft ohne eine Vergrößerung der Betondeckung sicher einzuleiten. Trotz der kürzeren Übertragungslängen ist eine größere Betondeckung als bei normalfestem Beton nicht erforderlich.
- Mit den aus den Ausziehversuchen abgeleiteten Verbundgesetzen kann das Verbundverhalten von Litzen und gerippten Spanndrähten in hochfestem Beton im Spannkrafteinleitungsbereich zutreffend beschrieben werden.
- Die Mindestwerte für Betondeckung und gegenseitigen Abstand der Spannstähle nach DIN 4227-1 und Eurocode 2, Teil 1 sind nicht ausreichend, um eine rißfreie Spannkrafteinleitung sicherzustellen.
- Sprengrisse im Übertragungsbereich der Vorspannkraft führen zu einer unkontrollierten Vergrößerung der Eintragungslänge und können ein vorzeitiges Versagen durch einen Verankerungsbruch verursachen.

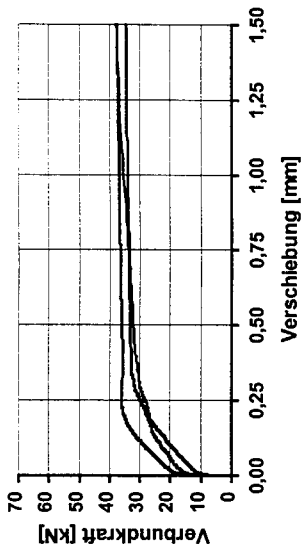
Zur Neufassung von DIN 1045-1 werden daher unabhängig von der Betonfestigkeit einheitliche Mindestmaße für Betondeckung und gegenseitigen Abstand der Spannstähle vorgeschlagen. Außerdem werden Empfehlungen zu den rechnerischen Übertragungslängen der Vorspannkraft in hochfestem Beton angegeben und ein Konzept zum Nachweis der Endverankerung vorgestellt.

8 LITERATURVERZEICHNIS

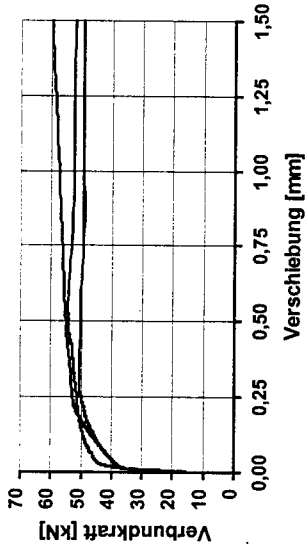
- [1] *Hegger, J.; Nitsch, A.; Burkhardt, J.:* Hochleistungsbeton im Fertigteilbau, Betonwerk und Fertigteiltechnik 2/97, S 81-90.
- [2] Verbund von Spannstahl in Beton (Vorspannung mit sofortigem Verbund) Forschungsbericht Nr. 1130, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, 06/1987.
- [3] DIN 4227-1, Spannbeton - Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, 1988-07.
- [4] E DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, 1997-02.
- [5] *Den Uijl, J.A.:* Verbundeigenschaften von Spannlitzen unter einmaliger und wiederholter Beanspruchung, Beitrag zum 6. Forschungskolloquium des DAfStb in Delft, erschienen in Heron, Vol.21, Nr.2, 1976.
- [6] *König, G.; Bergner, H.; Grimm, R.; Held, M.; Rimmel, G. und Simsch, G.:* Hochfester Beton, Sachstandsbericht, Teil 2: Bemessung und Konstruktion, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 438, 1994.
- [7] *Hegger, J.; Nitsch, A.:* Verbundverankerungen in hochfestem Beton, Betonwerk und Fertigteiltechnik 1/99, S 109-120.
- [8] *Den Uijl, J.A.:* Transfer Length of Prestressing Strand in HPC, Progress in Concrete Research, TU Delft, Vol. 4, 1995
- [9] *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
- [10] Eurocode 2, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Juni 1992 Deutsche Fassung ENV 1992-1-1
- [11] Wölfel, E., Krüger, F.: Verbundverankerung von Spannstählen – Zulassungsprüfung und Anwendungsbedingungen, Mitteilungen IfBt 6/1980.
- [12] *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
- [13] *Birkenmaier, M.:* Verbundprobleme bei Spannbettvorspannung, Schweizerische Bauzeitung, 95. Jahrgang, Heft 26, Juni 1977
- [14] *Den Uijl, J.A.:* Verbundverhalten von Spanndraht-Litzen im Zusammenhang mit Rißbildung im Eintragungsbereich, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1/1985
- [15] *Stocker, M. F.; Sozen, M. A.:* Bond characteristics of prestressed strand, Teil VI von Investigations of prestressed reinforced concrete of Highway bridges, University of Illinois, Structural Research, Series No. 344, 1969.
- [16] *Hoyer, E.:* Der Stahlsaitenbeton, Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin Wien Leipzig, 1939.
- [17] *Den Uijl, J.A.:* Das Verbundverhalten von Spannlitzen im Rahmen der Bruchmechanik, Beiträge zum 29. DAfStb-Forschungskolloquium, Delft, März 1994.
- [18] *Reinhardt, H.-W.:* Hochleistungsbeton, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1/1995
- [19] *Goldmann, A., Bentur, A.:* Bond Effects in High-Strength Silica-Fume Concrete, ACI-Material Journal, September-October 1989, S. 440-447
- [20] *Rimmel, G.:* Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 444, 1994
- [21] *König, G; Grimm, R.:* Hochleistungsbeton, Beton-Kalender 1996, Teil II, S. 441-546.
- [22] DIBt: Richtlinien für die Prüfung von Spannstählen auf ihre Eignung zur Verankerung durch sofortigen Verbund, Mitteilungen IfBt 6/1980
- [23] RILEM/CEB/FIP RECOMMENDATION RC 6, Bond Test Reinforcing Steel, 2. Pull-Out Test, 1st Edition April 1978.
- [24] DIN 1048, Prüfverfahren für Beton, 1991-06.
- [25] DAfStb-Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzungen zu DIN 1045/07.88 für die Festigkeitsklassen B 65 bis B 115, 1995-08.
- [26] *Hegger, J., Nitsch, A.:* Verbundverhalten von Litzen in hochfestem Beton; Institutsbericht Nr. 54/99 des Lehrstuhl und Institut für Massivbau RWTH Aachen, 4/1999

ANHANG A: ERGEBNISSE DER AUSZIEHVERSUCHE

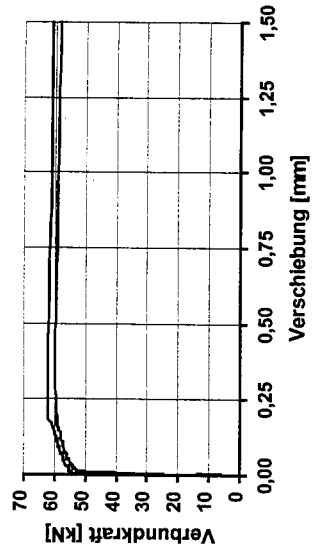
- A1) Verschiebungsverhalten für 0,5"-Litzen und Drahtbündel in 14 Tage altem Beton (Serie 1,2,12)
- A2) Verschiebungsverhalten für 0,5"-Litzen in 14 Tage altem hochfesten Beton, Betondeckung $c = 5,5 \varnothing$ (Serie 3,4,8)
- A3) Verschiebungsverhalten für 0,5"-Litzen in 24 Stunden altem hochfesten Beton, Betondeckung $c = 5,5 \varnothing$ (Serie 5,6,7)
- A4) Verschiebungsverhalten für 0,5"-Litzen in 24 Stunden altem hochfesten Beton, Betondeckung $c = 2 \varnothing; 3 \varnothing; 5,5 \varnothing$ (Serie 9,10,11)
- A5) Verschiebungsverhalten für gerippte Spanndrähte $\varnothing 12$ mm in 14 Tage altem Beton, Betondeckung $c = 5,75 \varnothing$ (Serie 13,14)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

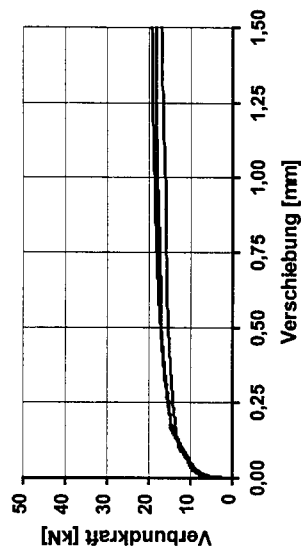


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

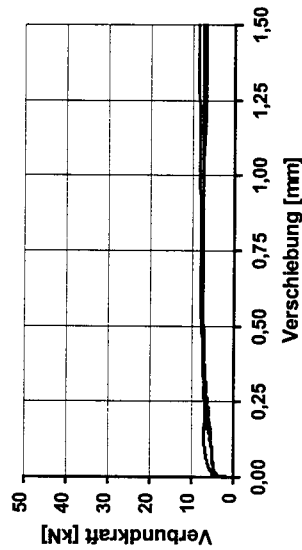


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

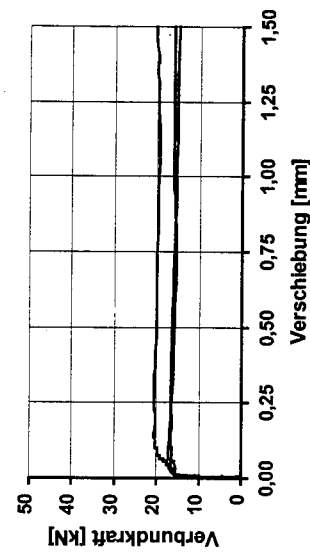
Bild A1.1: Serie 1, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS, $l_v = 75$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 86,8 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

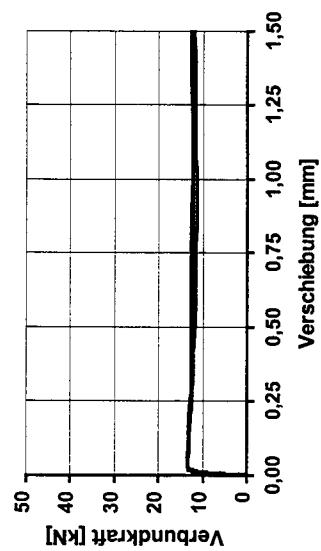


b) ohne Änderung der Drahtbündelkraft

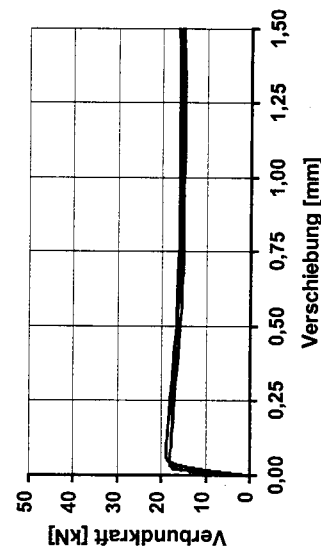


c) Änderung der Drahtbündelkraft um -90 kN

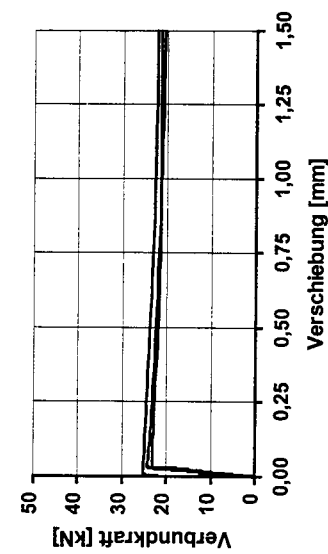
Bild A1.2: Serie 2a/b, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 82,9 \text{ N/mm}^2$)



a) ohne Änderung der Litzenkraft

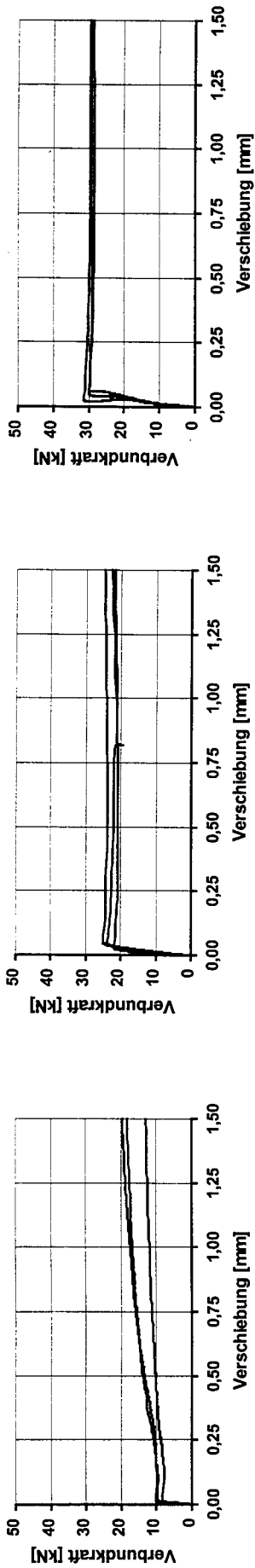


b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN



c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A1.3: Serie 12, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 45 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 54,0 \text{ N/mm}^2$)

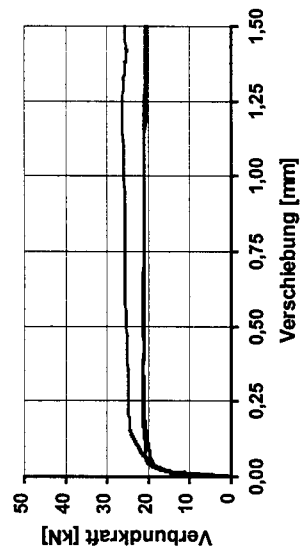


a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -100 kN

Bild A2.1: Serie 3, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 78,1 \text{ N/mm}^2$)

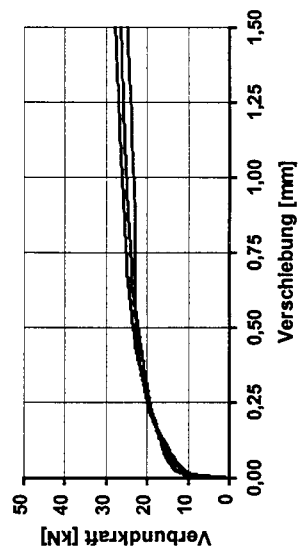


a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A2.2: Serie 4, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 92,9 \text{ N/mm}^2$)

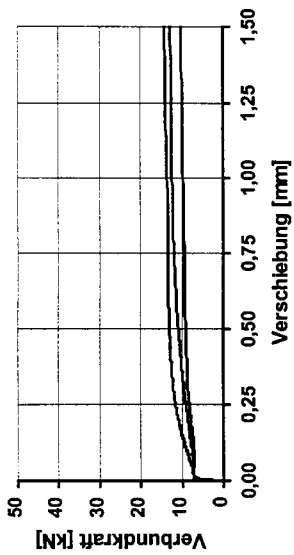


a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

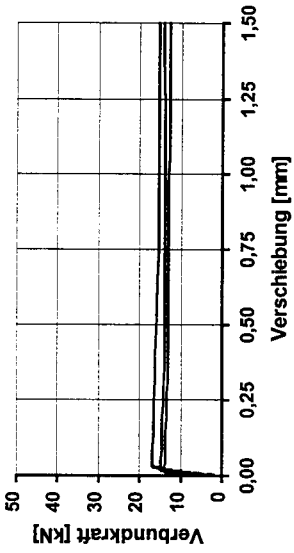
c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

Bild A2.3: Serie 8, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 105 BS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 109,9 \text{ N/mm}^2$)

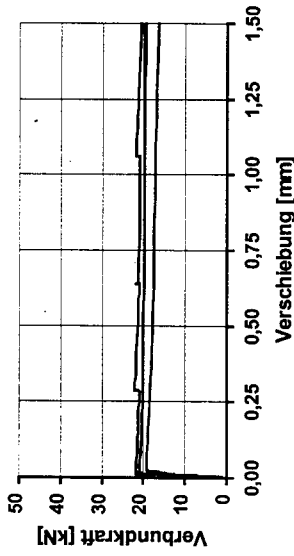


a) ohne Änderung der Litzenkraft

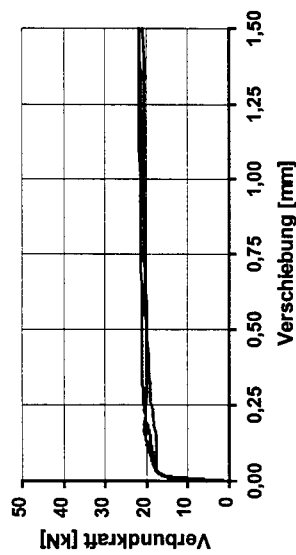
Bild A3.1: Serie 7, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (24 Stunden: $\beta_{w150} = 34,7 \text{ N/mm}^2$)



b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

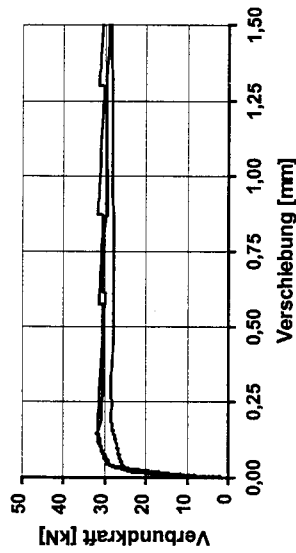


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

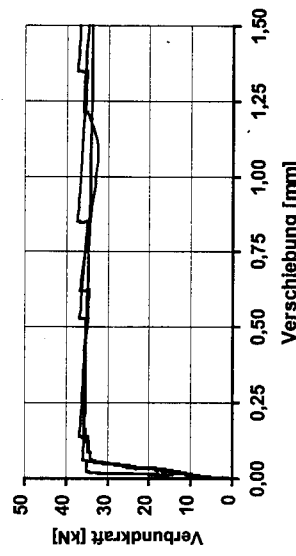


a) ohne Änderung der Litzenkraft

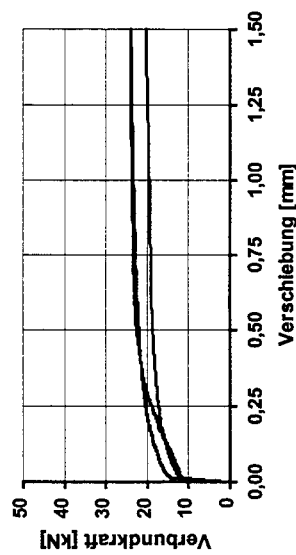
Bild A3.2: Serie 5, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (24 Stunden: $\beta_{w150} = 73,5 \text{ N/mm}^2$)



b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

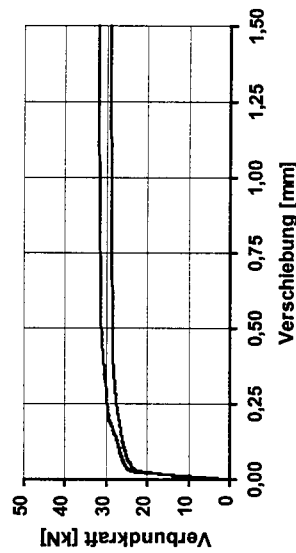


c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

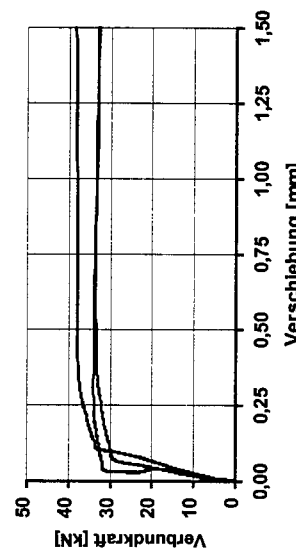


a) ohne Änderung der Litzenkraft

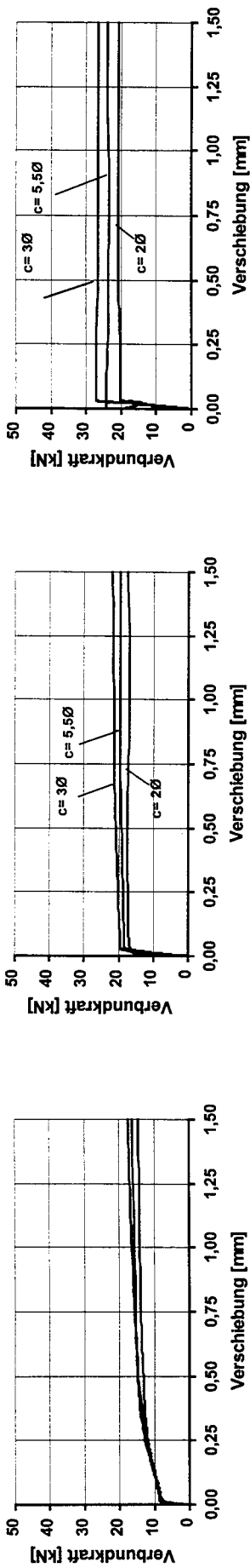
Bild A3.3: Serie 6, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 105 BS, $l_v = 50$ mm und $c = 5,5 \text{ } \varnothing$ (24 Stunden: $\beta_{w150} = 75,6 \text{ N/mm}^2$)



b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN



c) Änderung der Litzenkraft um -110 kN

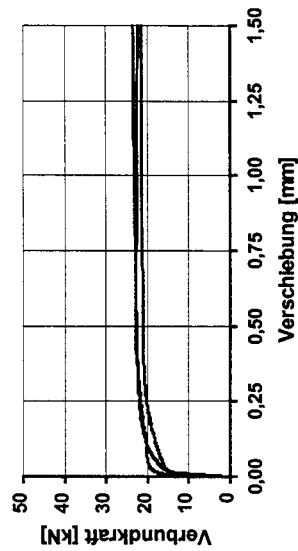


a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -120 kN

Bild A4.1: Serie 9, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 65 K, $l_v = 50$ mm und $c = 2\emptyset, 3\emptyset, 5,5\emptyset$ (24 Stunden: $\beta_{w150} = 50,8$ N/mm²)

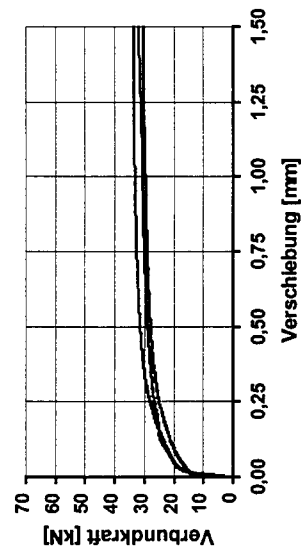


a) ohne Änderung der Litzenkraft

b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -120 kN

Bild A4.2: Serie 10, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v = 50$ mm und $c = 2\emptyset, 3\emptyset, 5,5\emptyset$ (24 Stunden: $\beta_{w150} = 75,0$ N/mm²)

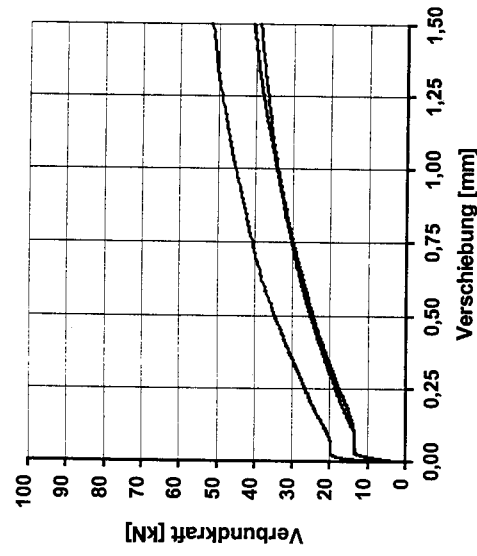


a) ohne Änderung der Litzenkraft

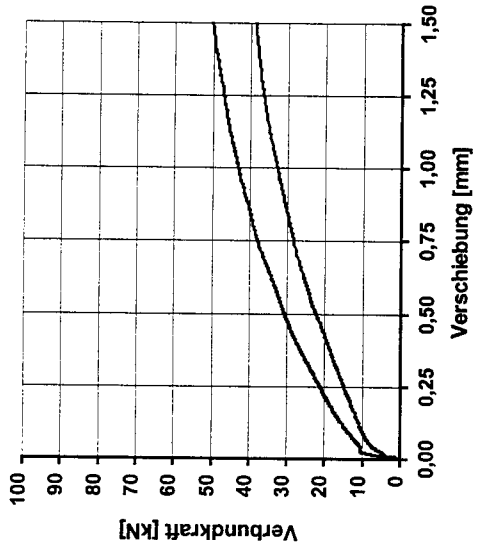
b) Änderung der Litzenkraft um -60 kN

c) Änderung der Litzenkraft um -120 kN

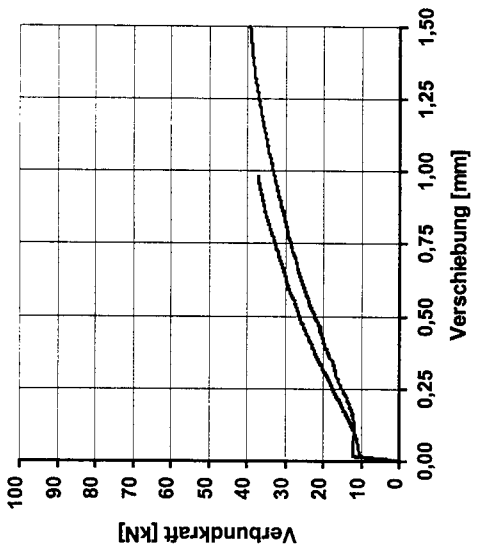
Bild A4.3: Serie 11, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 85 KS, $l_v = 75$ mm und $c = 2\emptyset, 3\emptyset, 5,5\emptyset$ (24 Stunden: $\beta_{w150} = 67,9$ N/mm²)



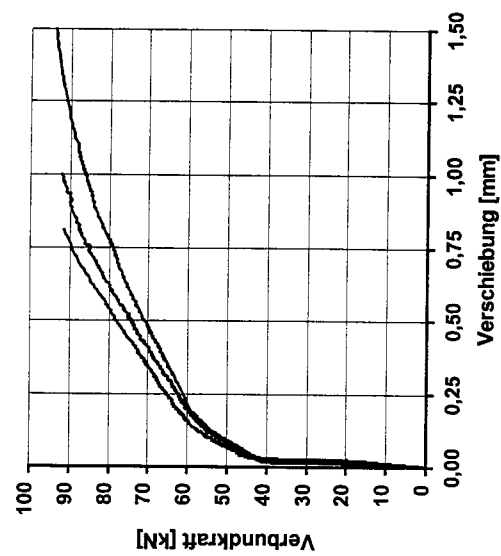
c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN
 Bild A5.1: Serie 13, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 45 K, $l_v=50$ mm und $c = 5,75 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 48,4 \text{ N/mm}^2$)



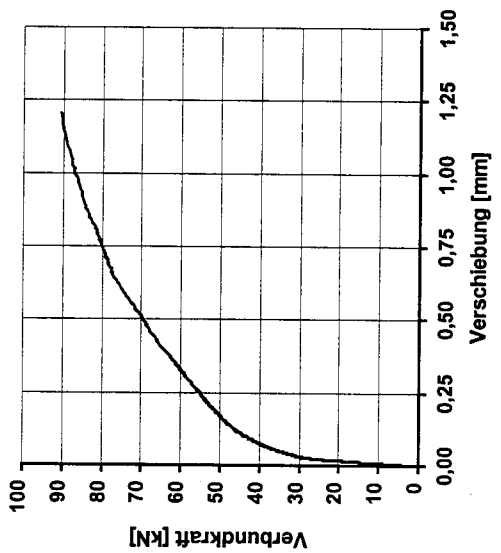
b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN



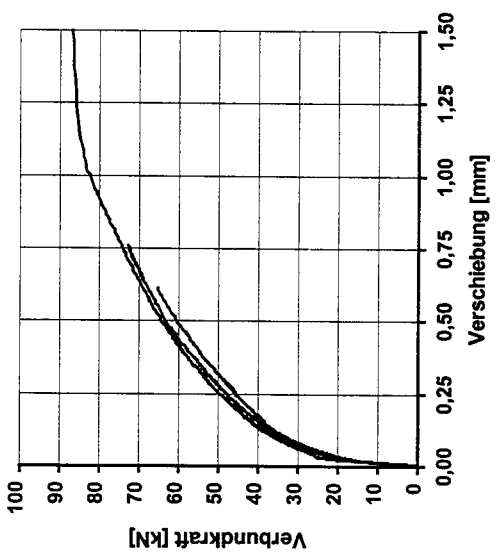
a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft



c) Änderung der Spanndrahtkraft um -120 kN
 Bild A5.2: Serie 14, Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung für M 105 KS, $l_v=50$ mm und $c = 5,75 \text{ } \varnothing$ (14 Tage: $\beta_{w150} = 104,6 \text{ N/mm}^2$)



b) Änderung der Spanndrahtkraft um -60 kN



a) ohne Änderung der Spanndrahtkraft

ANHANG B: ERGEBNISSE DER SPANNKRAFTEINLEITUNGS- VERSUCHE

- B1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle
- B2) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung
- B3) Zeitabhängige Betondehnungen

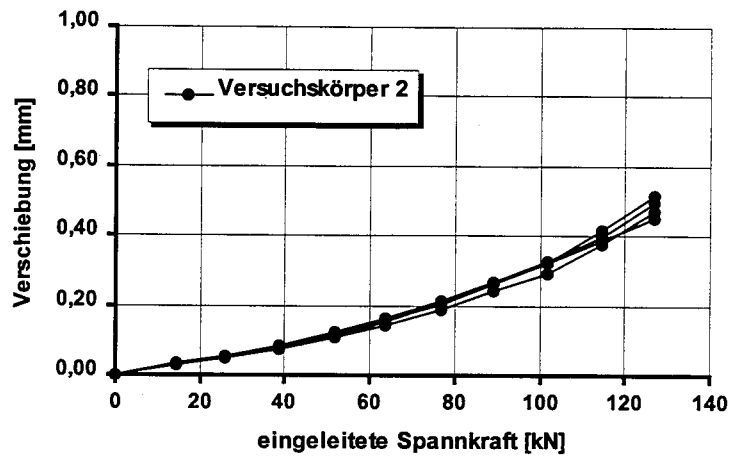


Bild B1.1: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 2 aus M 105 KS (24 Std: $\beta_{w150} = 77,3 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 4,2 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,5 \varnothing$

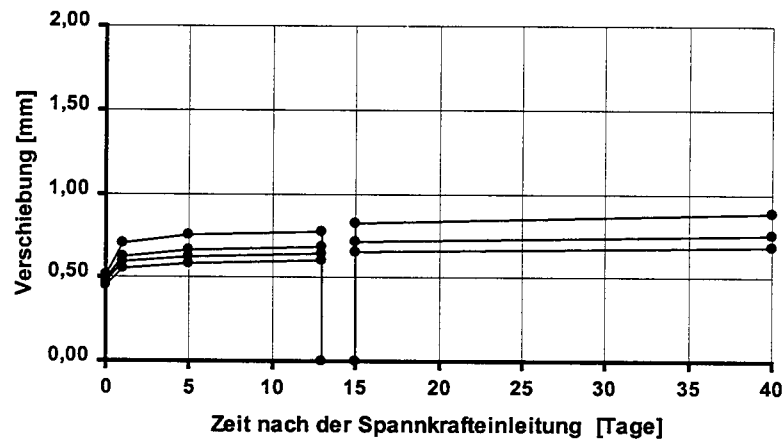


Bild B1.2: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 2 bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung

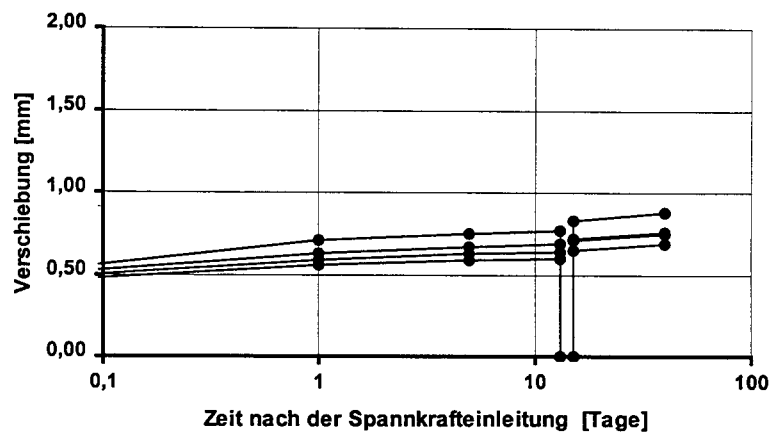


Bild B1.3: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 2 bis 40 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

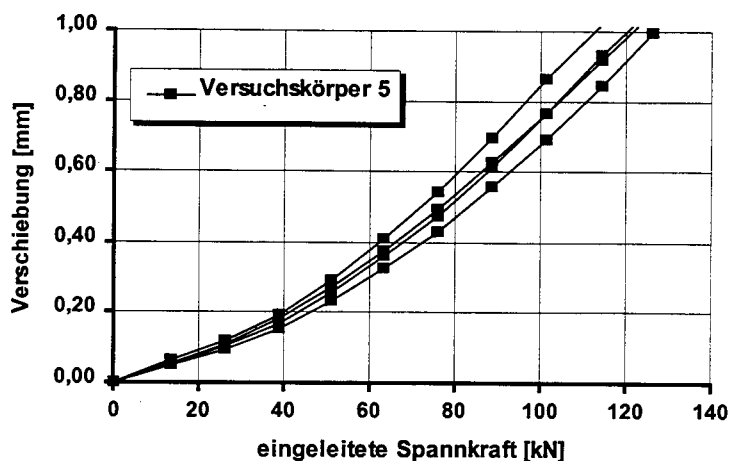


Bild B1.4: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 5 aus M 65 K (24 Std: $\beta_{w150} = 46,5 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 6,2 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,5 \varnothing$

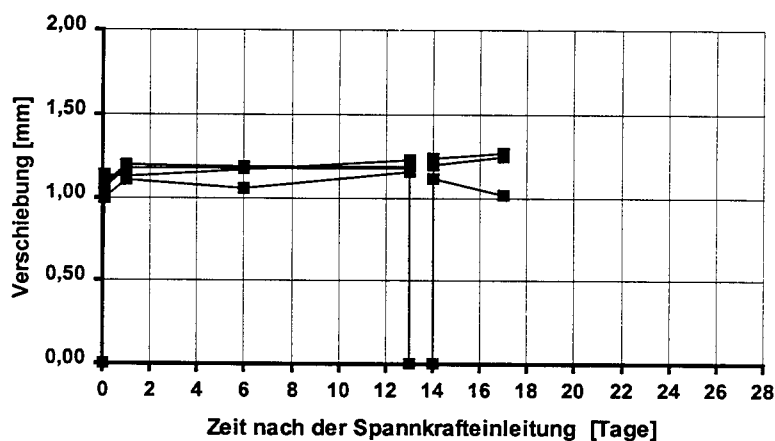


Bild B1.5: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 5 bis 17 Tage nach der Spannkrafteinleitung

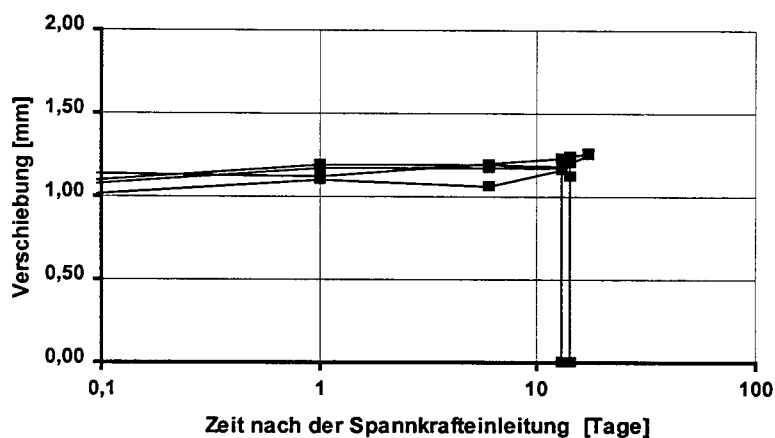


Bild B1.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 5 bis 17 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

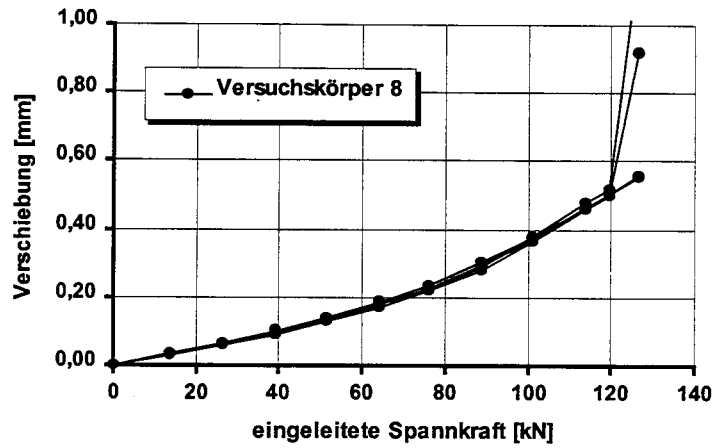


Bild B1.7: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 8 aus M 105 BS (24 Std: $\beta_{w150} = 80,7 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,6 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,5 \varnothing$

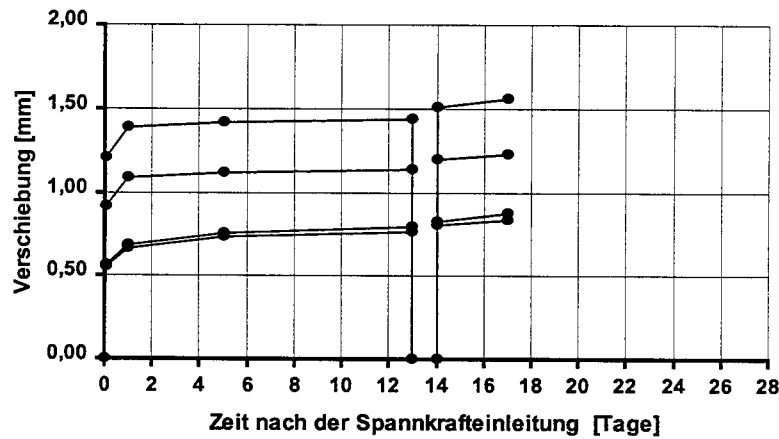


Bild B1.8: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 8 bis 17 Tage nach der Spannkrafteinleitung

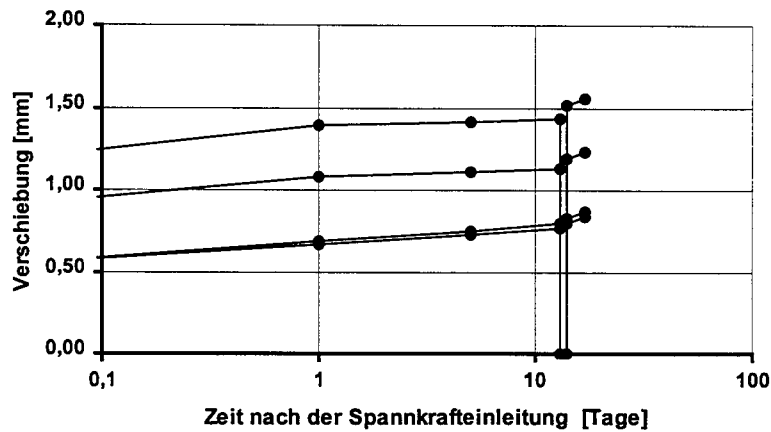


Bild B1.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 8 bis 17 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

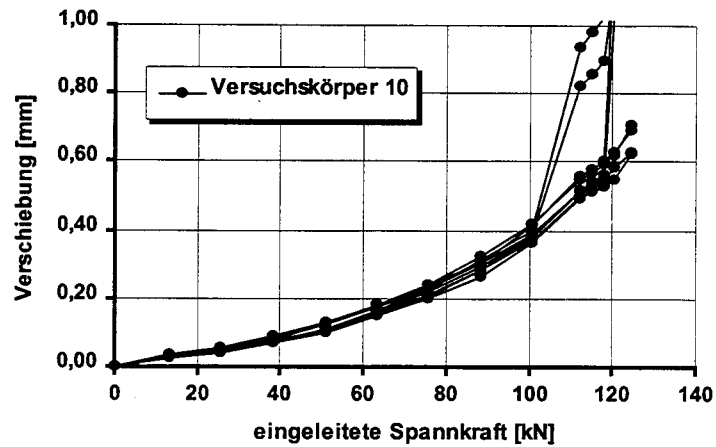


Bild B1.10: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 10 aus M 105 KS (24 Std: $\beta_{w150} = 73,8 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,5 \varnothing$

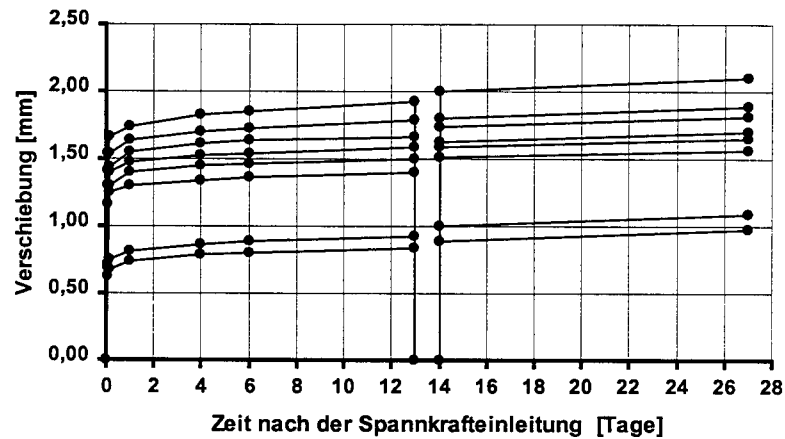


Bild B1.11: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 10 bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung

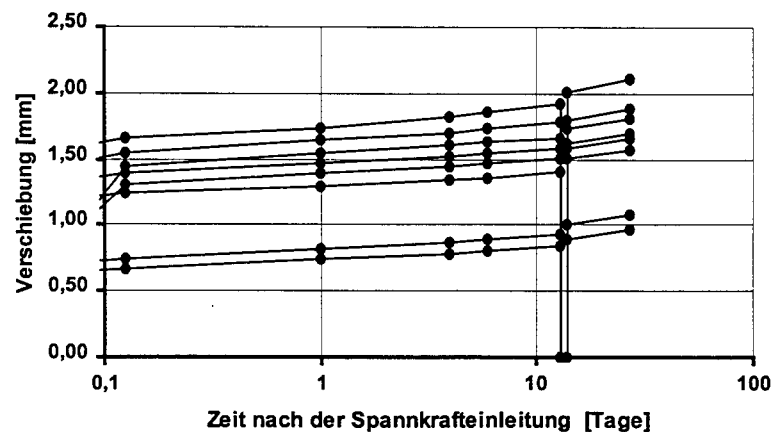


Bild B1.12: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 10 bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

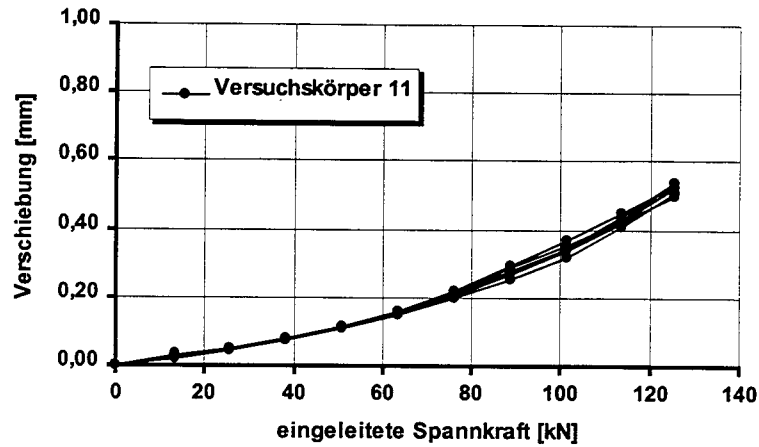


Bild B1.13: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 11 aus M 105 KS (24 Std: $\beta_{w150} = 74,2 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$

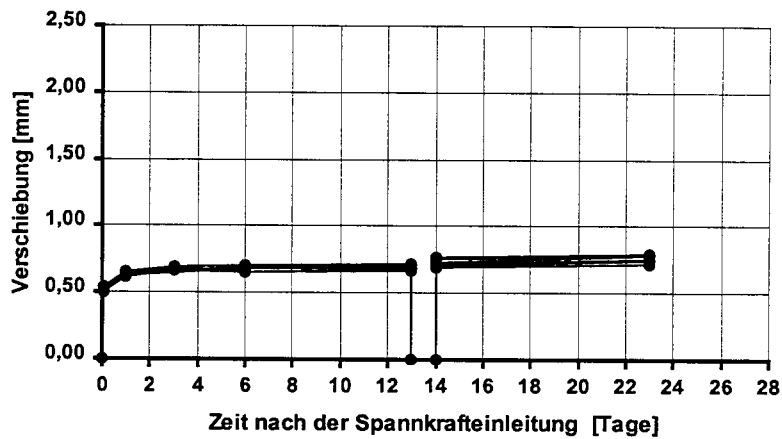


Bild B1.14: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 11 bis 23 Tage nach der Spannkrafteinleitung

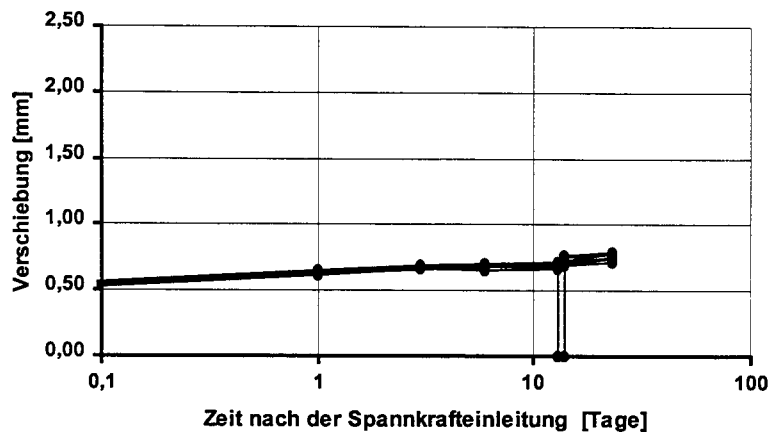


Bild B1.15: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 11 bis 23 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

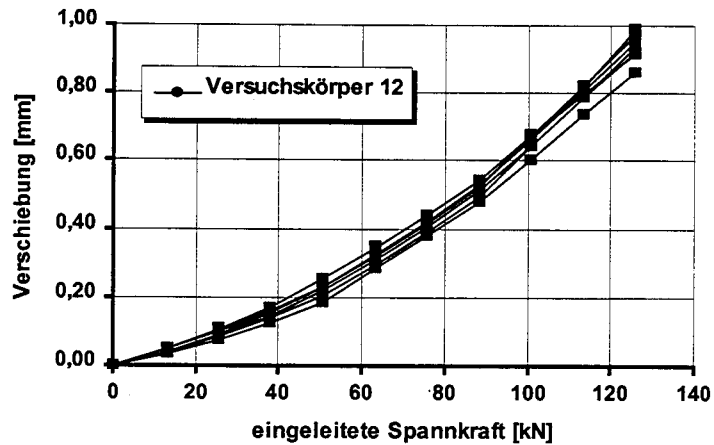


Bild B1.16: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 12 aus M 65 K (24 Std: $\beta_{w150} = 48,3 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$

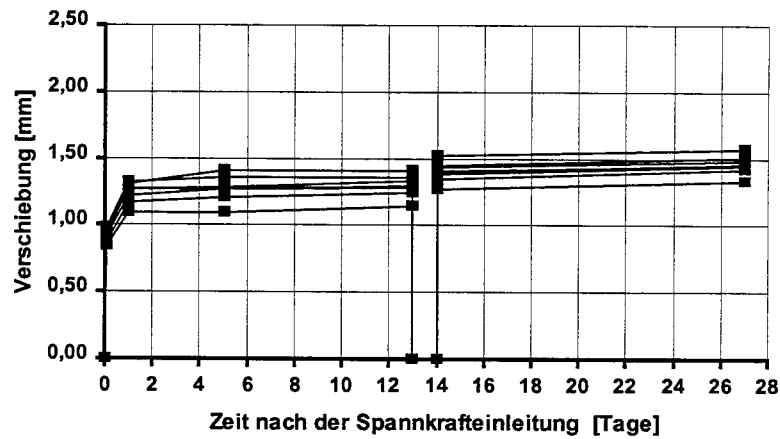


Bild B1.17: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 12 bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung

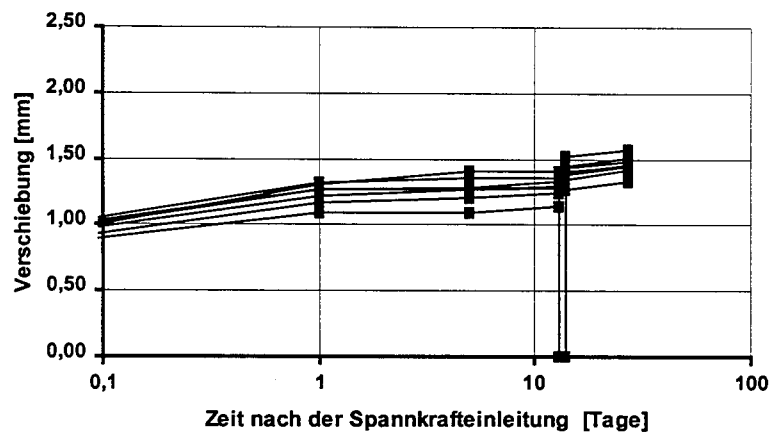


Bild B1.18: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Versuchskörper 12 bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

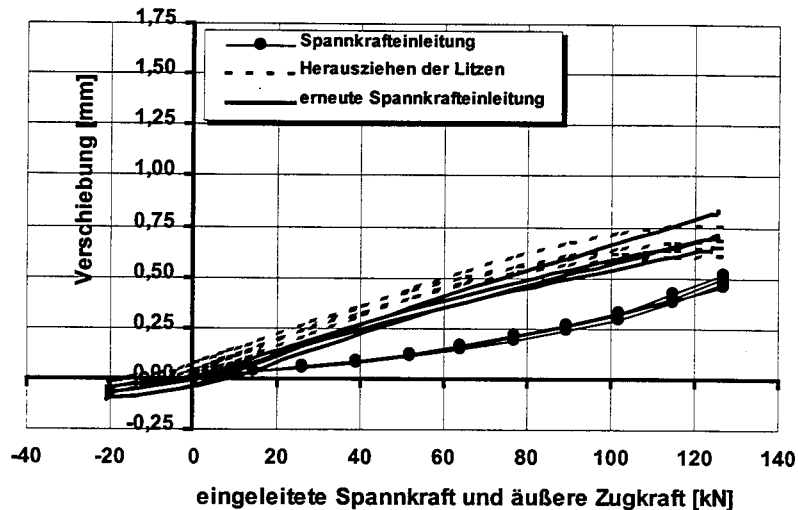


Bild B1.19: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen des Körpers 2 bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Spannkrafteinleitung

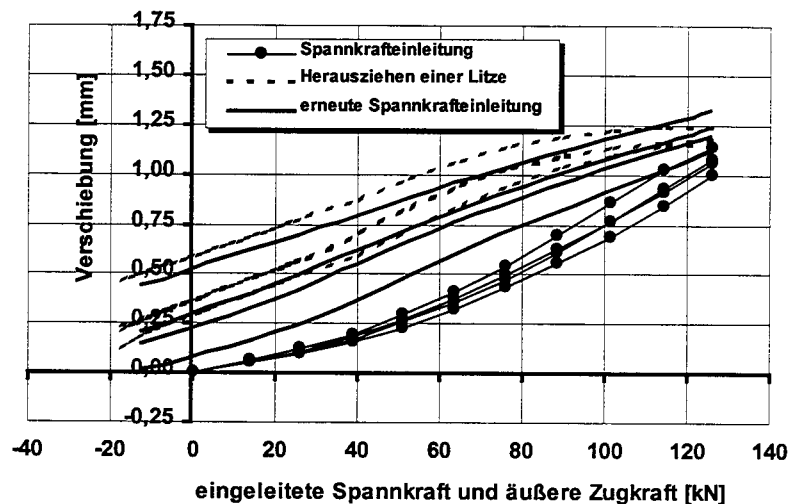


Bild B1.20: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen des Körpers 5 bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Spannkrafteinleitung

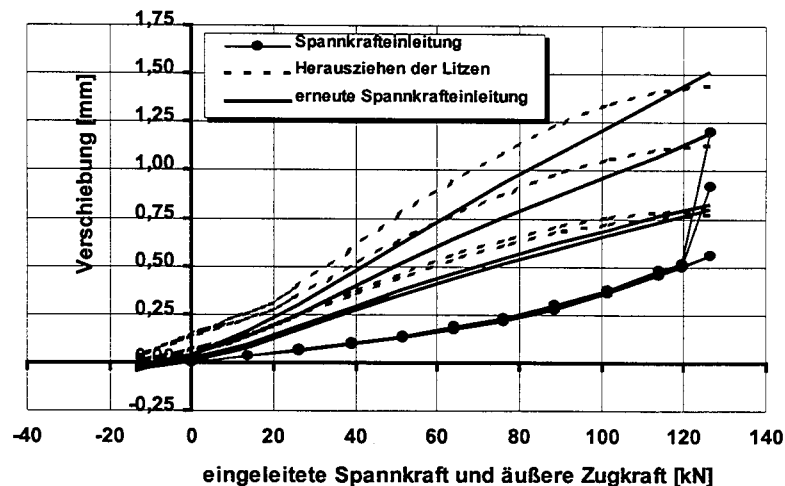


Bild B1.21: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen des Körpers 8 bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Spannkrafteinleitung

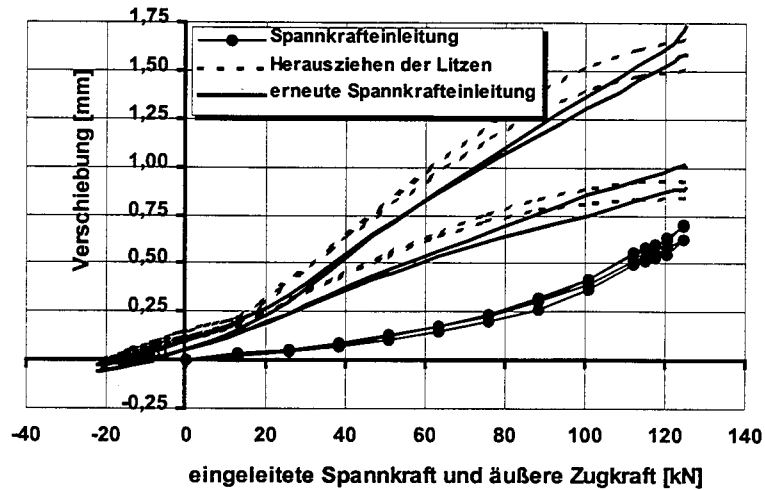


Bild B1.22: Verschiebung der Litzen an der Stirnfläche des Körpers 10 bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Spannkrafteinleitung

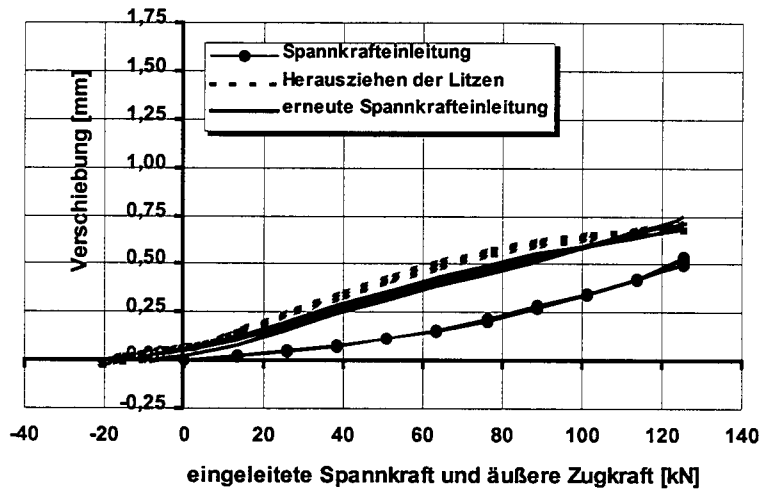


Bild B1.23: Verschiebung der Litzen an der Stirnfläche des Körpers 11 bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Spannkrafteinleitung

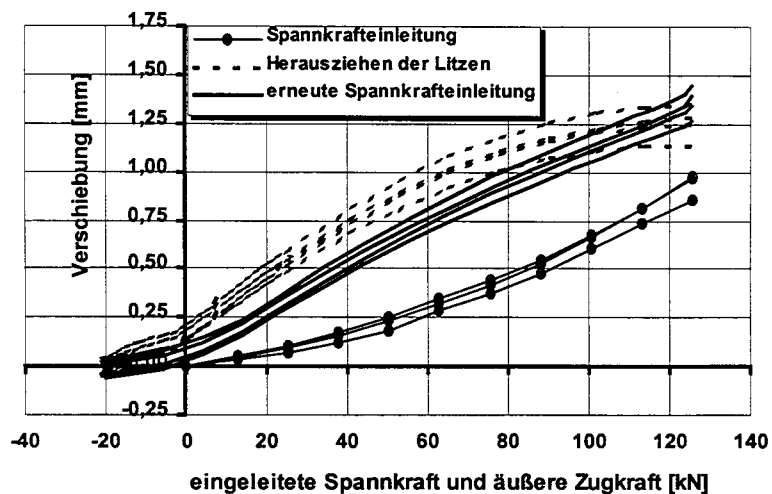


Bild B1.24: Verschiebung der Litzen an der Stirnfläche des Körpers 12 bei der Spannkrafteinleitung, dem Herausziehen und der erneuten Spannkrafteinleitung

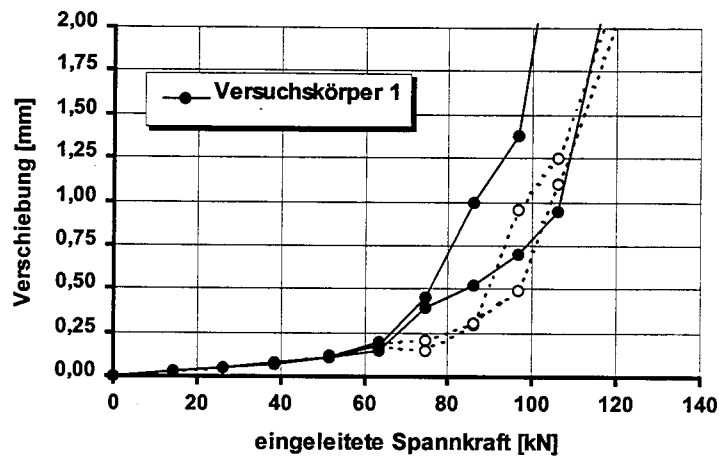


Bild B1.25: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 1 aus M 105 KS (24 Std: $\beta_{w150} = 77,3 \text{ N/mm}^2$)
 lichter Abstand $s = 11,4 \varnothing$, Betondeckung $c = 1,5 \varnothing$

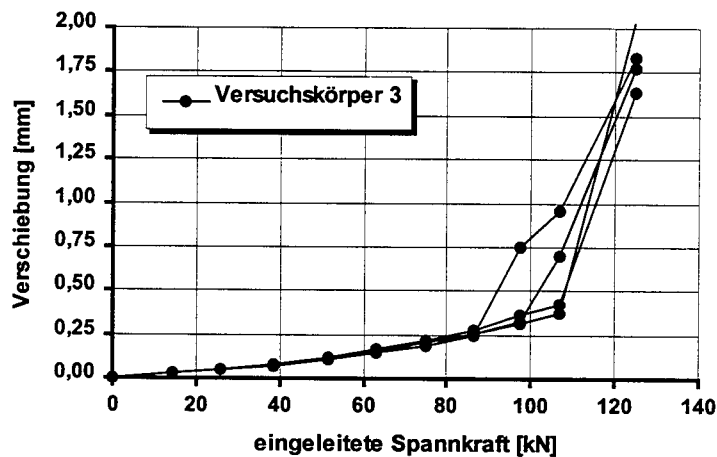


Bild B1.26: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 3 aus M 105 KS (24 Std: $\beta_{w150} = 77,3 \text{ N/mm}^2$)
 lichter Abstand $s = 7,2 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,0 \varnothing$

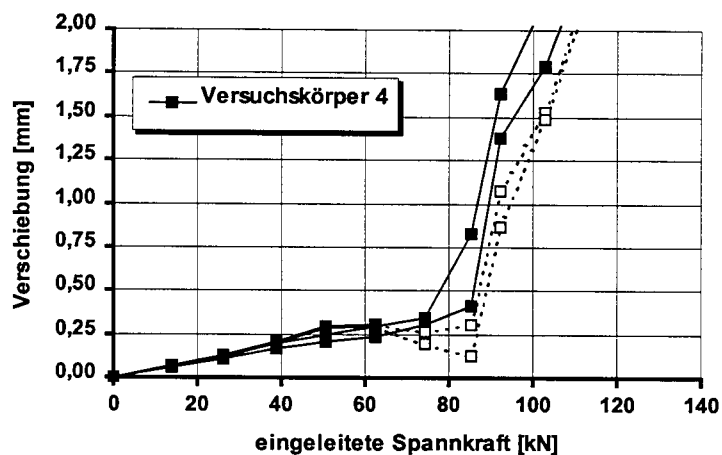


Bild B1.27: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 4 aus M 65 K (24 Std: $\beta_{w150} = 46,5 \text{ N/mm}^2$)
 lichter Abstand $s = 15,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 1,5 \varnothing$

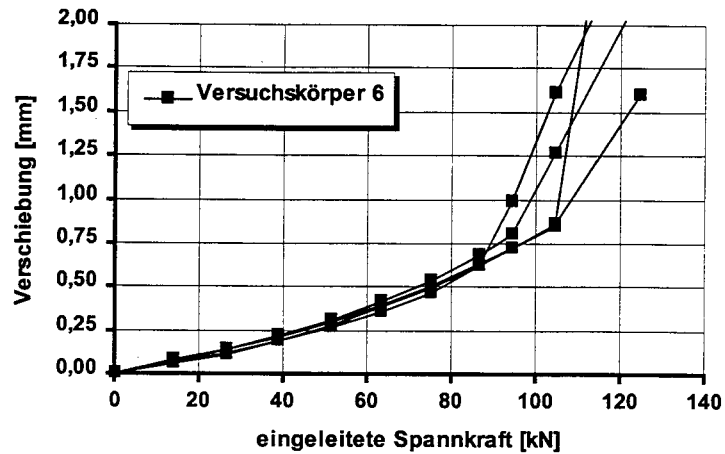


Bild B1.28: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 6 aus M 65 K (24 Std: $\beta_{w150} = 46,5 \text{ N/mm}^2$)
 lichter Abstand $s = 10,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,0 \varnothing$

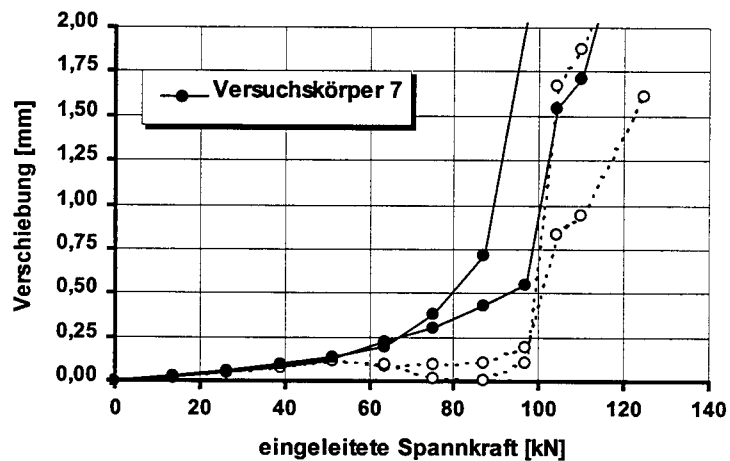


Bild B1.29: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 7 aus M 105 BS (24 Std: $\beta_{w150} = 80,7 \text{ N/mm}^2$)
 lichter Abstand $s = 9,4 \varnothing$, Betondeckung $c = 1,5 \varnothing$

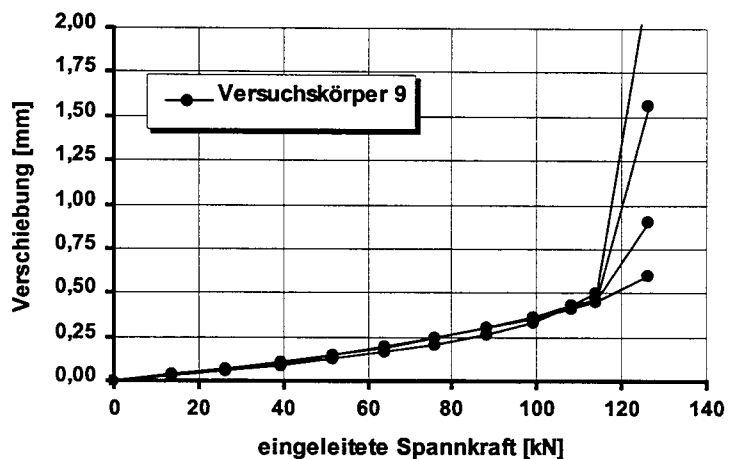


Bild B1.30: Verschiebung der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Körper 9 aus M 105 BS (24 Std: $\beta_{w150} = 80,7 \text{ N/mm}^2$)
 lichter Abstand $s = 5,6 \varnothing$, Betondeckung $c = 2,0 \varnothing$

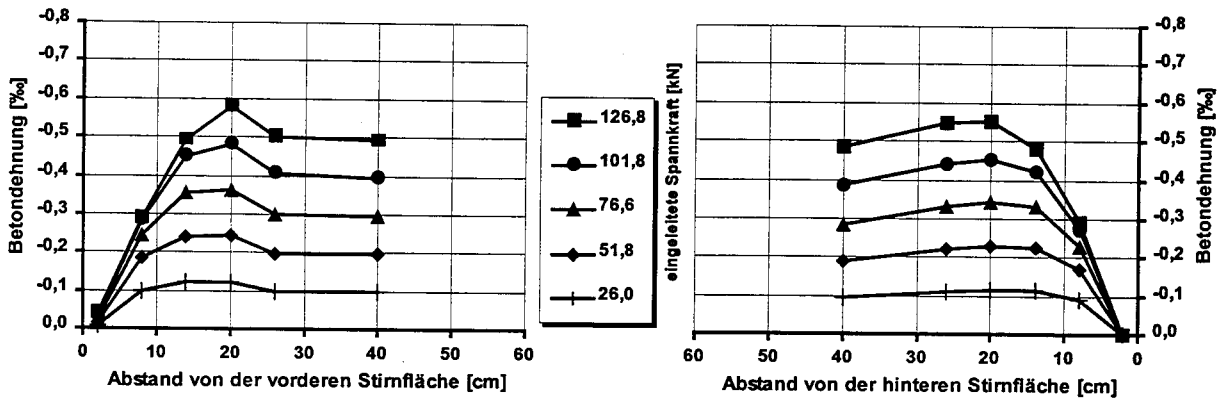


Bild B2.1: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 2 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 4,2 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

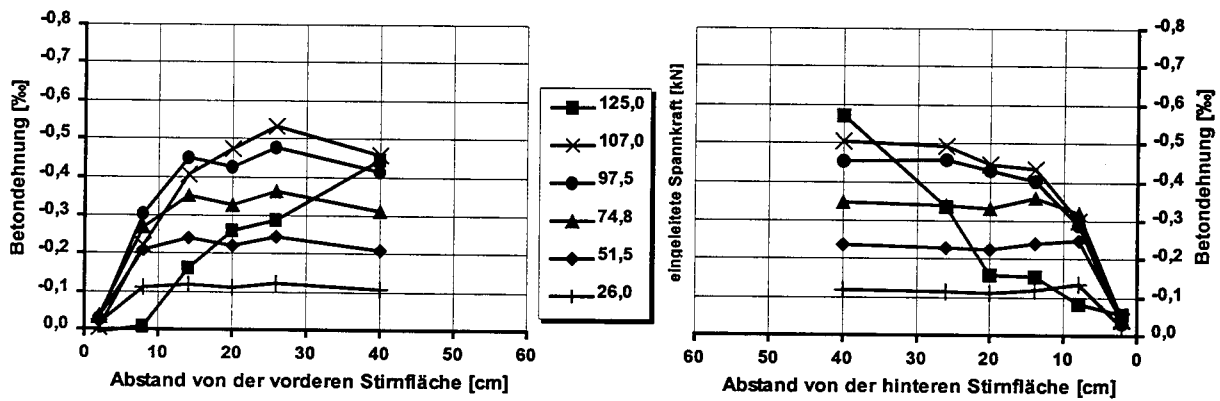


Bild B2.2: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 3 aus M 105 KS für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 7,2 \text{ Ø}$, $c = 2,0 \text{ Ø}$)

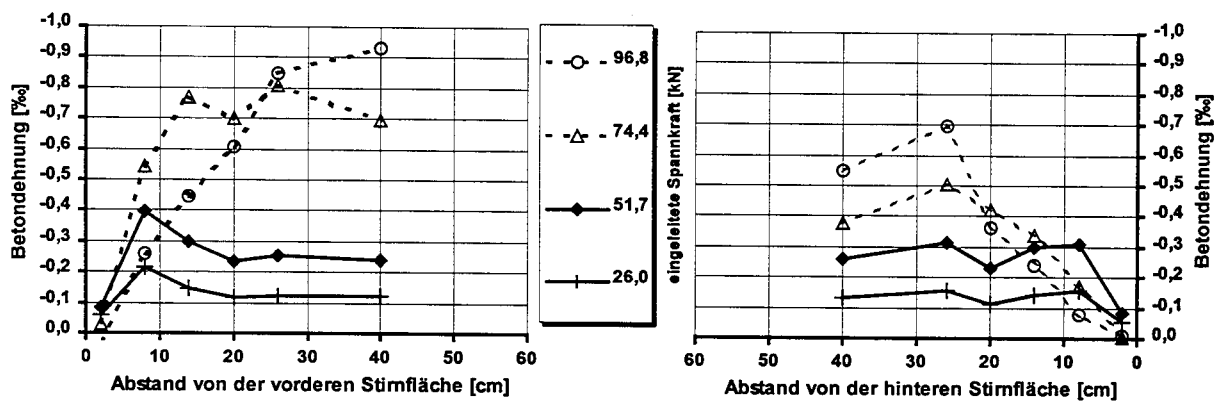


Bild B2.3: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 1 aus M 105 KS für vier Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 11,4 \text{ Ø}$, $c = 1,5 \text{ Ø}$)

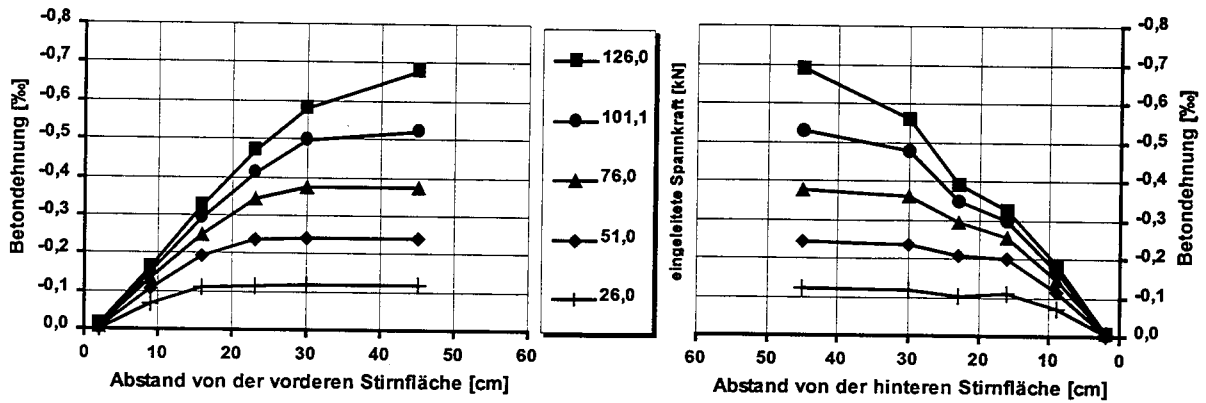


Bild B2.4: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 5 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 6,2 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

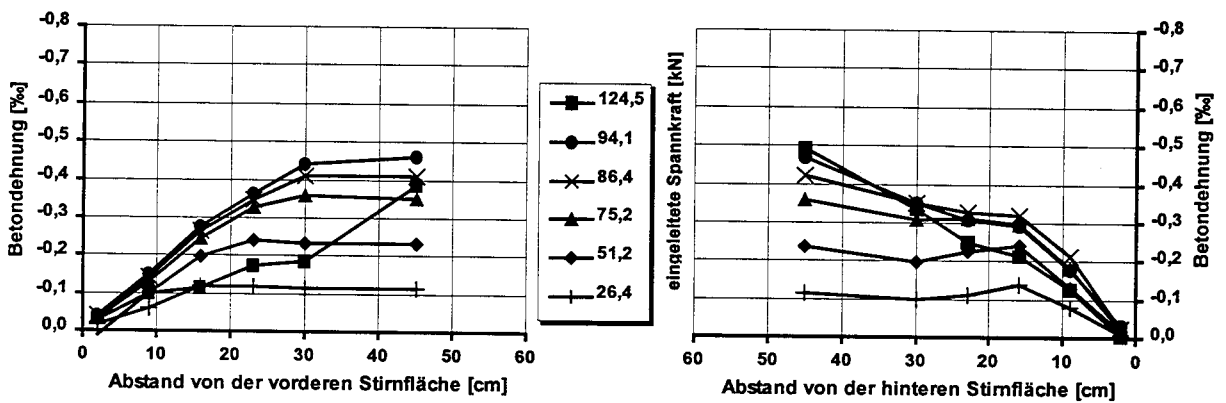


Bild B2.5: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 6 aus M 65 K für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 10,0 \text{ Ø}$, $c = 2,0 \text{ Ø}$)

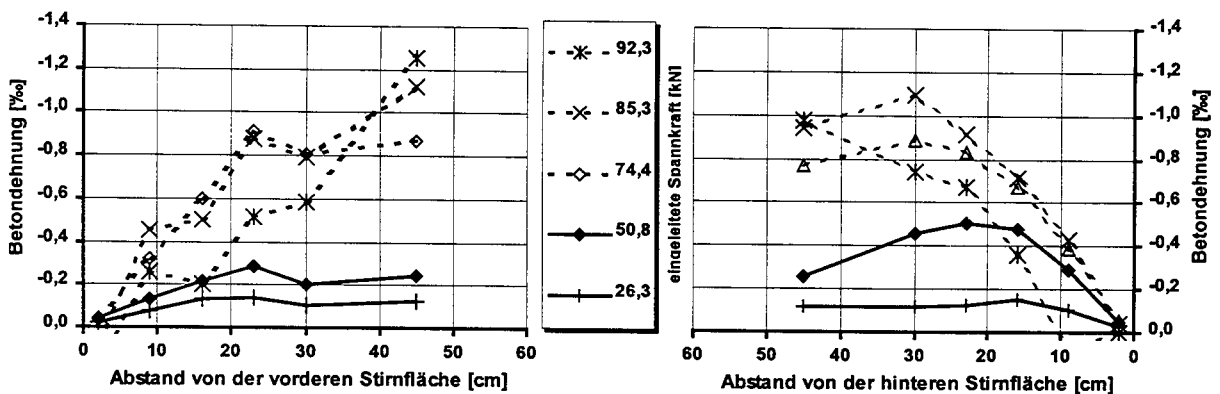


Bild B2.6: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 4 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 15,0 \text{ Ø}$, $c = 1,5 \text{ Ø}$)

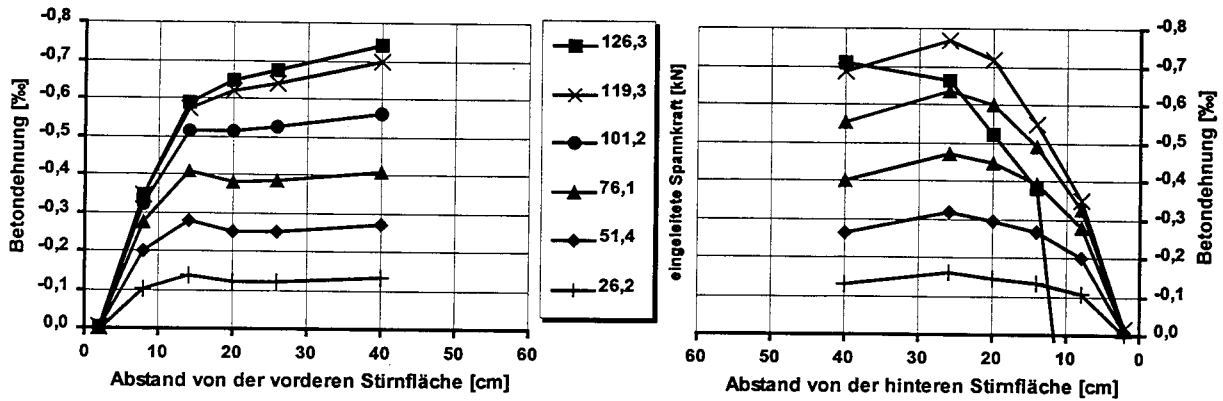


Bild B2.7: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 8 aus M 105 BS für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,6 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

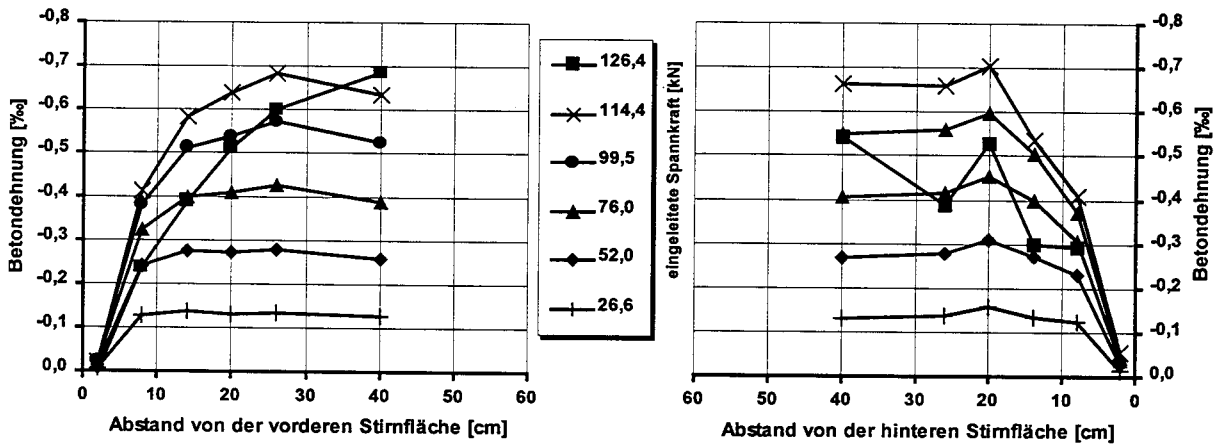


Bild B2.8: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 9 aus M 105 BS für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 5,6 \text{ Ø}$, $c = 2,0 \text{ Ø}$)

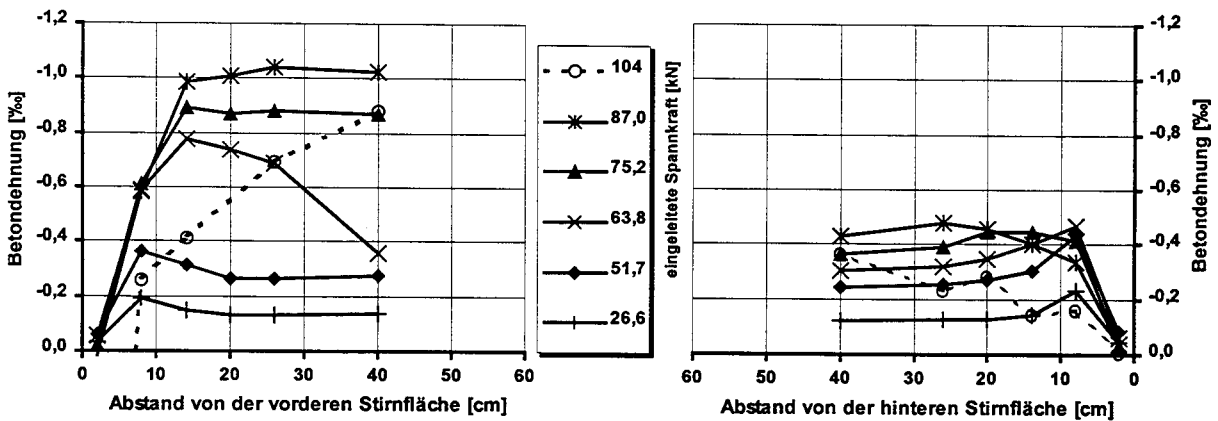


Bild B2.9: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 7 aus M 105 BS für sechs Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 9,4 \text{ Ø}$, $c = 1,5 \text{ Ø}$)

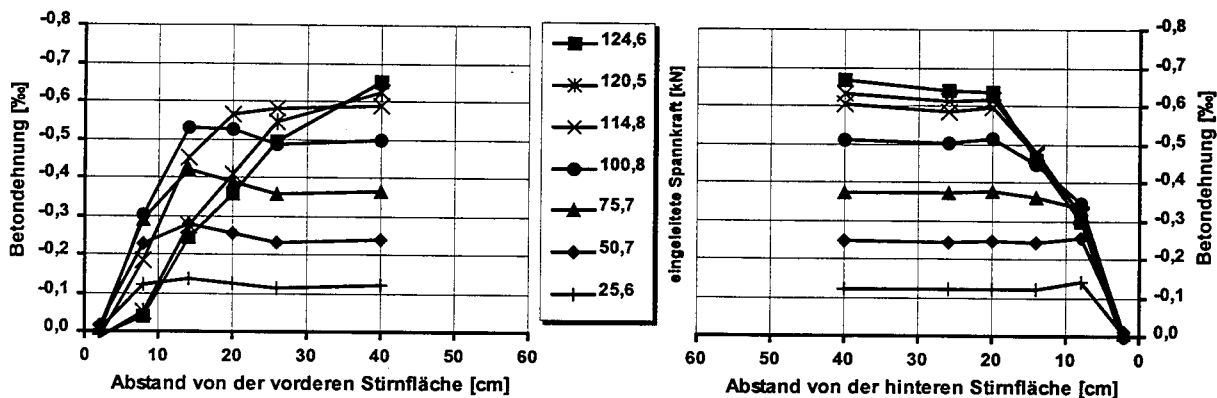


Bild B2.10: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 10 aus M 105 KS für sieben Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 2,5 \text{ Ø}$)

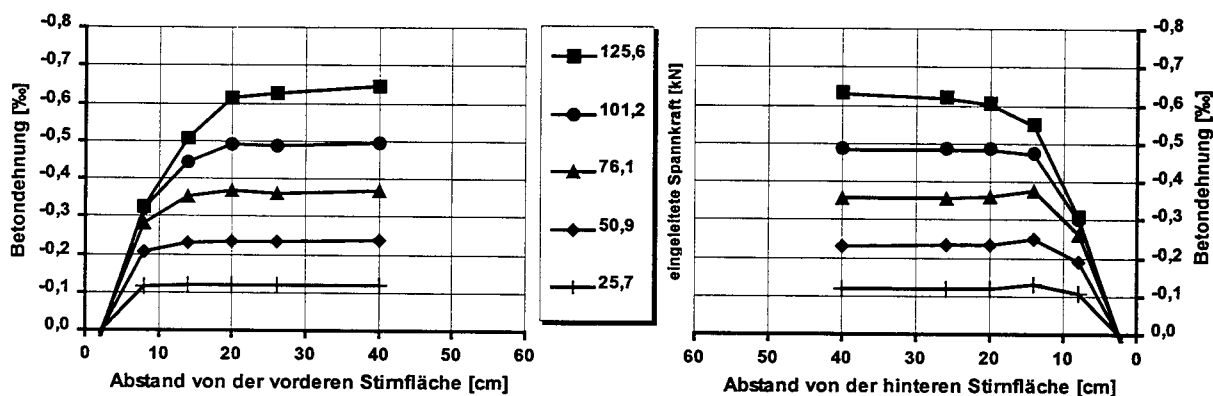


Bild B2.11: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 3,0 \text{ Ø}$)

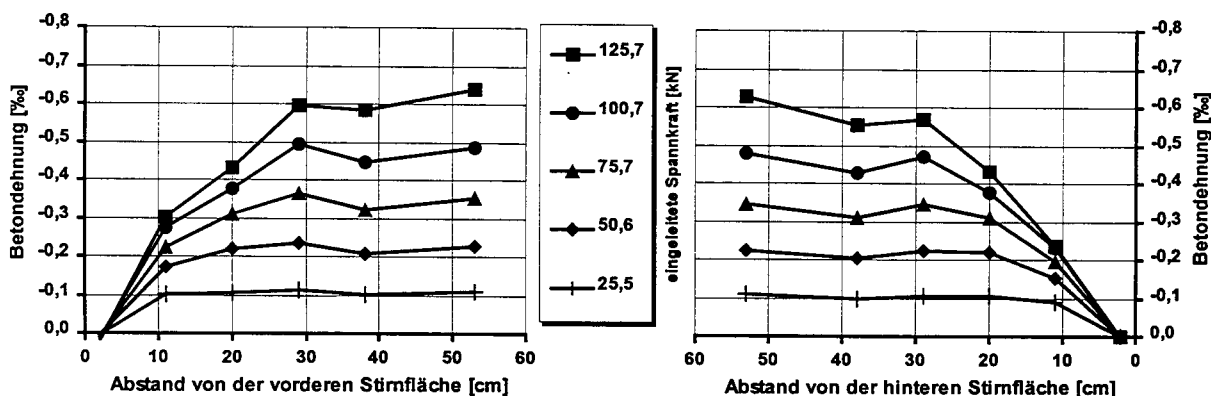


Bild B2.12: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 3,0 \text{ Ø}$)

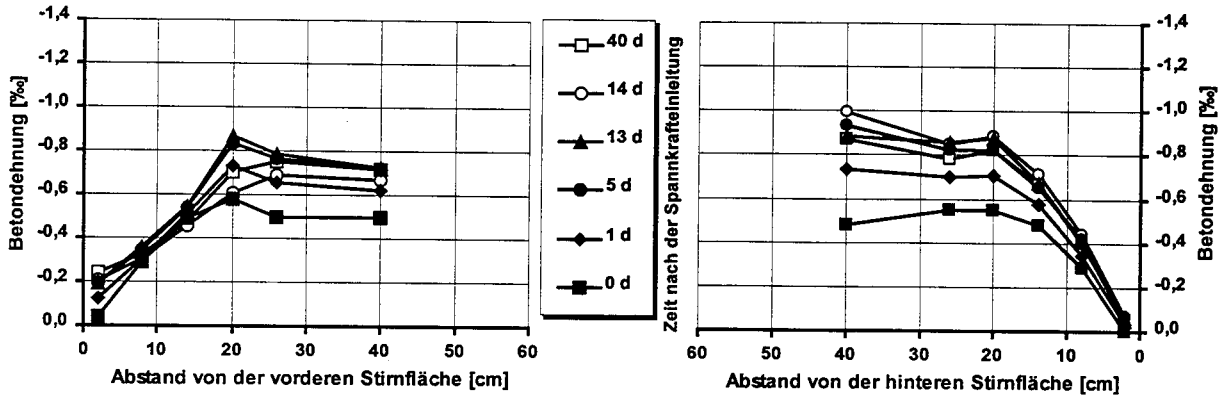


Bild B3.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 2 aus M 105 KS nach der Spannkrafteinleitung

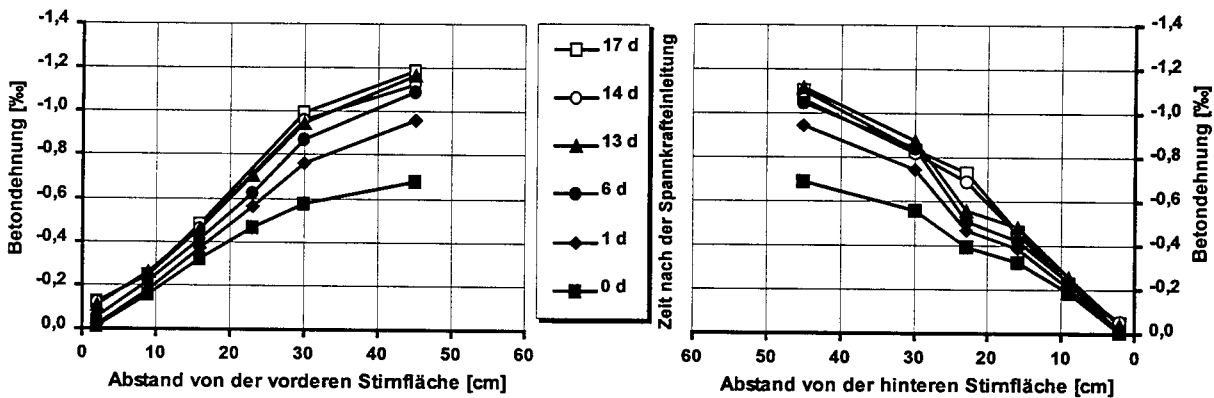


Bild B3.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 5 aus M 65 K nach der Spannkrafteinleitung

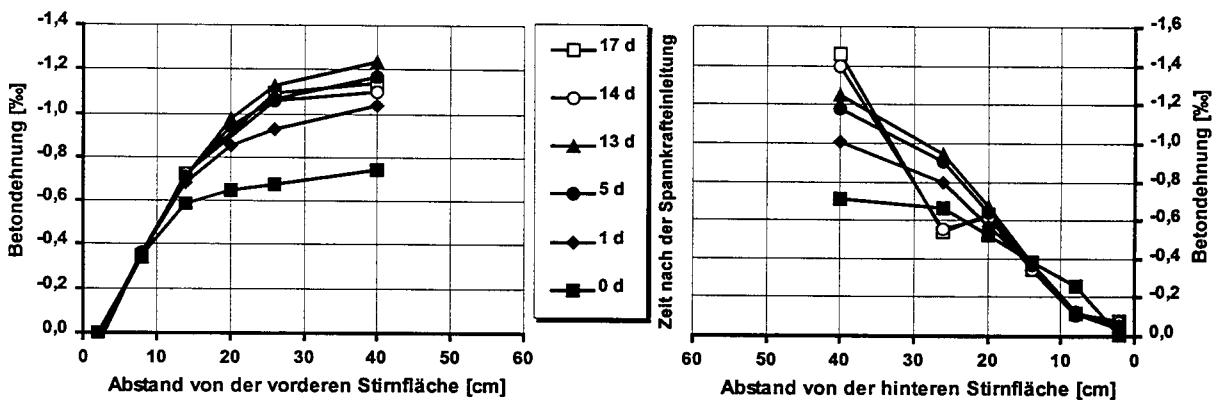


Bild B3.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 8 aus M 105 BS nach der Spannkrafteinleitung

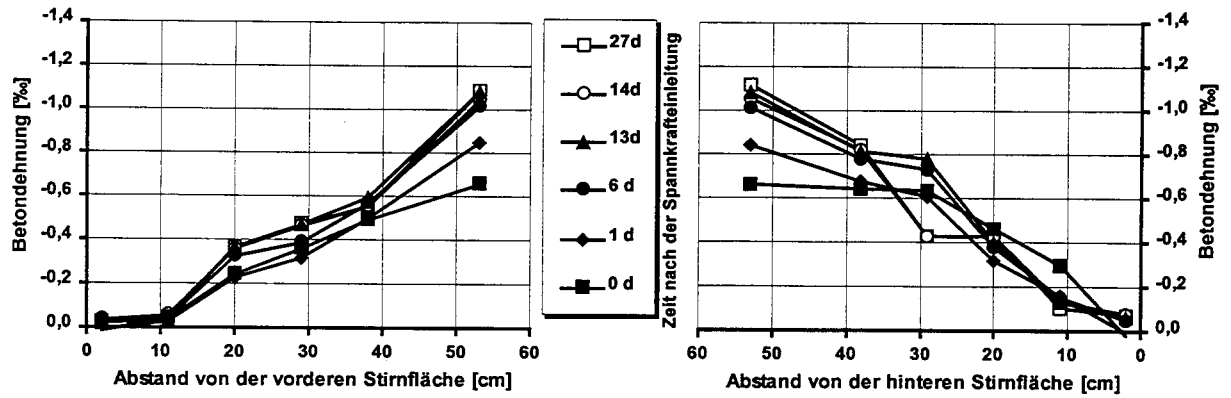


Bild B3.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 10 aus M 105 KS nach der S0pannkrafteinleitung

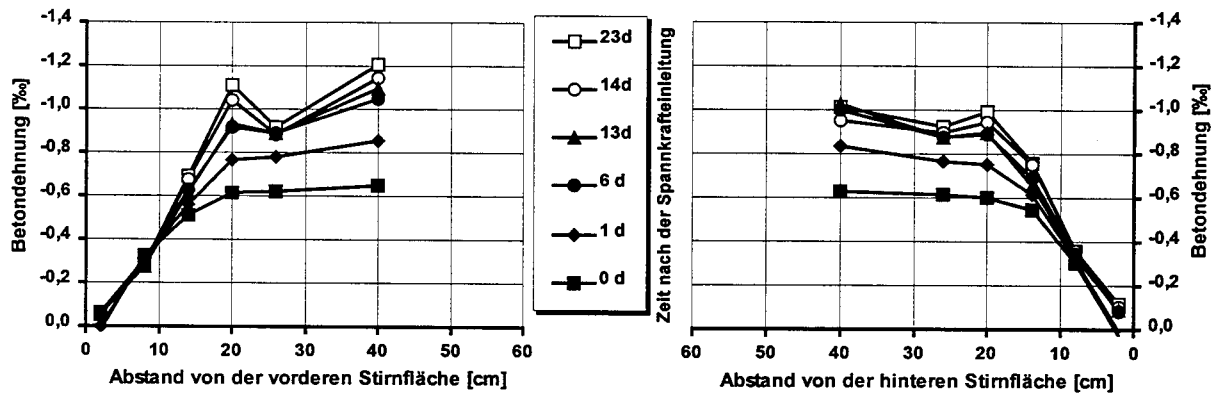


Bild B3.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus M 105 KS nach der Spannkrafteinleitung

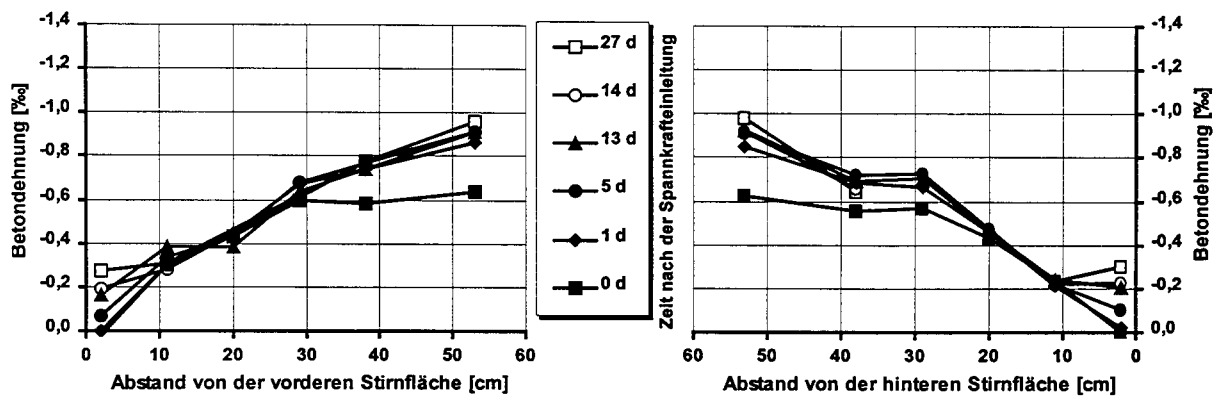


Bild B3.6: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus M 65 K nach der Spannkrafteinleitung

ANHANG C: ERGEBNISSE DER BALKENVERSUCHE

- C1) Verschiebungsverhalten der Spannstähle bei der Spannkrafteinleitung
- C2) Betondehnungen bei der Spannkrafteinleitung
- C3) Zeitabhängige Betondehnungen
- C4) Verschiebungsverhalten der Spannstähle beim Balkenversuch
- C5) Rißbilder beim Balkenversuch

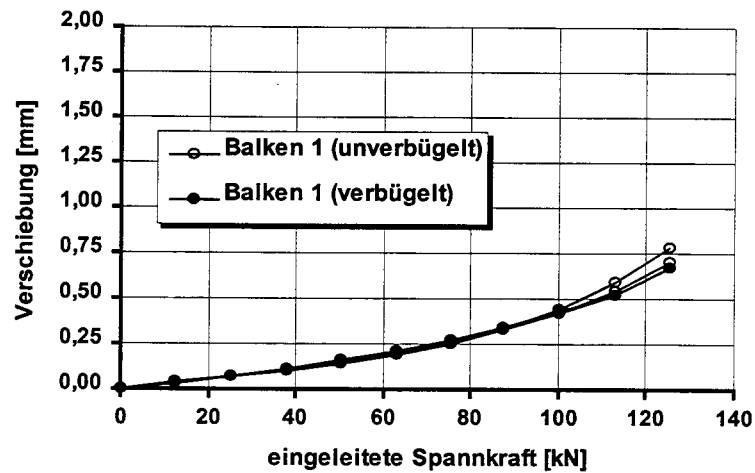


Bild C1.1: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 1 aus M 105 KS (24 Stunden: $\beta_{w150} = 74,5 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$

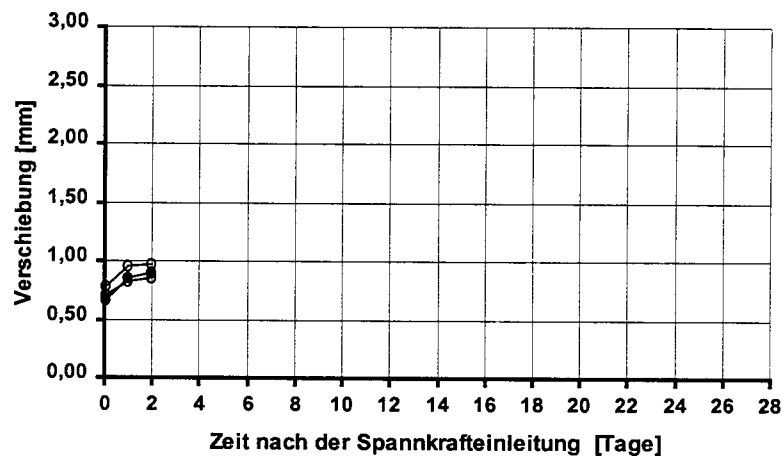


Bild C1.2: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken 1 bis 2 Tage nach der Spannkrafteinleitung

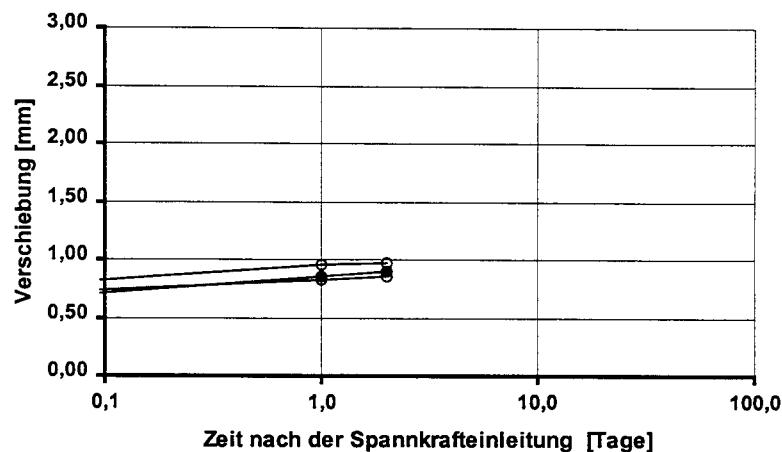


Bild C1.3: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken 1 bis 2 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

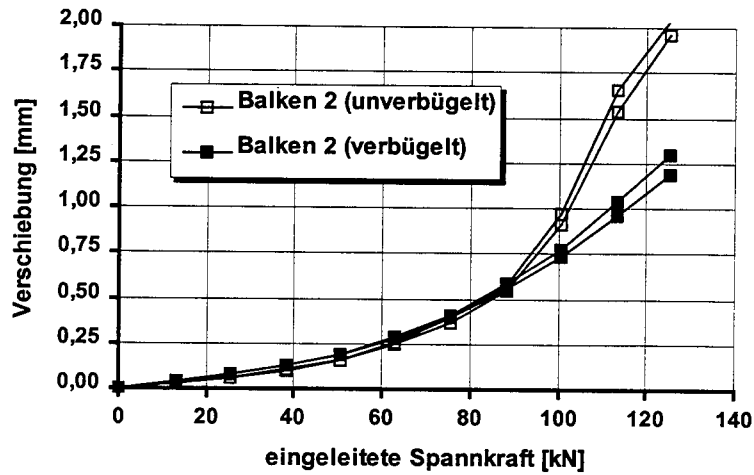


Bild C1.4: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 2 aus M 65 K (24 Stunden: $f_{w150} = 49,6 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$

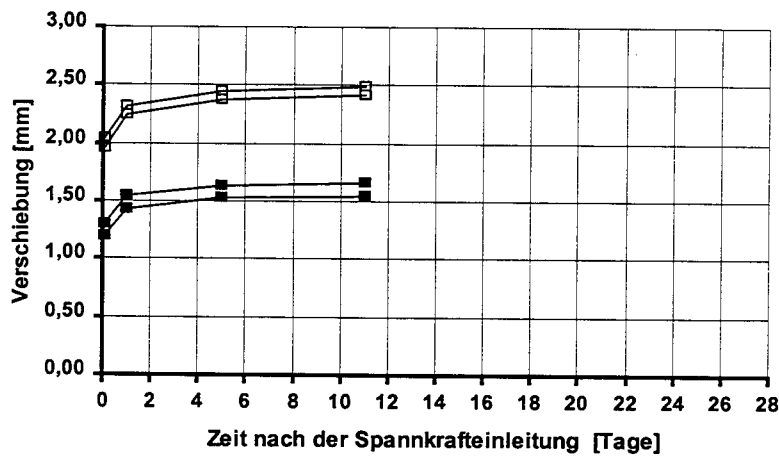


Bild C1.5: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken 2 bis 11 Tage nach der Spannkrafteinleitung

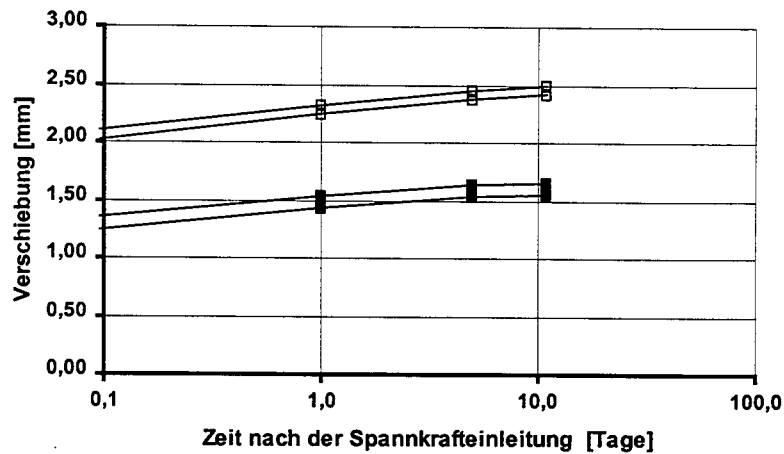


Bild C1.6: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken 2 bis 11 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

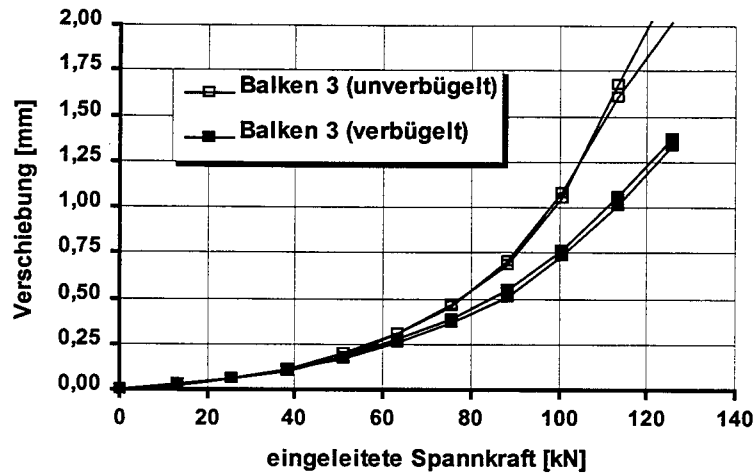


Bild C1.7: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 3 aus M 45 K (3 Tage: $\beta_{w150} = 39,2 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,0 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,0 \varnothing$

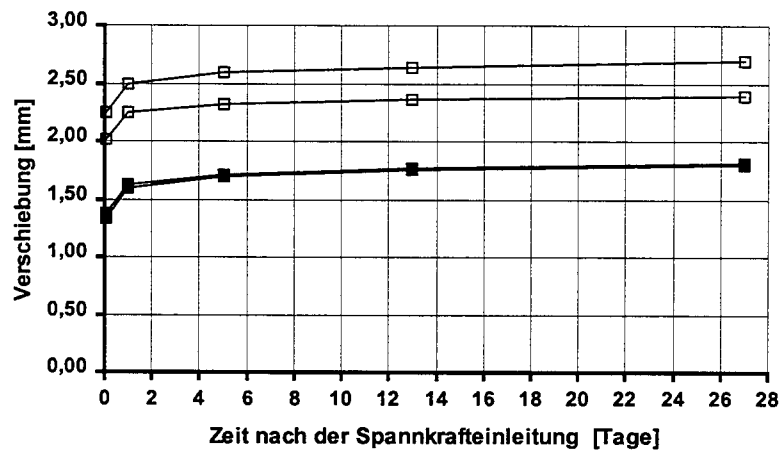


Bild C1.8: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken 3 bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung

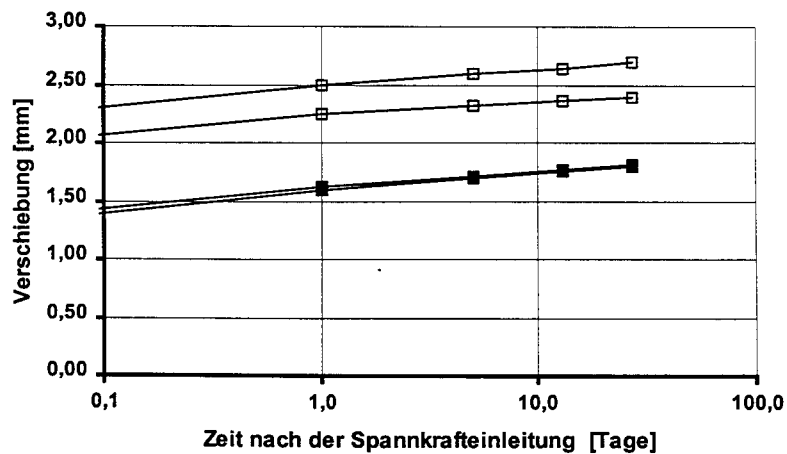


Bild C1.9: Zeitabhängige Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei Balken 3 bis 27 Tage nach der Spannkrafteinleitung (logarithmische Darstellung)

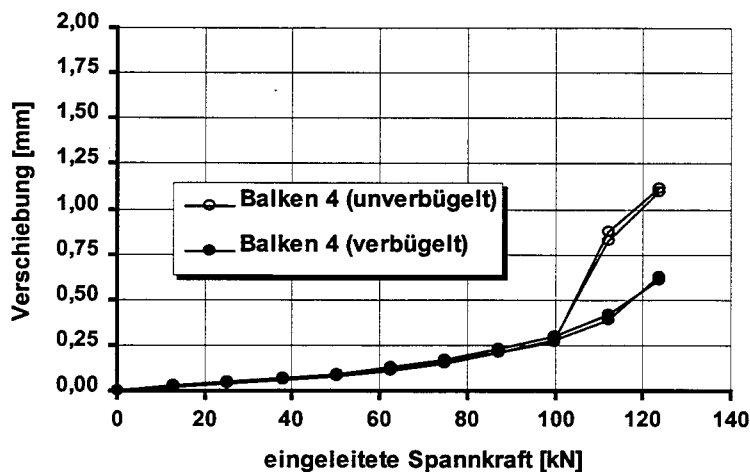


Bild C1.10: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 4 aus M 105 KS (24 Stunden: $\beta_{w150} = 71,4 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,5 \varnothing$

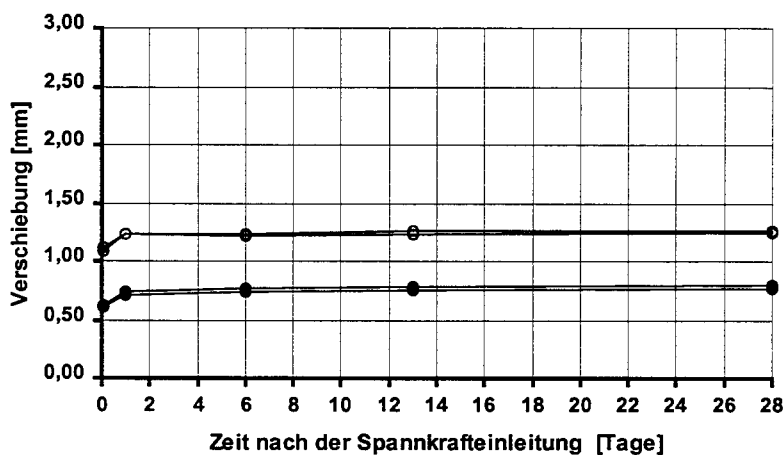


Bild C1.11: Zeitabhängige Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei Balken 4 bis 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung

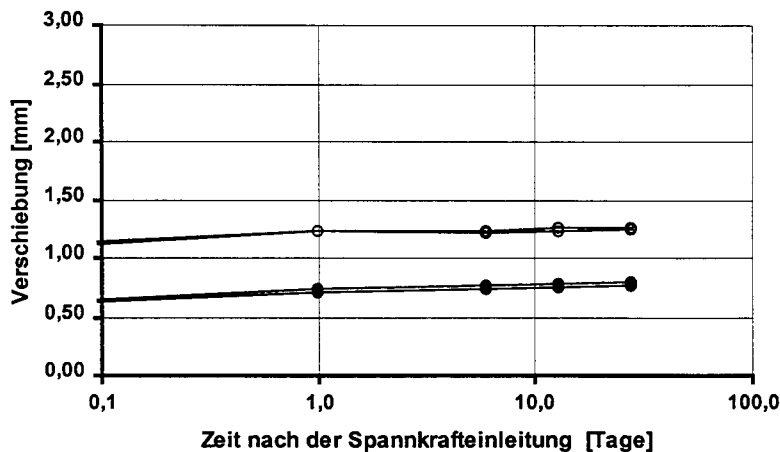


Bild C1.12: Zeitabhängige Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei Balken 4 bis 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

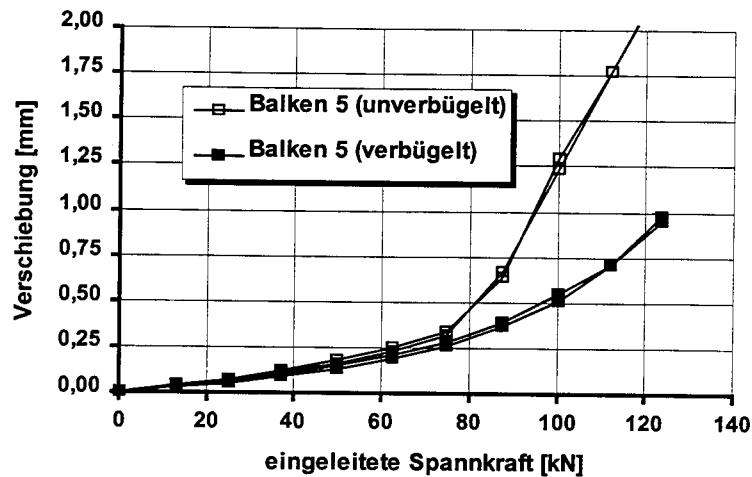


Bild C1.13: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 5 aus M 65 K (24 Stunden: $\beta_{w150} = 46,4 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,5 \varnothing$

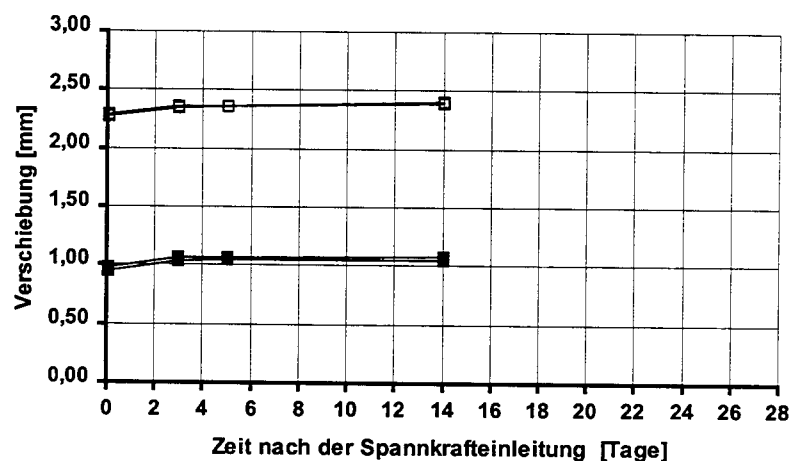


Bild C1.14: Zeitabhängige Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei Balken 5 bis 14 Tage nach der Spannkrafteinleitung

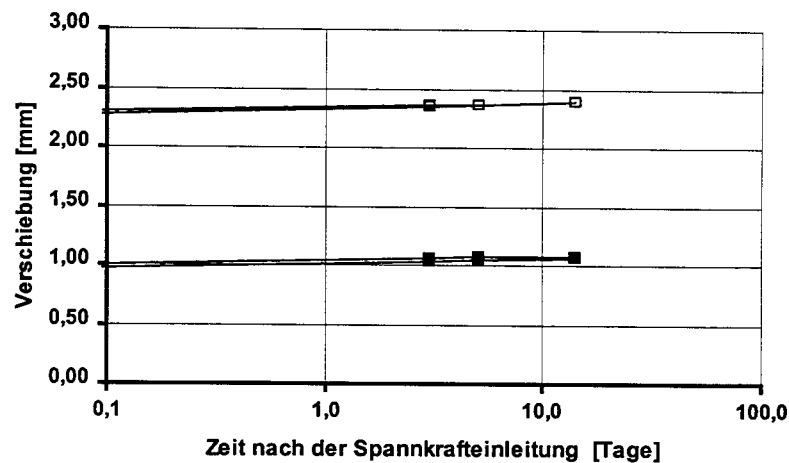


Bild C1.15: Zeitabhängige Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei Balken 5 bis 14 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

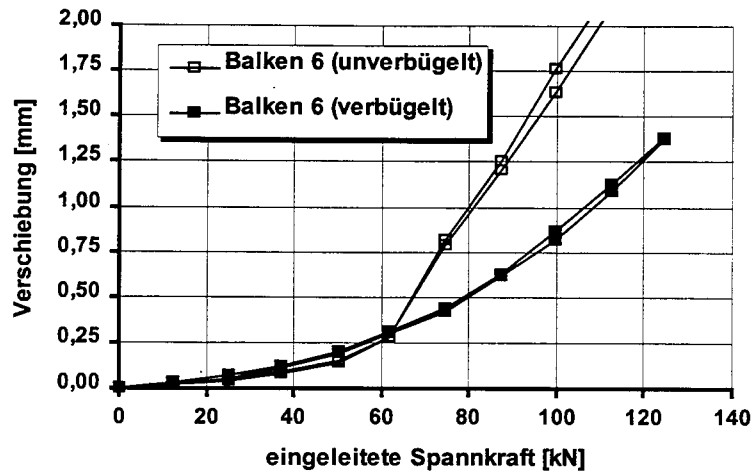


Bild C1.16: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Balken 6 aus M 45 K (3 Tage: $\beta_{w150} = 34,9 \text{ N/mm}^2$), lichter Abstand $s = 2,5 \varnothing$, Betondeckung $c = 3,5 \varnothing$

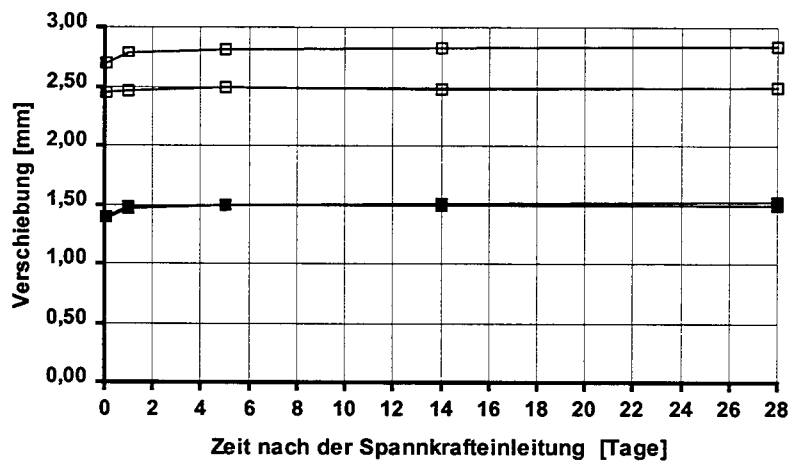


Bild C1.17: Zeitabhängige Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei Balken 6 bis 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung

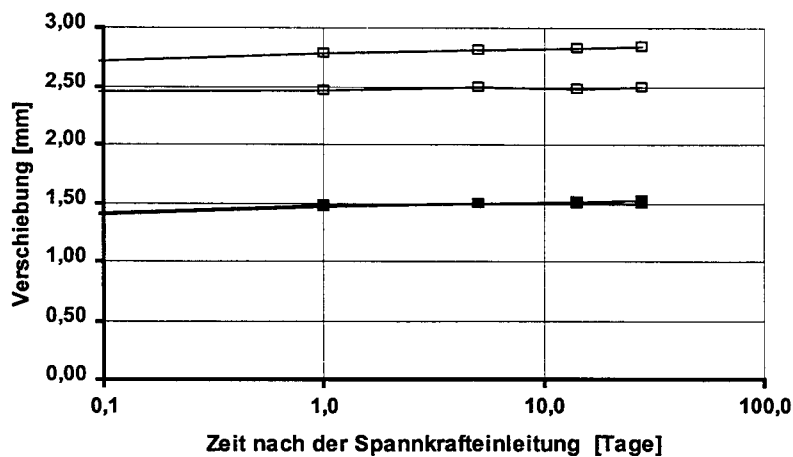


Bild C1.18: Zeitabhängige Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen bei Balken 6 bis 28 Tage nach der Spannkrafteinleitung (log. Darstellung)

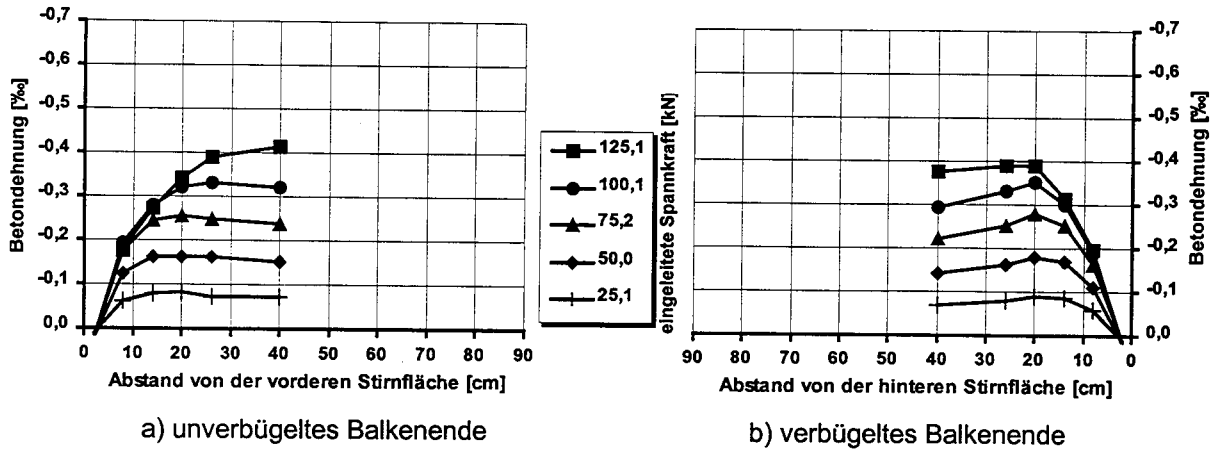


Bild C2.1: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 1 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 3,0 \text{ Ø}$)

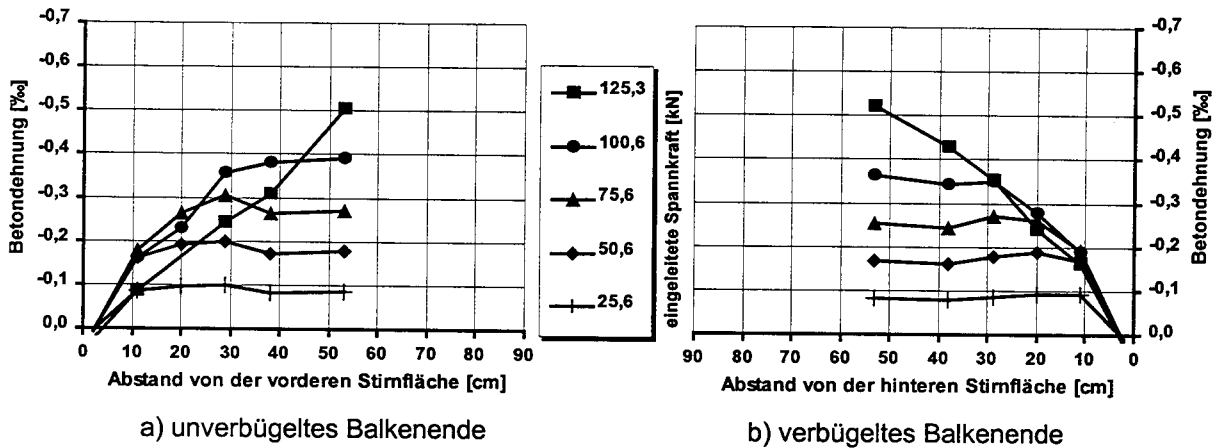


Bild C2.2: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 2 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 3,0 \text{ Ø}$)

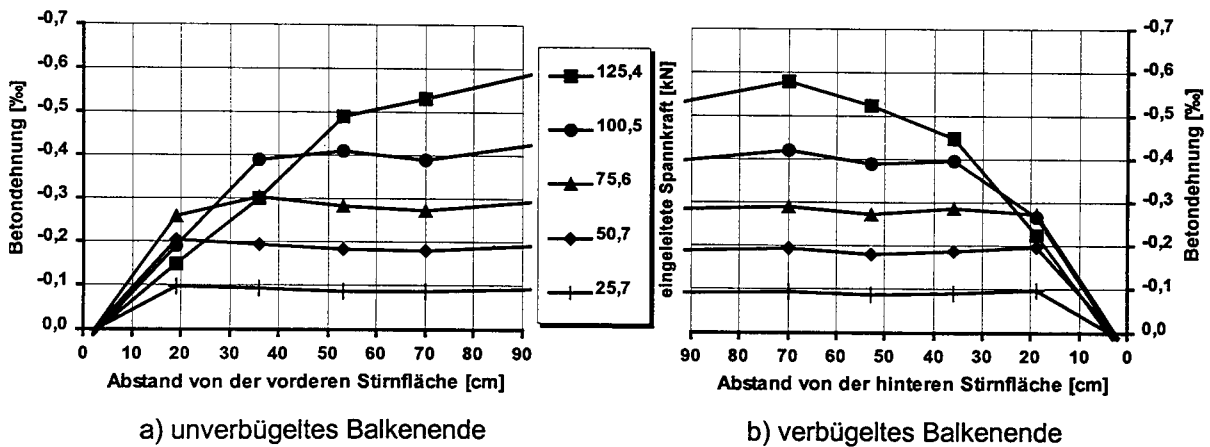


Bild C2.3: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 3 aus M 45 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (Litzen: $s = 2,0 \text{ Ø}$, $c = 3,0 \text{ Ø}$)

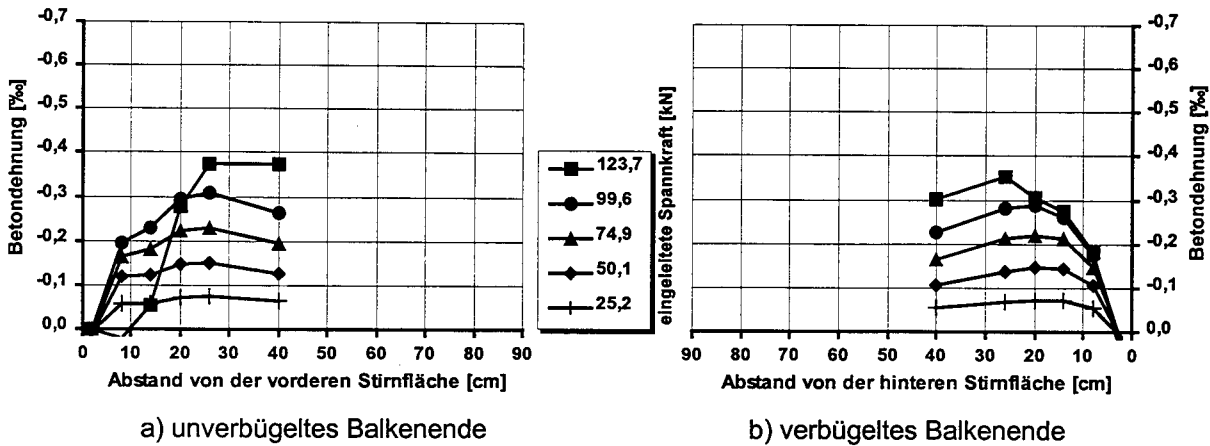


Bild C2.4: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 4 aus M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)

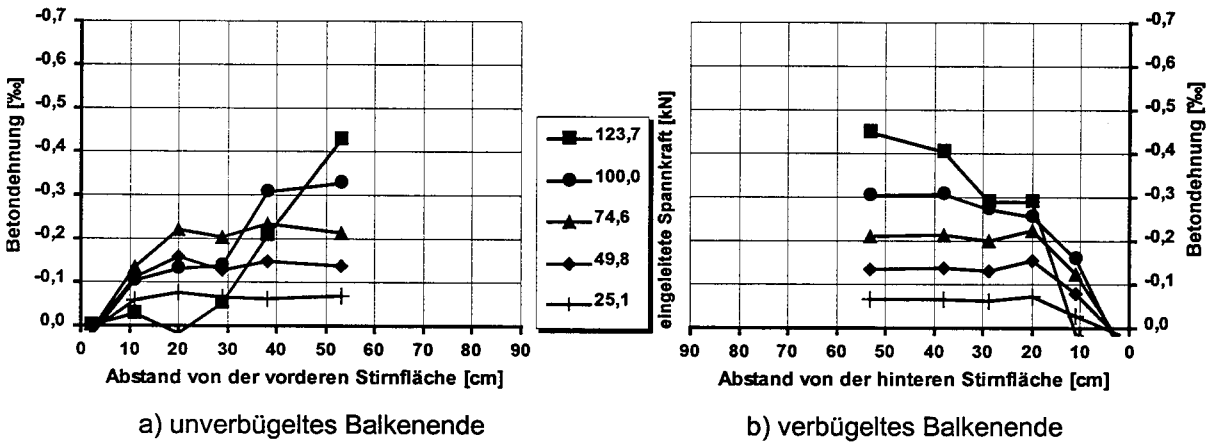


Bild C2.5: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 5 aus M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)

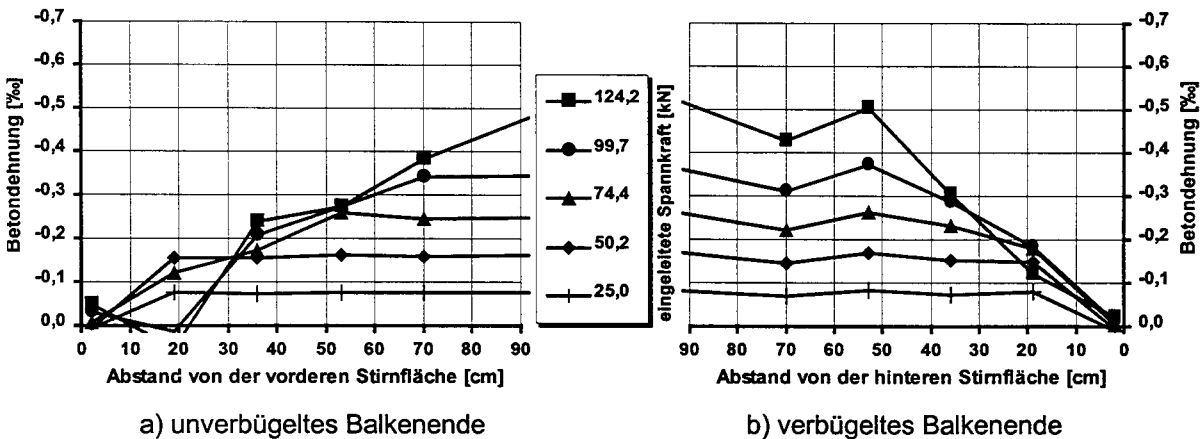


Bild C2.6: Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 6 aus M 45 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung (gerippte Spanndrähte: $s = 2,5 \text{ Ø}$, $c = 3,5 \text{ Ø}$)

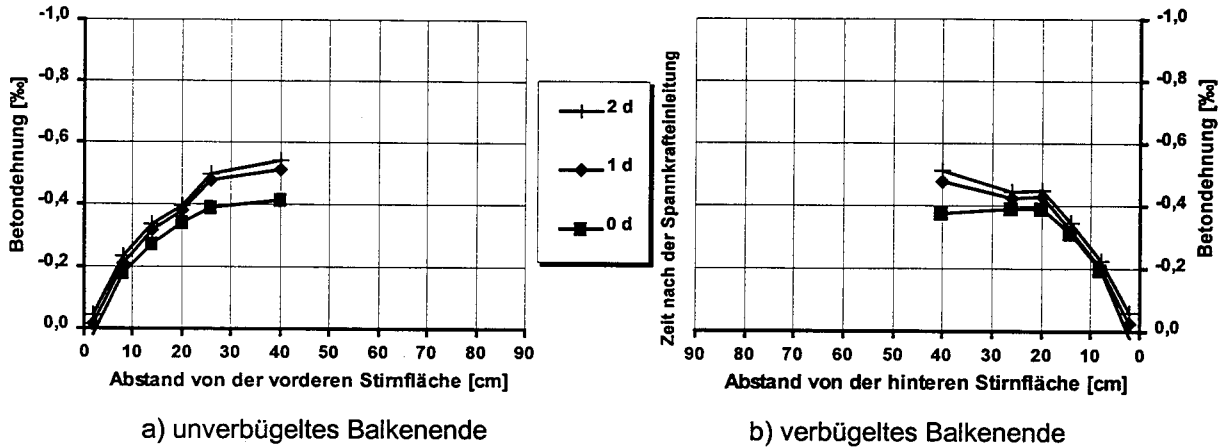


Bild C3.1: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 1 aus M 105 KS nach der Spannkrafteinleitung

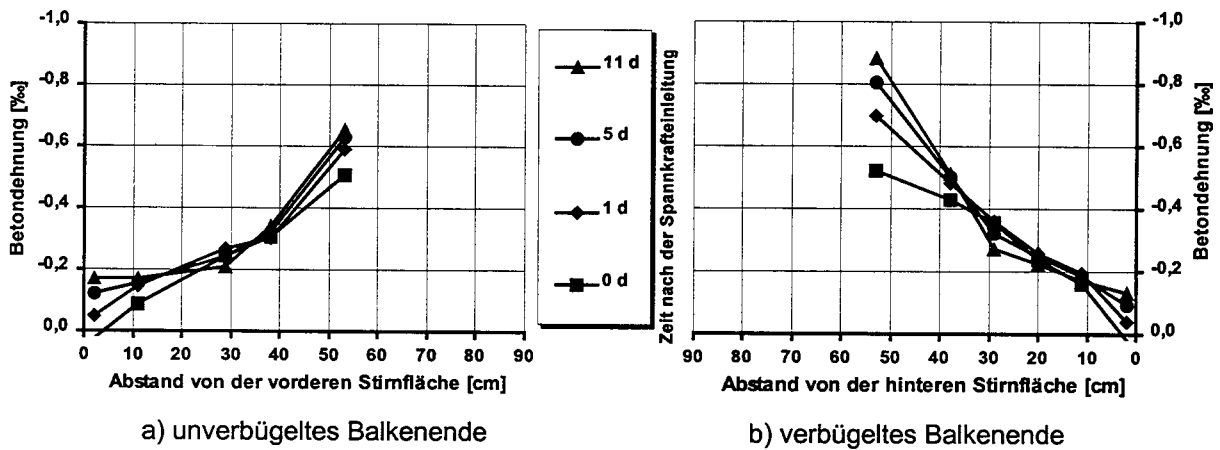


Bild C3.2: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 2 aus M 65 K nach der Spannkrafteinleitung

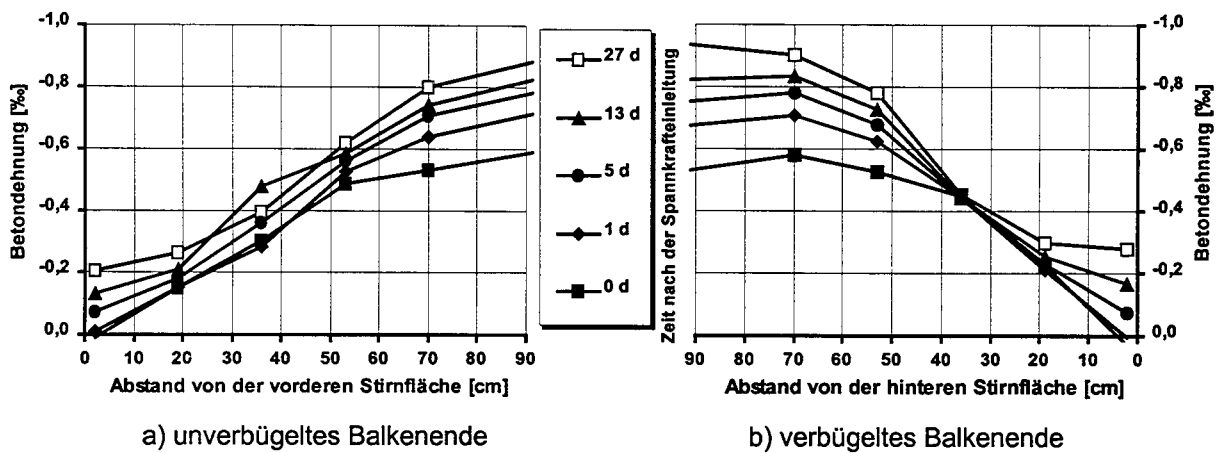


Bild C3.3: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 3 aus M 45 K nach der Spannkrafteinleitung

Für Balken 4 können die zeitabhängigen Betondehnungen wegen einer Rißbildung im Bereich der Dehnungsmeßstreifen nicht angegeben werden.

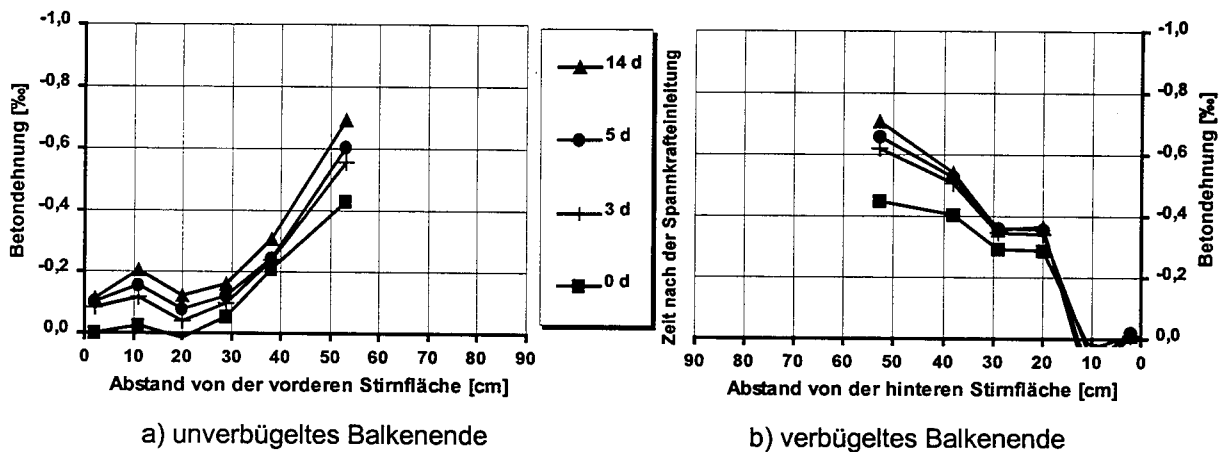


Bild C3.4: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 5 aus M 65 K nach der Spannkrafteinleitung

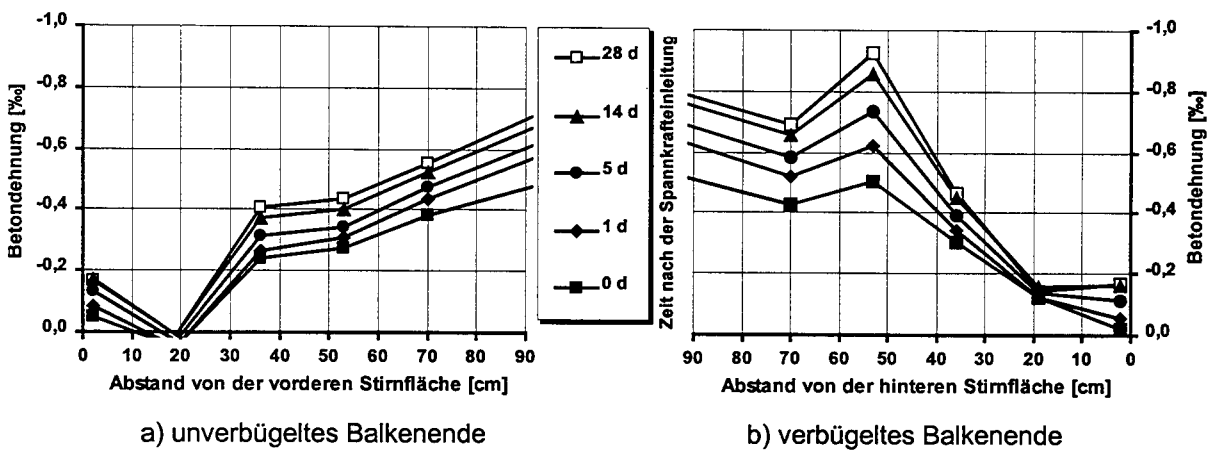


Bild C3.5: Zeitabhängige Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Balken 6 aus M 45 K nach der Spannkrafteinleitung

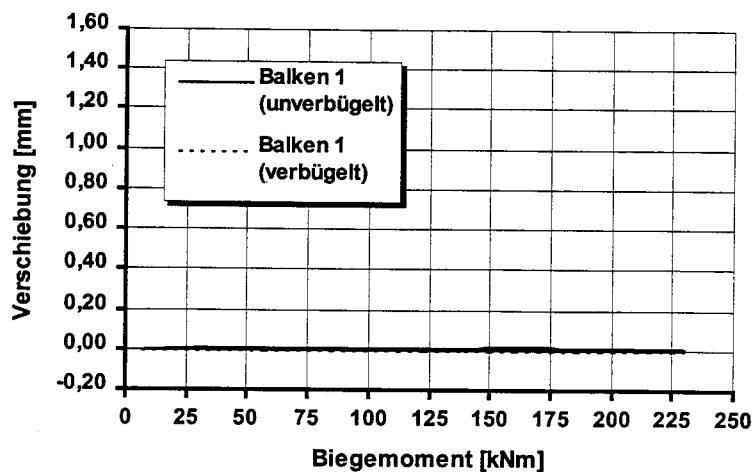


Bild C4.1: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 1 aus M 105 KS)

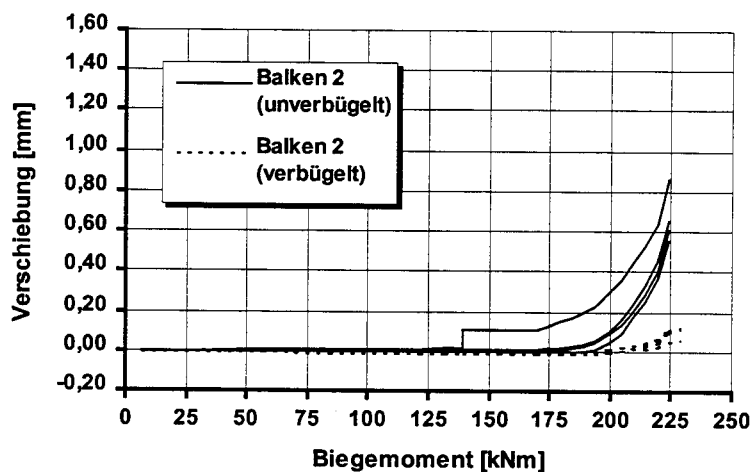


Bild C4.2: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 2 aus M 65 K)

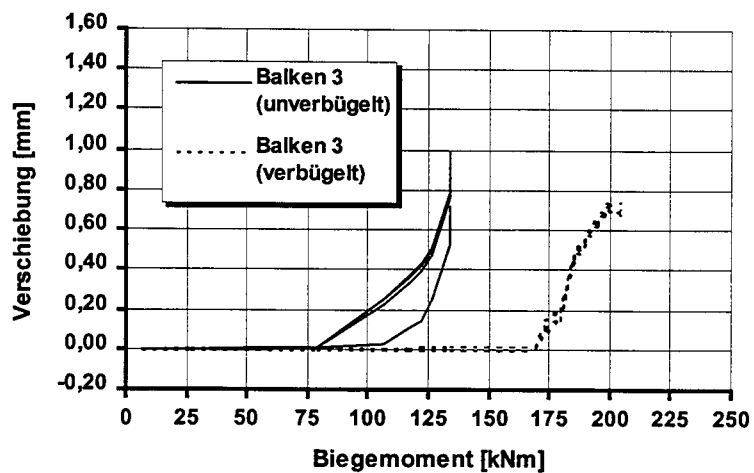


Bild C4.3: Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 3 aus M 45 K)

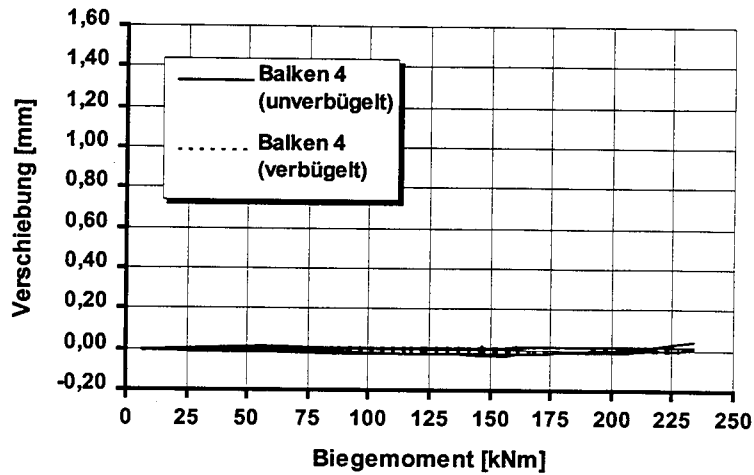


Bild C4.4: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 4 aus M 105 KS)

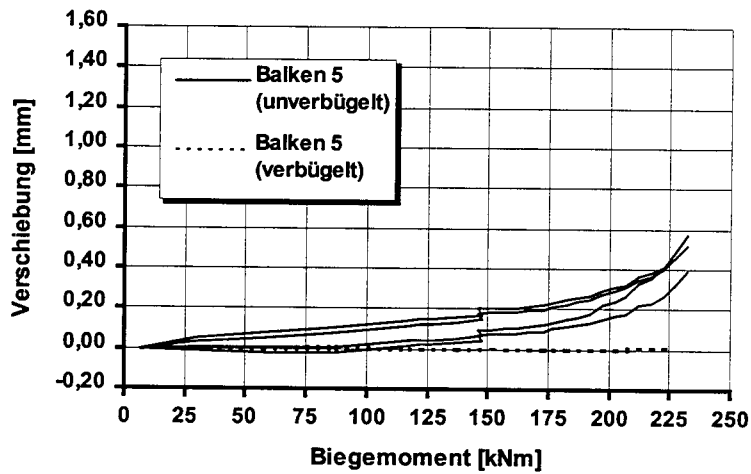


Bild C4.5: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 5 aus M 65 K)

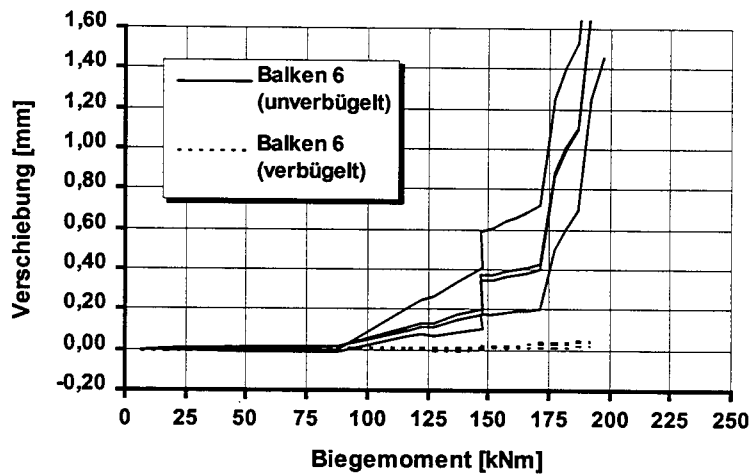
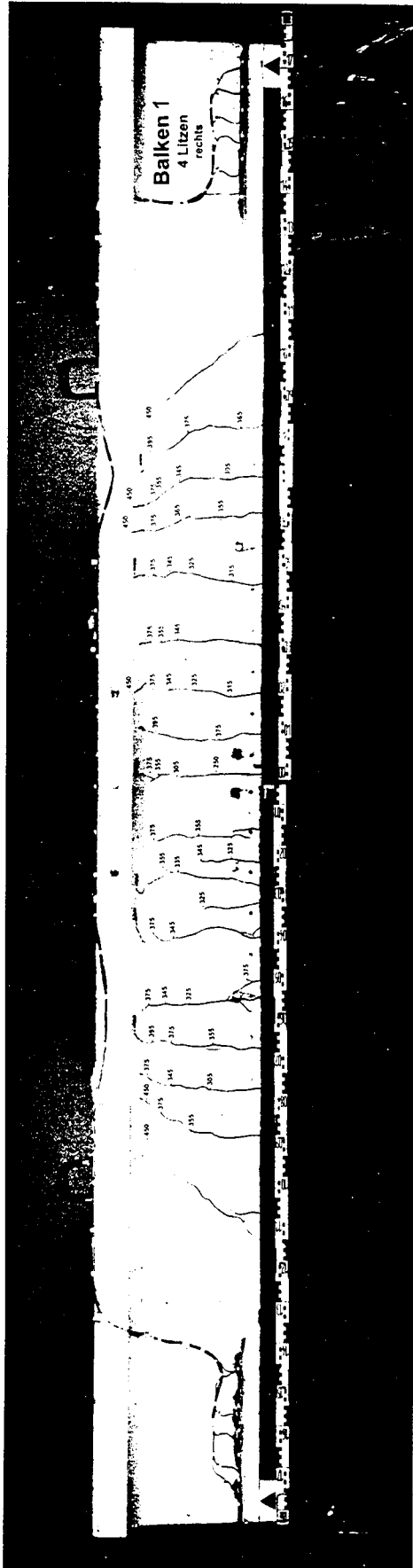
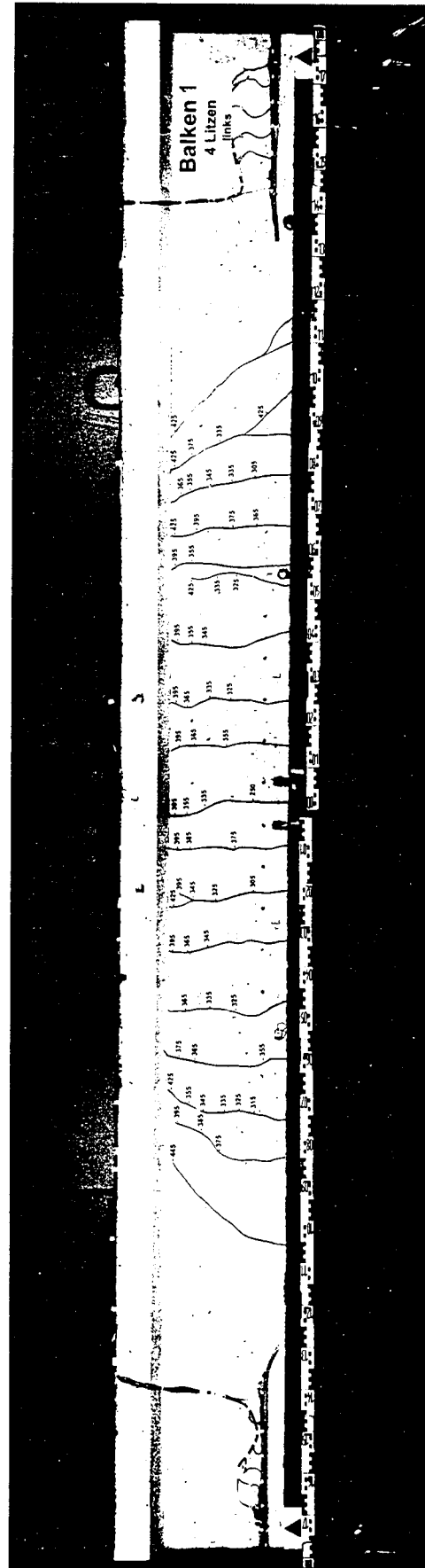


Bild C4.6: Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an den Stirnflächen beim Balkenversuch (Balken 6 aus M 45 K)



unverbügeltes Balkenende

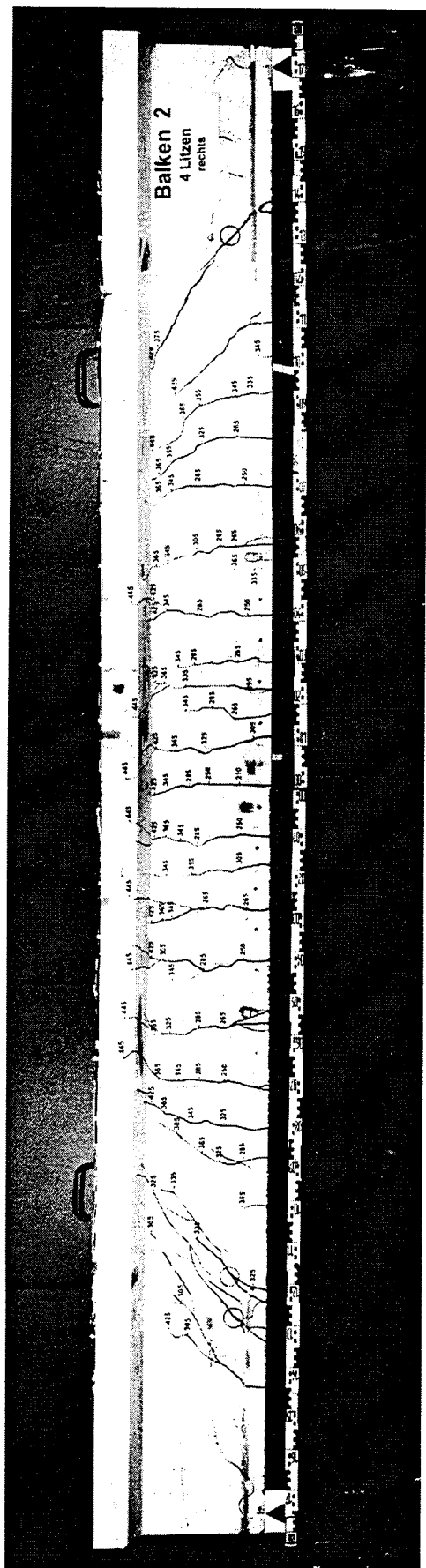
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

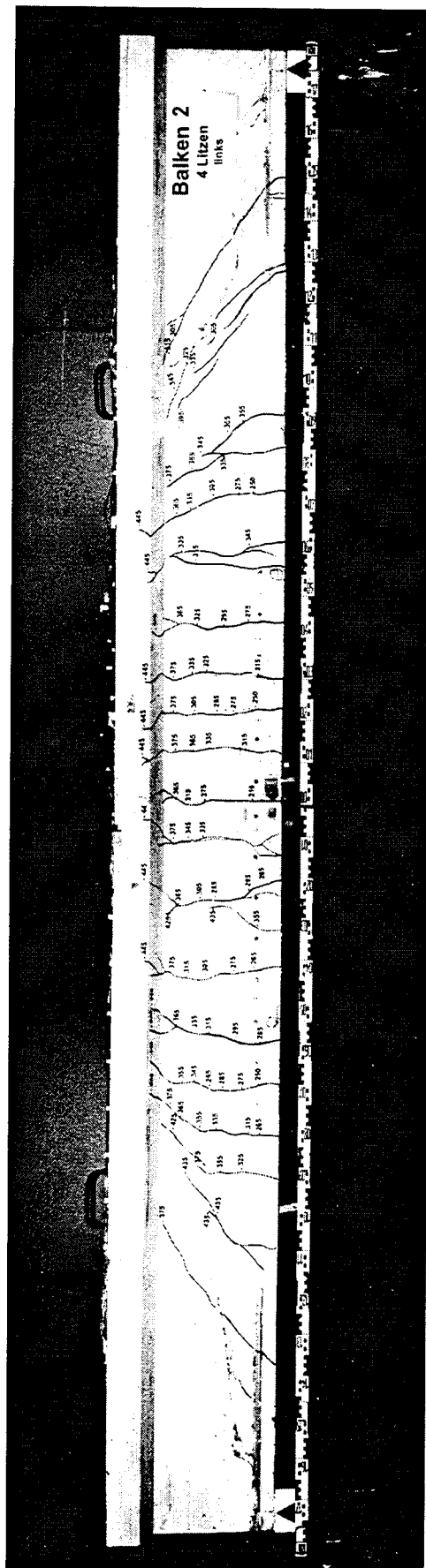
unverbügeltes Balkenende

Bild C5.1: Rißbild des Balkens 1 (4 Litzen 0,5“)



unverbügeltes Balkenende

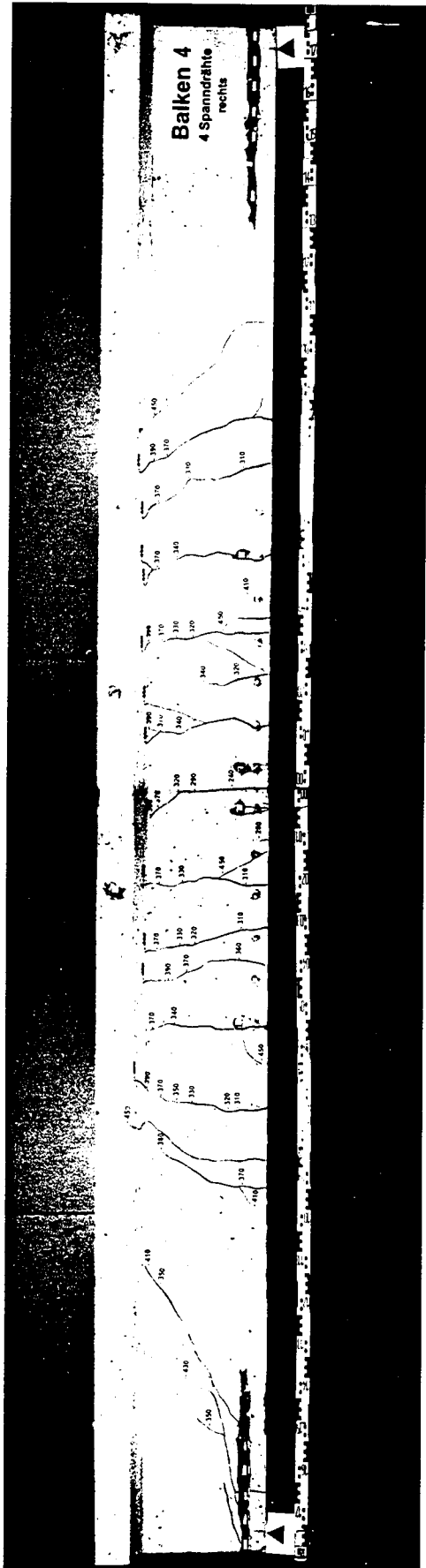
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

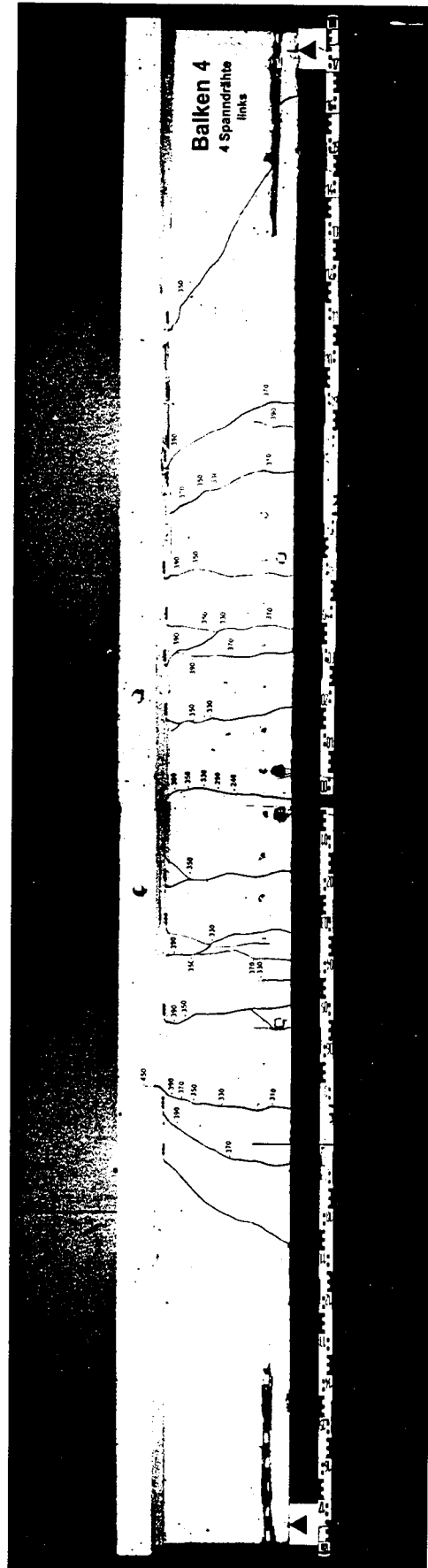
unverbügeltes Balkenende

Bild C5.2: Rißbild des Balkens 2 (4 Litzen 0,5“)



unverbügeltes Balkenende

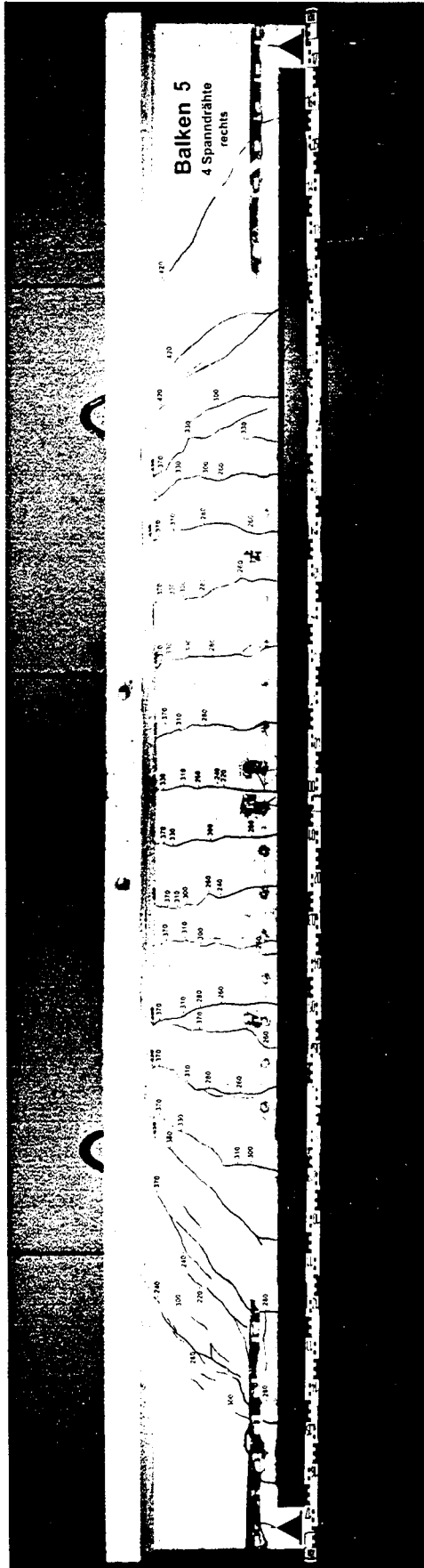
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

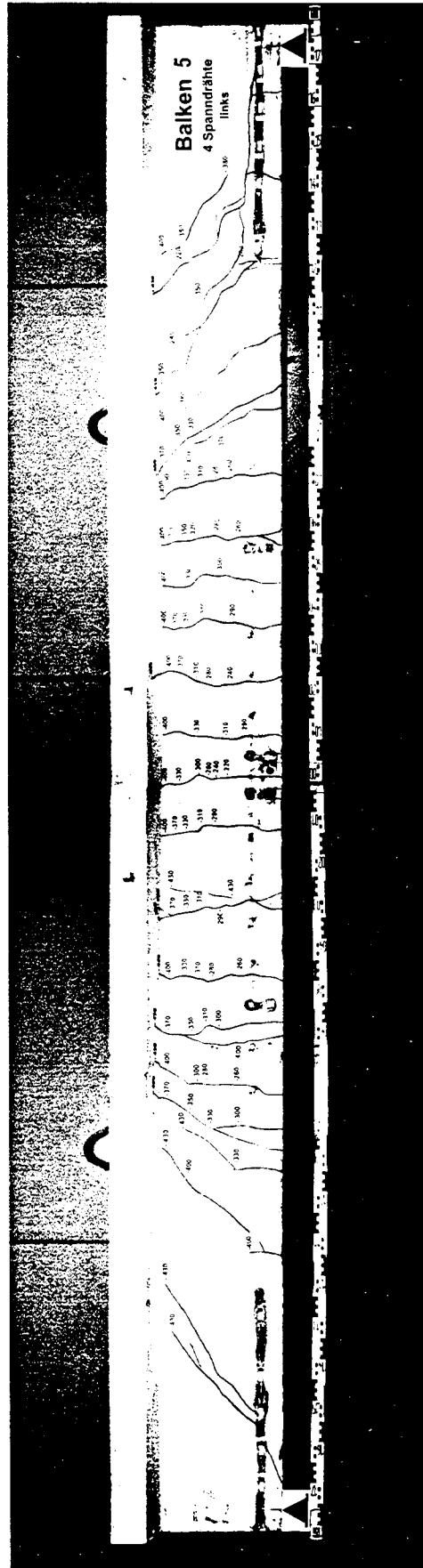
unverbügeltes Balkenende

Bild C5.4: Ribbild des Balkens 4 (4 Spanndrähte Ø 12)



unverbügeltes Balkenende

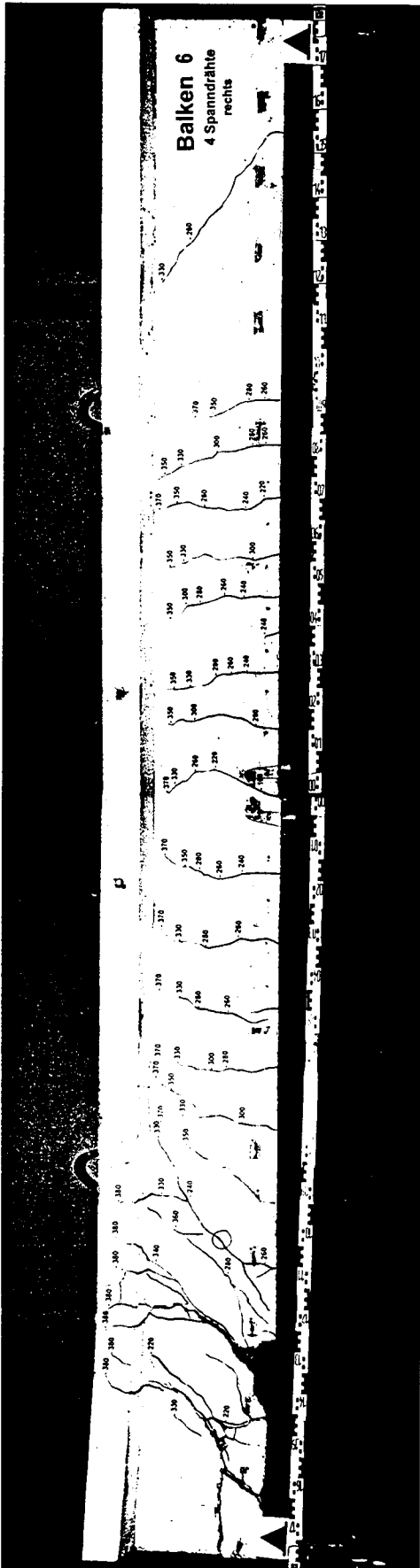
verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

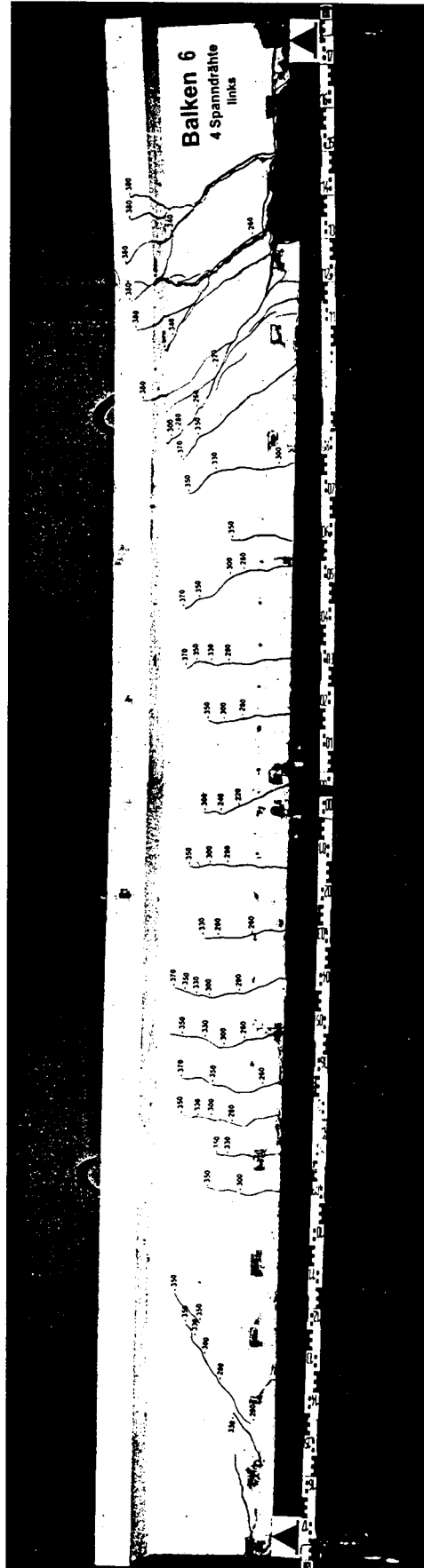
unverbügeltes Balkenende

Bild C5.5: Rissbild des Balkens 5 (4 Spanndrähte Ø 12)



unverbügeltes Balkenende

verbügeltes Balkenende



verbügeltes Balkenende

unverbügeltes Balkenende

Bild C5.6: Rissbild des Balkens 6 (4 Spanndrähte Ø 12)

ANHANG D: VERGLEICH DER ERGEBNISSE DER FINITE-ELEMENT- BERECHNUNG (FEM) MIT DEN VERSUCHSERGEBNISSEN BEI DER SPANNKRAFTEINLEITUNG

D1) Versuchskörper 2, 5, 8,10,11,12

D2) Versuchsbalken 1 bis 6

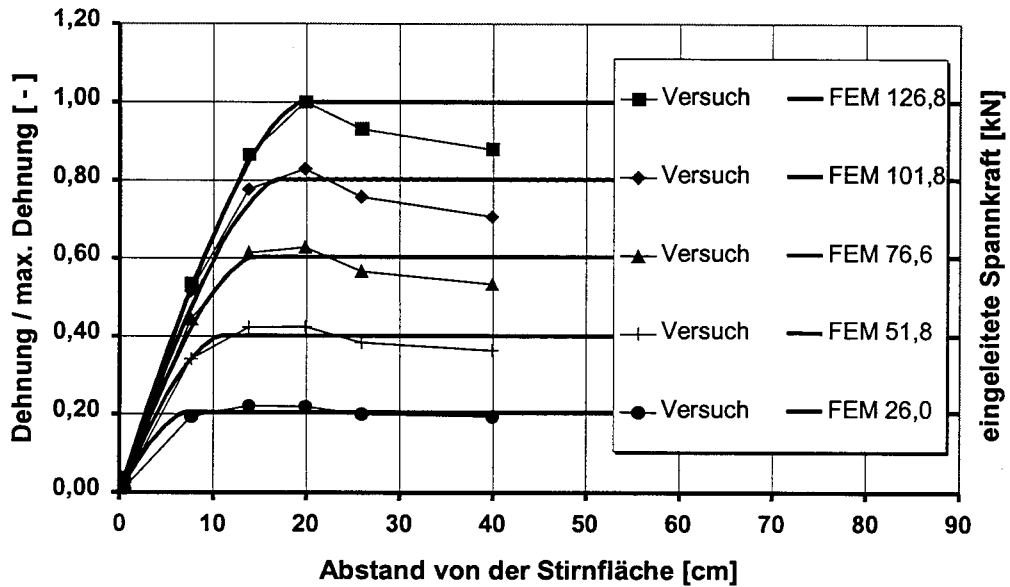


Bild D1.1: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 2 aus Beton M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

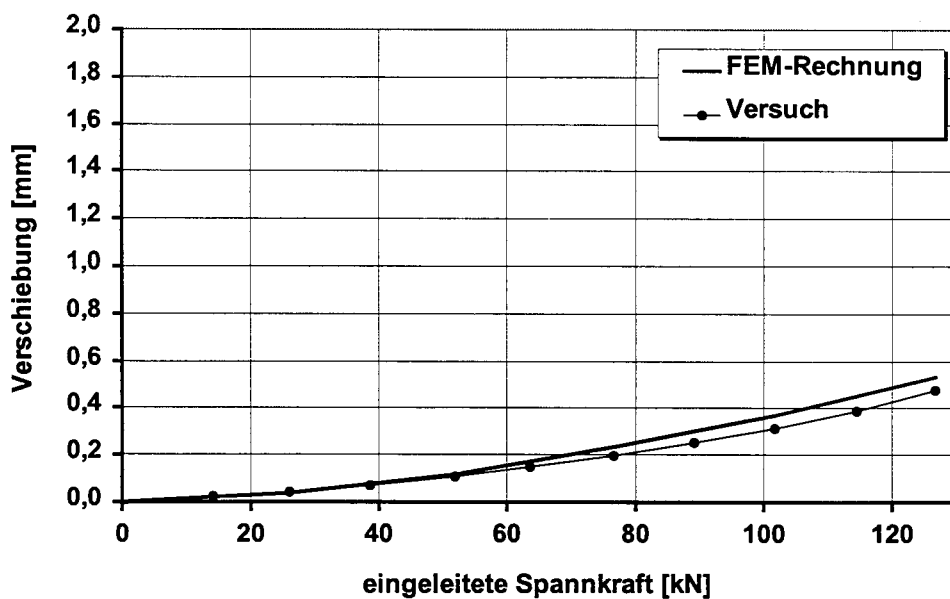


Bild D1.2: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 2

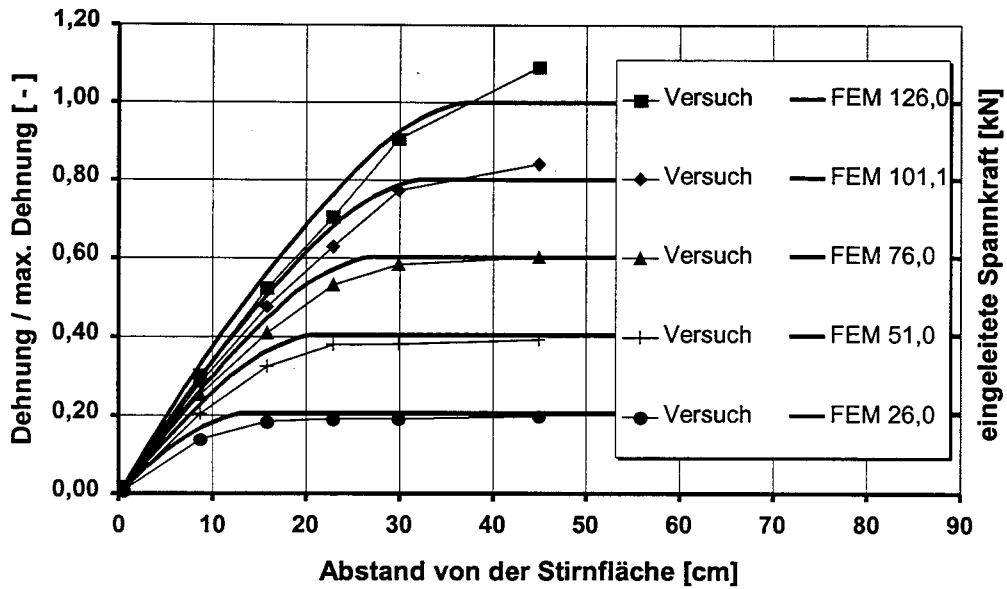


Bild D1.3: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 5 aus Beton M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

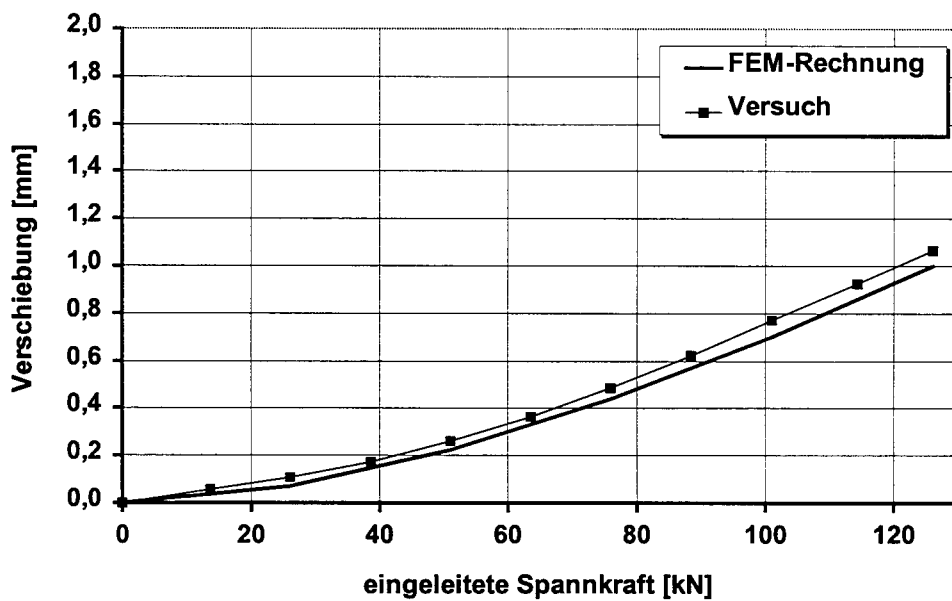


Bild D1.4: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 5

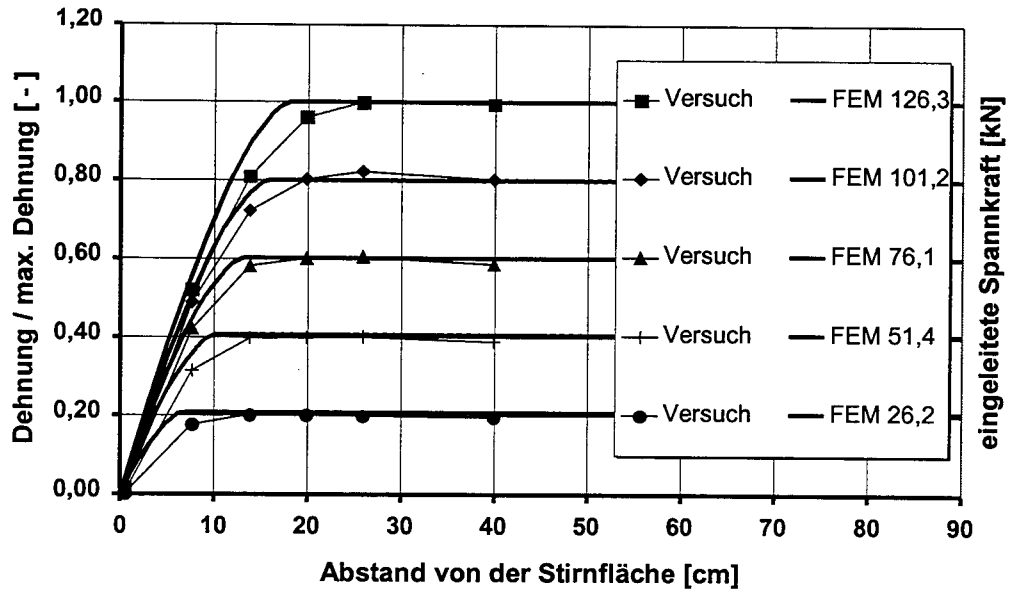


Bild D1.5: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 8 aus Beton M 105 BS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

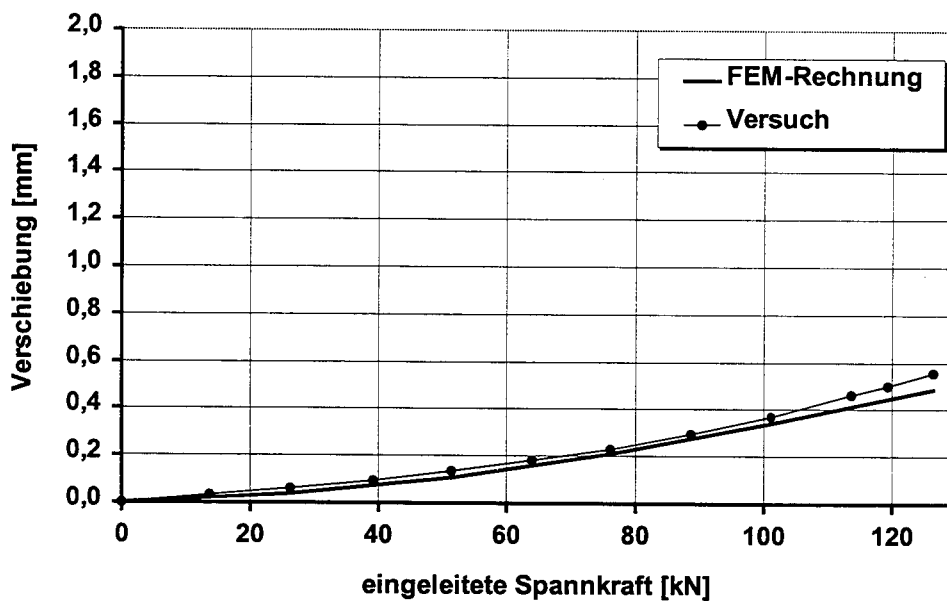


Bild D1.6: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 8 am Balkenende ohne sichtbare Sprengrisse

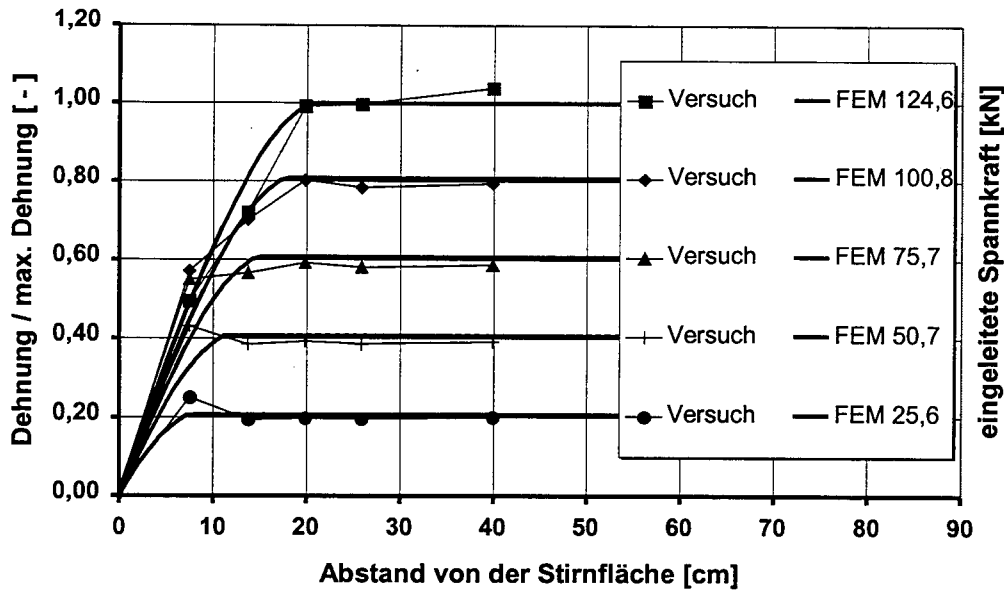


Bild D1.7: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 10 aus Beton M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

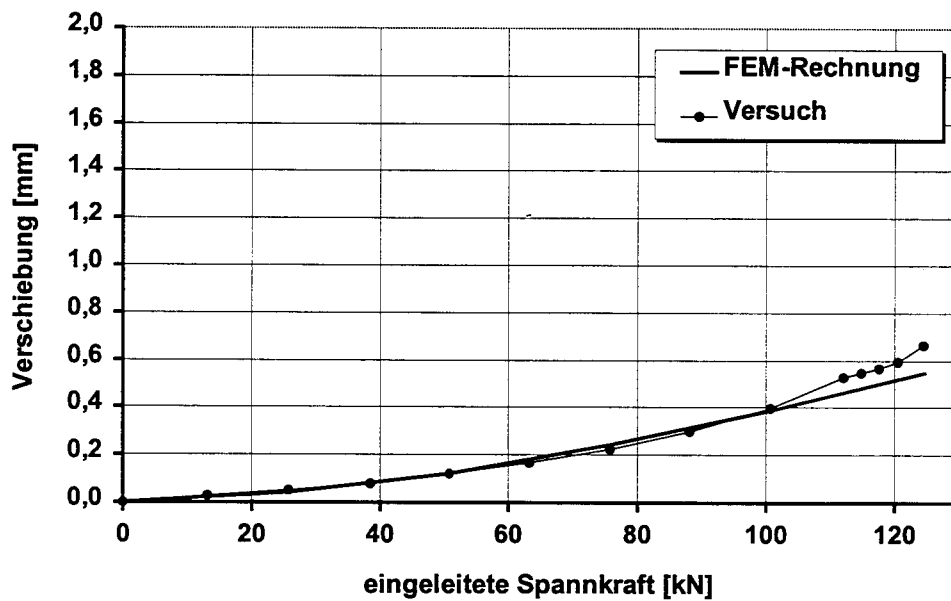


Bild D1.8: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 10 am Balkenende ohne sichtbare Sprengrisse

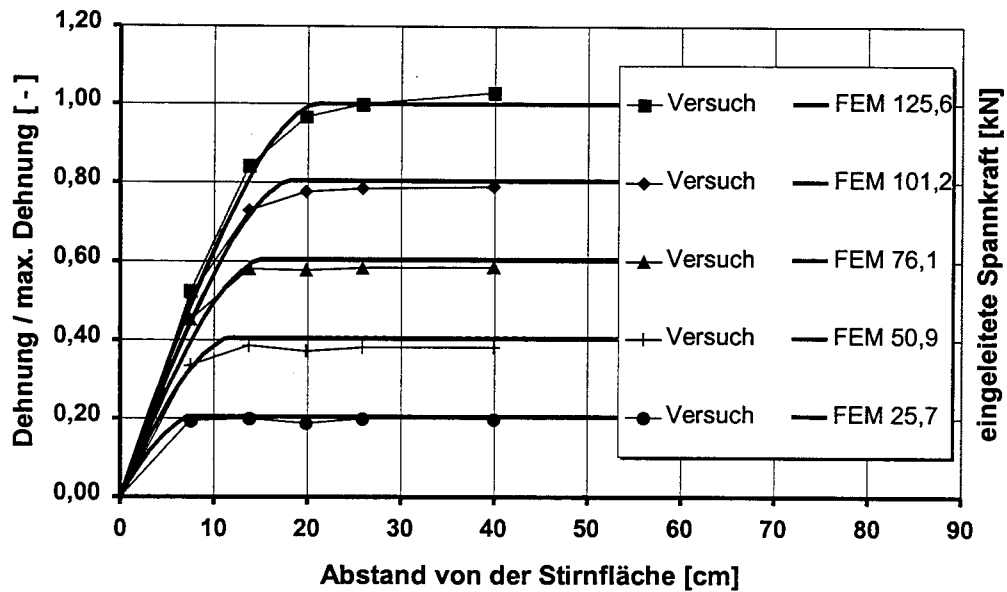


Bild D1.9: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 11 aus Beton M 105 KS für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

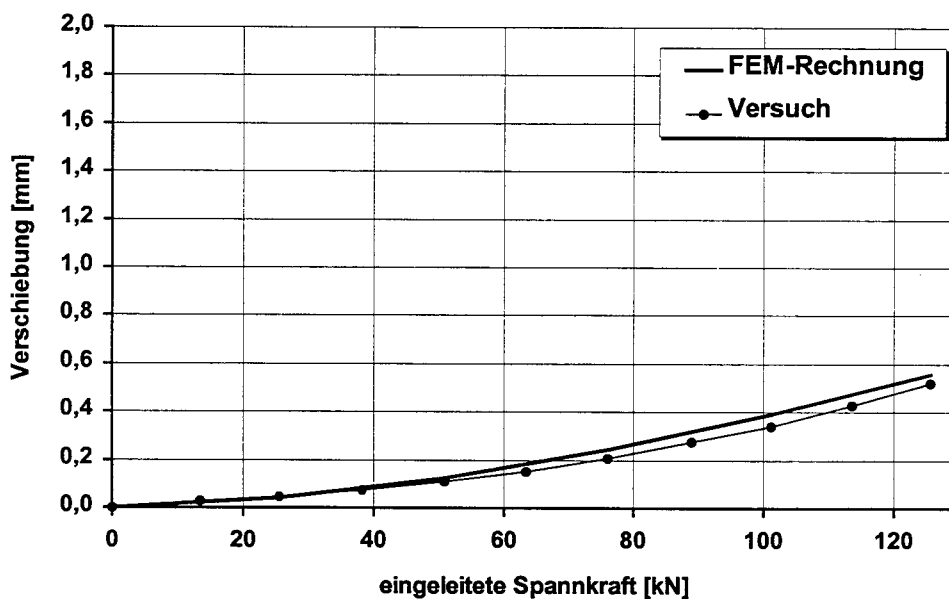


Bild D1.10: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 11

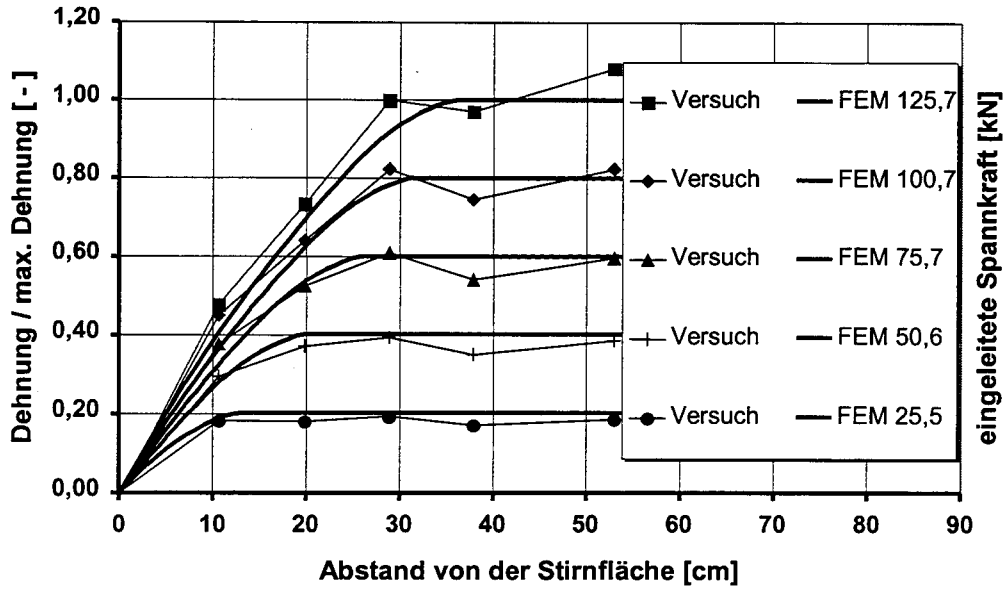


Bild D1.11: Vergleich der mittleren bezogenen Betondehnungen im Übertragungsbereich der Vorspannung bei Versuchskörper 12 aus Beton M 65 K für fünf Stufen der Spannkrafteinleitung

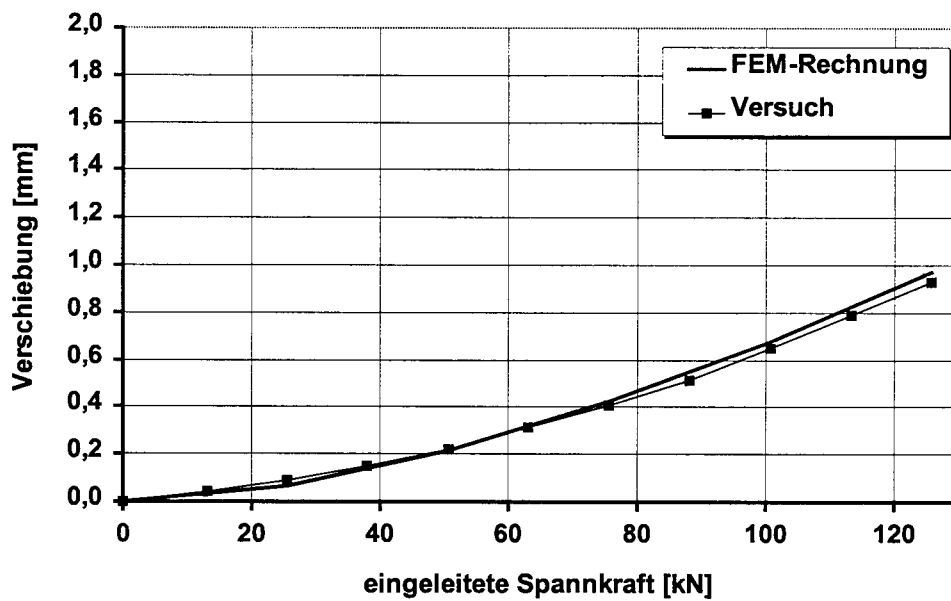


Bild D1.12: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an den Stirnflächen bei der Spannkrafteinleitung in Versuchskörper 12

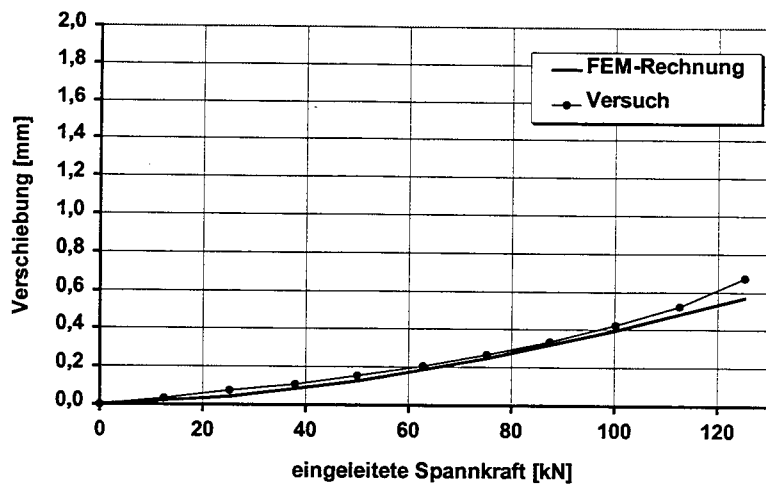


Bild D2.1: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Balken 1 aus Beton M 105 KS am verbügelten Balkenende

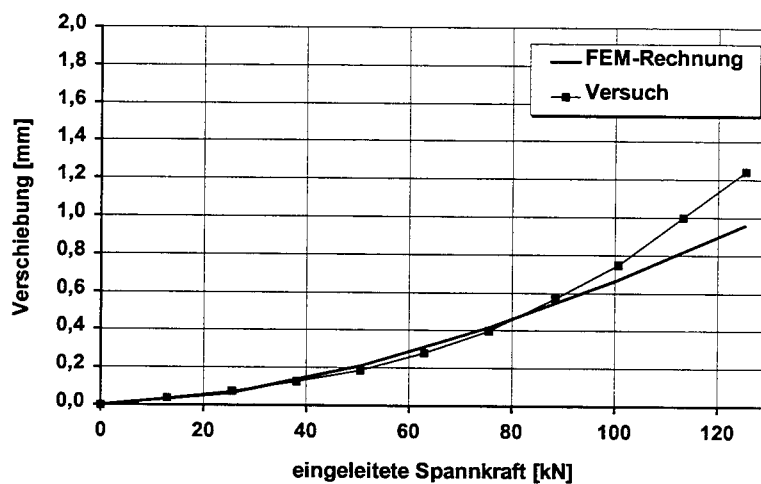


Bild D2.2: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Balken 2 aus Beton M 65 K am verbügelten Balkenende

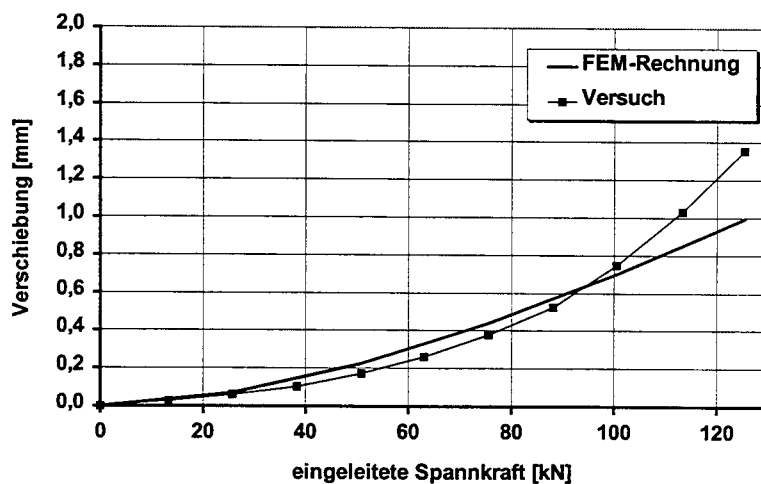


Bild D2.3: Vergleich der mittleren Verschiebungen der Litzen an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Balken 3 aus Beton M 45 K am verbügelten Balkenende

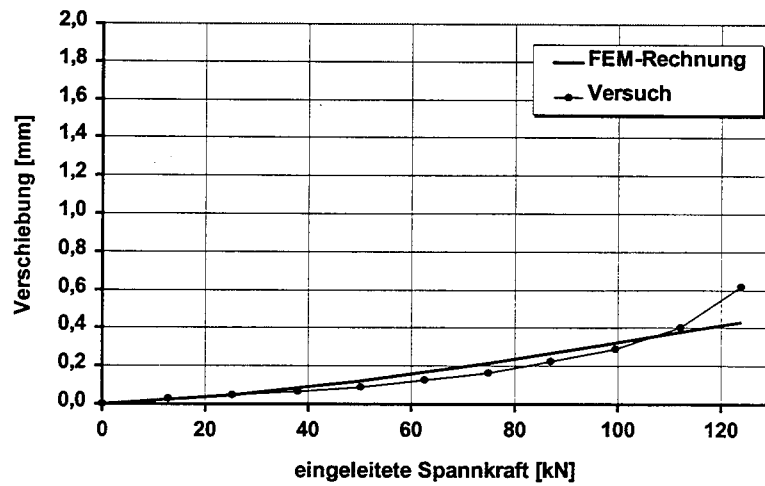


Bild D2.4: Vergleich der mittleren Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Balken 4 aus Beton M 105 KS am verbügelten Balkenende

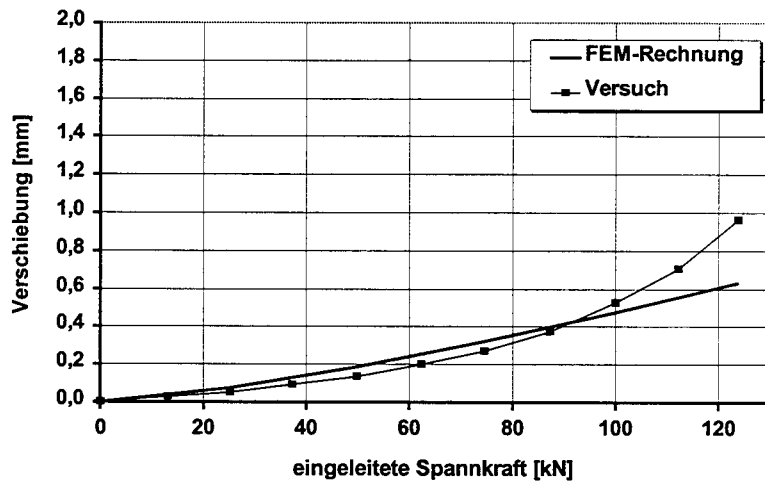


Bild D2.5: Vergleich der mittleren Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Balken 5 aus Beton M 65 K am verbügelten Balkenende

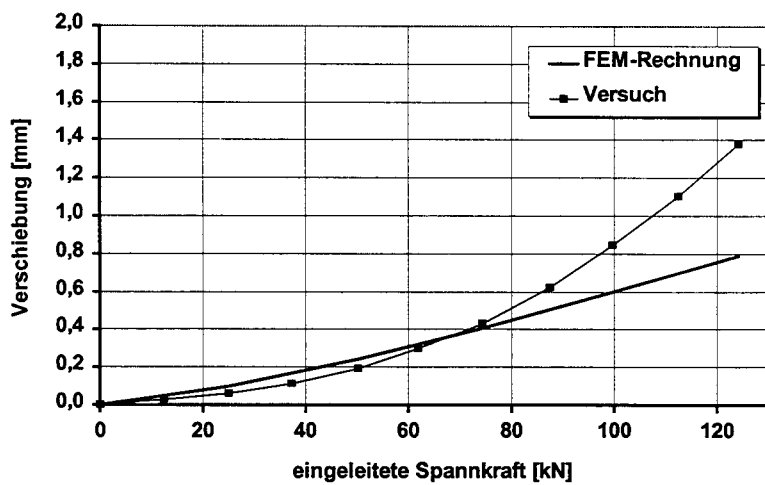


Bild D2.6: Vergleich der mittleren Verschiebungen der gerippten Spanndrähte an der Stirnfläche bei der Spannkrafteinleitung in Balken 6 aus Beton M 45 K am verbügelten Balkenende