



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
VIENNA
UNIVERSITY OF
TECHNOLOGY

DISSERTATION
ZUM TRAGVERHALTEN VON MASSIVBRÜCKEN MIT
GESCHÄDIGTEN SPANNGLIEDERN

DOCTORAL THESIS
LOAD BEARING BEHAVIOUR OF CONCRETE BRIDGES WITH
DAMAGED TENDONS

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

Doktors der technischen Wissenschaften – Doctor technicae

Dr.techn.

eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. (FH) Dipl.-Ing. Markus Vill

Matrikelnummer: 01 25 812

Bergsteiggasse 50/8, 1170 Wien, Österreich

Referent: o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng.
Institut für Tragkonstruktionen, Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212, 1040 Wien, Österreich

Koreferent: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Manfred Keuser
Institut für konstruktiven Ingenieurbau – Massivbau,
Universität der Bundeswehr München
85577 Neubiberg, Deutschland

Wien, im November 2005

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Markus Vill', is written over a horizontal line.

VORWORT

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als Assistent am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien. Sie beschäftigt sich mit der Beurteilung des Tragverhaltens bestehender Massivbrücken mit schadhafte Spanngliedern und basiert auf Untersuchungen an bestehenden Tragwerken sowie an Prüfkörpern. Den Versuchsergebnissen der Untersuchungen sind Resultate von Berechnungsmodellen zur Ermittlung der Resttragfähigkeit sowie nichtlinearen Berechnungen mit Finiten Elementen gegenübergestellt.

Herrn Professor Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng., Ordinarius für Stahlbeton- und Massivbau an der Technischen Universität Wien, gilt mein besonderer Dank für die Betreuung dieser Arbeit und die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung sowie für die Übernahme des Hauptreferats. Im Weiteren danke ich ihm auch für die sehr angenehme Zeit am Institut und die Möglichkeit, an interessanten Projekten neben dieser Arbeit und der Lehrtätigkeit mitzuarbeiten.

Weiterhin danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Manfred Keuser, Vorstand des Fachgebiets Massivbau des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Universität der Bundeswehr in München für die Übernahme des Koreferats und die Anregungen, die sich bei der Durchsicht und der Diskussion der Arbeit ergaben.

Meinen Kollegen am Institut für Tragkonstruktionen möchte ich ganz herzlich für die sehr angenehme Zusammenarbeit in allen Bereichen danken. Die Realisierung und Auswertung der Untersuchungen, welche auch teilweise die Grundlage für diese Arbeit bildeten, wäre ohne sie und die Diplomanden und Studenten von großen Projektarbeiten, die ich am Institut betreute, nicht in diesem Ausmaß möglich gewesen.

Ein ganz besonderer herzlicher Dank gilt meiner lieben Freundin Eva, die mich bei der Erstellung der Dissertation in vielen Hinsichten unterstützt hat und mir für diese zeitintensive Arbeit viel Verständnis entgegen brachte.

Zu guter Letzt sei noch ein herzliches Dankeschön an meine lieben Eltern gerichtet, die mir in meinem Leben immer mit Herz sowie Rat und Tat zur Seite standen.

Wien, im November 2005

Markus Vill

KURZFASSUNG

Die Dauerhaftigkeit und der Zustand von Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund, die in den Anfängen der Spannbetonbauweise errichtet wurden, kamen in letzter Zeit oftmals in Fragestellung. In diesem Zusammenhang kam es zum Abbruch und zur Erneuerung von einigen Spannbetonbrücken, da Bedenken hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Zuverlässigkeit bestanden.

Um die Tragfähigkeit von schadhafte Spanngliedern in bestehenden Brücken besser beurteilen zu können, wurden Zugversuche an geschädigten Spanngliedern durchgeführt. Den größten Einfluss auf die Tragfähigkeit eines geschädigten Spanngliedes stellt hierbei das Verbundverhalten zwischen Spannstählen, Einpressmörtel, Hüllrohr und umgebendem Beton dar. Deshalb wurden mehrere Versuchsserien an Spanngliedern mit eingebauten Spannstahlbrüchen durchgeführt. Die verwendeten Spannstähle stammten zum Teil aus abgebrochenen Brückentragwerken und bestanden zum anderen Teil aus werksneuen Stählen. Draht- oder Litzenbrüche wurden vor Versuchsbeginn mit bestimmten Bruchabständen variiert und eingebaut. Mit den Ergebnissen der Versuche an den Spanngliedern konnte ein sehr gutes Tragverhalten der Probekörper, besonders bei gerippten vergüteten Stählen aus den 60er Jahren, festgestellt werden. Zur Ermittlung des Verbundverhaltens wurden weiterhin Pull-Out-Versuche an einzelnen Drähten und Litzen durchgeführt. In diesem Zusammenhang wurden auch der Einfluss der Einpressmörteleigenschaften und die Verwendung von ultrahochfesten Mörteln untersucht. Aufbauend auf diesen Versuchen wurde ein Rechenmodell zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Spanngliedern mit Draht- oder Litzenbrüchen, die willkürlich über die Länge eines Spanngliedes verteilt sind, entwickelt. Mit dem Modell ist es möglich, die Tragfähigkeiten von Spanngliedern unterschiedlicher Spannsysteme zu ermitteln, selbst wenn die einzelnen Spannstahlbrüche beliebig über die Länge der Brücke verteilt sind. Die Tragfähigkeit eines Spannglieds kann in Abhängigkeit eines mittleren Bruchabstandes oder der Bruchanzahl für unterschiedliche Spannsysteme errechnet werden.

Als Grundlage für die angenommenen Verbundmodelle dienten einerseits die Ergebnisse der Spanngliedversuche und andererseits Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen aus durchgeführten Pull-Out-Versuchen. Weiterhin wurde das Tragverhalten von zwei vorgespannten Tragwerken mit willkürlichen Spannglied- und Drahtbrüchen mit Hilfe einer nichtlinearen Finite Elemente Berechnung ermittelt. Die Ergebnisse zeigten, dass Spannbetonkonstruktionen mit nachträglichem Verbund mit gebrochenen Spanngliedern oder Spannstählen in der Lage sind, einen hohen Anteil der Bruchlast einer ungeschädigten Konstruktion aufzunehmen. Fest-

zustellen bleibt, dass vorgespannte Brücken mit nachträglichem Verbund ein sehr robustes Tragverhalten aufweisen, weil der Verbund eine entscheidene Rolle spielt.

Die Untersuchungen und Rechenmodelle liefern somit eine Grundlage zur Beurteilung von bestehenden Massivbrücken, bei denen die Wahrscheinlichkeit von Spannstahlbrüchen hoch ist und können als Entscheidungshilfen in solchen Situationen verwendet werden.

ABSTRACT

A few years ago, several post-tensioned bridges in Austria were demolished and rebuilt because concerns regarding their durability and ultimate strength were raised. Post-tensioned bridges, built in the early days of prestressing, are often questioned as the ultimate strength of a bridge over its lifetime is not a constant but decreases with time due to different sources, mainly to degradation of the prestressing elements.

In order to assess the influence of bond action between wires, injection grout and surrounding concrete on the ultimate strength of damaged post-tensioning tendons more accurately, a series of tensile tests on tendons, which were built using post-tensioning wires and strands from demolished bridges, was carried out. Wire and strand breakages were included in the tendons in specified patterns. The results of the test series show that tendons with damaged or broken wires are able to carry a high percentage of the ultimate load of an undamaged tendon. The measured ultimate tensile strengths of the damaged tendons were evaluated in order to come up with a realistic estimate of the tendon strength in comparable existing bridge structures, in case damage to the tendon is present. Furthermore, pull-out-tests on the same post-tensioning steels of the demolished bridges were carried out on single wires and strands, to determine the bond-slip-relationship. In these series, different grouting materials were used to get information about the influence of the strength on the bond behaviour. Additionally, high-class injection grouts with strengths of more than 100 MPa were tested. The results show that the quality of the grouting material has a strong influence on the bond behaviour.

Based on the results of the tensile tests and on the results of bond-slip-relationships of pull-out-tests carried out on single wires and strands, a calculation method was developed to determine the ultimate load of bridges with broken post-tensioning elements. The model facilitates the calculation of the load carrying capacity of prestressed structures where tendon breakages are assumed. The damages may be simulated at characteristic areas or may be randomly distributed. Finally, nonlinear finite element calculations of two post-tensioned structures show a good load bearing behaviour of bridges with damaged tendons or wires with high residual ultimate strength due to bond action.

The results of the study allow for the determination of a realistic value for the actual load carrying capacity and ultimate strength of an existing post-tensioned bridge structure. They are thus helpful for Bridge and Highway Departments to determine the capacities of damaged post-tensioning bridges in their stock.

INHALTSVERZEICHNIS

VORWORT	II
KURZFASSUNG	III
ABSTRACT	V
INHALTSVERZEICHNIS	VI
1. ALLGEMEINES UND ZIELSETZUNG	1
1.1 EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG	1
1.2 AUFBAU DER ARBEIT	2
2. VERANLASSUNG DER UNTERSUCHUNGEN	4
2.1 ALLGEMEINES.....	4
2.2 ALTERSSTRUKTUR DER BRÜCKEN IM INFRASTRUKTURNETZ ÖSTERREICHS	4
2.3 CHARAKTERISTISCHE SCHADENSBILDER DER SPANNBEWehrUNG BESTEHENDER MASSIVBRÜCKEN	7
2.3.1 Allgemeines	7
2.4 SCHADENSFÄLLE ZUFOLGE SCHADHAFTER SPANNGLIEDER	9
2.5 ANKÜNDIGUNGSVERHALTEN VON MASSIVBRÜCKEN MIT BRÜCKEN VON SPANNSTÄHLEN – STAND DER KENNTNIS.....	12
2.5.1 Allgemein	12
2.5.2 Rissbildung bei kontinuierlichem Ausfall von Spannstählen	12
3. VERBUND IM SPANNBETON – GRUNDLEGENDE ANMERKUNGEN	17
3.1 ALLGEMEINE GRUNDLAGEN ZUM VERBUNDVERHALTEN.....	17

3.2	VERBUNDVERHALTEN DER SPANNSTÄHLE.....	18
3.2.1	Verbundverhalten von Spannstahlilitzen	18
3.2.2	Verbundverhalten von gerippten Spannstählen	20
3.2.3	Verbundeigenschaften bei normalfestem und hochfestem Mörtel.....	20
3.3	WEITERE EINFLÜSSE AUF DAS VERBUNDVERHALTEN.....	21
4.	VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER VERBUNDSPANNUNGS – SCHLUPFBEZIEHUNGEN VON SPANNSTÄHLEN	22
4.1	ALLGEMEINES.....	22
4.2	PLANUNG DER VERSUCHE	22
4.2.1	Versuchsprogramm	23
4.2.2	Verwendete Spannstähle.....	25
4.2.2.1	Spanndrähte “Sigma Oval” St 145/160.....	25
4.2.2.2	Spannstahlilitzen 0,5” alt	27
4.2.2.3	Spannstahlilitzen 0,5” neu, Spannstahlilitzen 0,5“ mit profilierter Oberfläche, Spannstahlilitzen 0,6“neu	28
4.2.3	Einpressmörtel.....	28
4.2.3.1	EuroGrout® Inject (EG)	29
4.2.3.2	CEM II / B-S 32,5 R und CEM II/ A-S 42,5 R (Z3, Z4-B, Z4)	29
4.2.3.3	UHPC Mörtel – Fertigprodukt der Firma VICAT (UH)	30
4.2.3.4	Eigenrezepturen aus CEM 52,5, Feinstzuschlägen, Mikrosilika, Fließmittel und Flugasche (E1, E2, EF)	31
4.2.4	Hüllrohr und Beton der Pull-Out-Körper	33
4.2.5	Beschreibung und Herstellung der Prüfkörper	34
4.2.5.1	Allgemeine Beschreibung der Probekörper	34
4.2.5.2	Verwendete Probekörper	35
4.2.5.3	Herstellung und Nachbehandlung der Prüfkörper.....	36
4.3	VERSUCHSEINRICHTUNG UND VERSUCHSDURCHFÜHRUNG.....	36
4.3.1	Prüfanlage.....	36
4.3.2	Messtechnik.....	37
4.3.3	Belastungsgeschichte.....	37
4.4	VERSUCHSERGEBNISSE	37
4.4.1	Allgemeines.....	37
4.4.1.1	Wirksamer Umfang der Spanndrähte SIGMA oval	38
4.4.1.2	Wirksamer Umfang der Spannstahlilitzen 0,5”.....	39
4.4.2	Versuchsergebnisse Drähte „Sigma Oval“	39
4.4.3	Versuchsergebnisse Litzen alt 0,5“	41
4.4.4	Versuchsergebnisse Litzen neu 0,5“	42
4.4.5	Versuchsergebnisse Litzen neu 0,5“ mit profilierter Oberfläche.....	44
4.4.6	Versuchsergebnisse Litzen neu 0,6“	45
4.5	ZUSAMMENFASSUNG UND INTERPRETATION DER VERSUCHSERGEBNISSE.....	46
4.5.1	Vergleich der Ergebnisse mit Versuchsreihen aus der Literatur.....	48
4.6	SCHLUSSFOLGERUNGEN.....	50

5. VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER TRAGFÄHIGKEIT VON SPANGLIEDERN MIT DRAHT- ODER LITZENBRÜCHEN	52
5.1 ALLGEMEINES.....	52
5.1.1 Beschreibung der Versuchskörper	53
5.1.2 Grundsätzliches zur Durchführung von Versuchen	54
5.1.3 Versuchsprogramm	54
5.1.3.1 Variation der Spannstahlart und Spannstahlanzahl	55
5.1.3.2 Variation der Bruchabstände	56
5.1.3.3 Variation der Spanngliedummantelung.....	56
5.1.3.4 Variation des Einpressmaterials	58
5.1.4 Verwendete Spannstähle	58
5.1.5 Verwendete Einpressmörtel	60
5.1.5.1 Druckfestigkeitsprüfung.....	60
5.1.6 Verwendete Betonstähle und Hüllrohre	62
5.1.7 Herstellung der Versuchskörper.....	62
5.1.8 Versuchseinrichtung und Durchführung	63
5.1.8.1 Prüfanlage für die Versuche	63
5.1.8.2 Messtechnik und Messdatenerfassung	63
5.1.8.3 Versuchsdurchführung und Belastungsgeschichte	63
5.2 VERSUCHSERGEBNISSE	64
5.2.1 Versuchskörper mit 8 Spanndrähten	64
5.2.2 Versuchskörper mit 12 Spanndrähten	65
5.2.2.1 Ergebnisse der Drahtspannglieder mit 12 Drähten und 3 Brüchen.....	66
5.2.2.2 Ergebnisse der Drahtspannglieder mit 12 Drähten und 6 Brüchen.....	67
5.2.2.3 Ergebnisse der Drahtspannglieder mit 12 Drähten und 11 Brüchen	68
5.2.3 Versuchskörper mit 8 Spanndrahtlitzen.....	70
5.2.3.1 Ergebnisse der Spannglieder mit 8 Litzen und 3 Brüchen.....	71
5.2.3.2 Ergebnisse der Spannglieder mit 8 Litzen und 6 Brüchen.....	71
5.2.3.3 Ergebnisse der Spannglieder mit 8 Litzen und 11 Brüchen	72
5.3 ZUSAMMENFASSUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE.....	74
5.3.1 Allgemein	74
5.3.2 Einfluss der Mörtelfestigkeit	75
5.3.3 Einfluss des Bruchabstandes	76
5.3.4 Einfluss der Betonummantelung	76
5.3.5 Einfluss der Bewehrung.....	77
5.3.6 Schlussfolgerung	77
6. RECHENWERTE FÜR DAS VERBUNDVERHALTEN VON SPANNSTÄHLEN AUS DEN VERSUCHSERGEBNISSEN	78
6.1 ALLGEMEINES.....	78
6.2 ERMITTLUNG DER EINTRAGUNGSLÄNGE FÜR GERIPPTE SPANNDRÄHTE	79
6.2.1 Ansätze aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen	79

6.2.2	Numerische Untersuchung der Spanngliedversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnung – Probekörper mit 8 Spanndrähten	81
6.3	ERMITTLUNG DER EINTRAGUNGSLÄNGE FÜR SPANNSTAHLITZEN.....	84
6.3.1	Basiswerte aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen	84
6.3.2	Ermittlung der Eintragungslänge aus den Spanngliedversuchen.....	86
6.3.3	Numerische Untersuchung der Spanngliedversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnung – Probekörper mit 8 Spannstahllitzen.....	87
6.3.4	Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnung mit Bemessungsmodellen für sofortigen Verbund	89
6.3.5	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Spanngliedversuche mit den Verbundkennwerten Einpressmörtel aus ultrahochfestem Beton.....	91
6.4	ZUSAMMENFASSUNG.....	93
7.	BERECHNUNGSMODELL ZUR BEURTEILUNG DES TRAGVERHALTENS VON GESCHÄDIGTEN SPANNBETONTRAGWERKEN.....	94
7.1	ALLGEMEINES.....	94
7.2	KRITERIEN ZU UNTERSUCHUNGEN BEI SPANNSTAHLAUSFALL	94
7.2.1	Querschnittsform	95
7.2.2	Biegeschlankheit.....	95
7.2.3	Statisches System.....	95
7.2.4	Bauweise, Bausystem	96
7.2.5	Spannstahltyp.....	96
7.2.6	Vorspanngrad	96
7.2.7	Schlaaffe Bewehrung.....	96
7.3	ERMITTLUNG DER RESTTRAGFÄHIGKEIT BEI KONTIUNIERLICHEM AUSFALL VON SPANNSTÄHLEN.....	97
7.3.1	Bekanntes Schadensbild	97
7.3.2	Spannstahlbrüche mit gleichmäßigem Bruchabstand.....	98
7.3.3	Unbekanntes Schadensbild – Simulation von Spannstahlbrüchen mittels Berechnungsprogramm.....	100
7.4	ZUSAMMENFASSUNG.....	104
8.	BERECHUNG DER RESTTRAGFÄHIGKEIT UND DER FORMÄNDERUNG VORGESPANNTER KONSTRUKTIONEN MIT SPANNGLIEDSCHÄDEN – ANWENDUNGSBEISPIELE.....	105
8.1	GRUNDSÄTZLICHE BEMERKUNGEN ZU DEN UNTERSUCHUNGEN	105

8.2	BEISPIEL 1: VORGESPANNTE SEGMENTBRÜCKE DER FIRMA PORR	106
8.2.1	Beschreibung des Tragwerks	106
8.2.2	Ergebnisse der Belastungsversuche	107
8.2.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Belastungsversuche.....	110
8.2.4	Simulation von willkürlichen Spannstahlbrüchen an den Fugen	112
8.2.5	Nichtlineare Finite-Element Berechnung der Brücke unter Simulation von zufällig verteilten Brüchen.....	114
8.2.5.1	Ergebnisse der Berechnung ohne Brüche.....	114
8.2.5.2	Ergebnisse der Berechnung mit 50 Brüchen	116
8.2.5.3	Vergleich der Ergebnisse – Zusammenfassung.....	117
8.3	BEISPIEL 2: HOCHBAUTRÄGER MIT BESCHRÄNKTER VORSPANNUNG	120
8.3.1	Beschreibung der Konstruktion	120
8.3.2	Simulation von willkürlichen Spannstahlbrüchen.....	123
8.3.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Konstruktion unter Simulation von zufällig verteilten Brüchen.....	125
8.3.3.1	Ergebnisse mit 0 Brüchen	126
8.3.3.2	Ergebnisse mit 50 Brüchen	128
8.3.3.3	Ergebnisse mit 200 Brüchen	129
8.3.3.4	Vergleich der Ergebnisse – Zusammenfassung.....	131
8.4	SCHLUSSFOLGERUNGEN AUS DEN UNTERSUCHUNGEN.....	135
9.	SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK.....	137
9.1	SCHLUSSFOLGERUNGEN.....	137
9.2	AUSBLICK.....	138
	LITERATURVERZEICHNIS.....	140

1. ALLGEMEINES UND ZIELSETZUNG

1.1 Einleitung und Problemstellung

Brücken haben in unserer Entwicklung schon immer eine prägende Rolle gespielt. Einerseits überwinden sie im Bauwesen Hindernisse im Zuge von Verkehrswegen, andererseits werden sie metaphorisch als Völkerverbindungselement bezeichnet. Dies wird durch die auf der Rückseite der Euro-Banknoten dargestellten Brücken symbolisiert.

Einige Brücken sind über Jahrhunderte hinweg zu historischen Wahrzeichen geworden. Für die Menschheit sind sie weit mehr als ein Verbindungselement von einem zum anderen Ufer. Allerdings kommt in letzter Zeit der Begriff Brücke vermehrt in Vergessenheit und wird beispielsweise von Richard J. Dietrich, Architekt, Brückenbauer und Autor des Buches „Faszination Brücken“ wie folgt beschrieben:

„Seitdem Brücken nicht mehr begriffen, sondern nur noch befahren werden, macht man sich keinen Begriff mehr davon.“

Ursache dieser Erscheinung ist der technische Fortschritt, Brücken nahtlos in eine Verkehrsstraße einzufügen, wobei der Übergang von der Straße zur Brücke nicht mehr bemerkt wird und man sich wie auf einer Straße auf Stelzen fühlt.

In der Geschichte spielten Brücken eine viel bedeutendere Rolle als in der heutigen Zeit, wenn man beispielsweise die Steinernen Brücke in Regensburg betrachtet, die in einer Rekordzeit von nur 11 Jahren im 12. Jahrhundert über die Donau errichtet wurde und lange Zeit die einzige befestigte Überquerung der Donau zwischen Ulm und Wien war. Die Bedeutung dieser Brücke war im Jahre 1147 nach Fertigstellung von einem weltgeschichtlichen Ereignis geprägt, als Friedrich Barbarossa sein Heer am Brückentor zum dritten Kreuzzug versammelte. Bereits im 12. Jahrhundert dachte man schon an die Erhaltung dieses Tragwerks indem ein eigenes Brückenmeisteramt mit dieser Aufgabe betraut wurde, ohne dessen Wirkung es heute wahrscheinlich nicht mehr möglich wäre, die Brücke zu nutzen. Somit war bereits im Mittelalter der Gedanke der baulichen Erhaltung ein wesentlicher Faktor.

Mit einem Spezialgebiet der Brückenerhaltung befasst sich diese Arbeit. Spannbetonbrücken, die in der Frühzeit ihrer Entwicklungsphase nach dem zweiten Weltkrieg errichtet wurden, sich in den nächsten Jahrzehnten ihrer 80 bis 100jährigen Lebensdauer nähern, sollten in ihren Problembereichen näher untersucht werden, um die Tragfähigkeit, die über die Zeit keine konstante Größe ist sondern abnimmt, zu bestimmen. Die Beurteilung des Tragverhaltens solcher

Bauwerke stellt somit in nächster Zeit einen wichtigen Sektor im Erhaltungsmanagement dar, um die Auswirkung von Schäden auf den Tragwerkswiderstand zu verifizieren. Dadurch soll das Infrastrukturnetz mit den zur Verfügung stehenden Finanzmitteln gezielt erhalten werden. Die Aufgabe einer optimalen Erhaltungsplanung besteht darin, das vorgegebene Erhaltungsniveau mit niedrigen Life-Cycle-Kosten sicherzustellen, wobei ein definiertes Zuverlässigkeitsniveau der Verkehrswege nicht unterschritten werden darf. Die Zielsetzung dieser Aufgabe liegt darin, ein höchst mögliches Erhaltungsniveau mit den zur Verfügung stehenden Finanzmitteln zu erreichen.

Um für diese komplexe Aufgabe eine Hilfestellung für Brückenerhalter zu entwickeln, die über die Nutzung, den Abbruch, oder die Verstärkung eines Tragwerks oftmals in kürzester Zeit entscheiden müssen, wird die Untersuchung des Tragverhaltens von existierenden Spannbetonbrücken mit vermuteten Schäden in der Spannbewehrung notwendig. Da die Spannbetonbauweise mit nachträglichem Verbund in den 50er und 60er Jahren in ihrer Entwicklungsphase stand und somit zwangsläufig mit Fehlern behaftet war, werden in dieser Arbeit Untersuchungen durchgeführt, in denen spezielles Augenmerk auf Spannglieder mit Schäden gelegt wird. Dabei können die Schäden nur vermutet oder auch bekannt sein und von unterschiedlichsten Ursachen herühren.

Ziel der Analysen ist es, eine Vorgehensweise zu finden, mit der es möglich ist, Spanngliedschäden bei nachträglichem Verbund zu simulieren und die Resttragfähigkeit der Konstruktion zu ermitteln, die den Einwirkungen entweder aus Normen oder aus charakteristischen Schwerkraftbelastungen gegenüber gestellt werden kann. Wichtig ist dabei, dass die Verbundwirkung eine entscheidende Bedeutung für das Tragvermögen einer geschädigten Brücke hat und somit Tragreserven aktiviert werden können. Mit diesem Vergleich ist es möglich, eine Aussage über das globale Sicherheitsniveau des Tragwerks abzugeben. Weiterhin besteht auch die Möglichkeit, den Tragwerkswiderstand mit seinen tatsächlichen Eigenschaften mittels stochastischer Variablen in probabilistische Berechnungsmodelle einfließen zu lassen und die Zuverlässigkeit zu ermitteln [Eichinger, 2003 V]. Neben der Ermittlung der Resttragfähigkeit wird untersucht, ob und in welchem Ausmaß Spanngliederbrüche ein Ankündigungsverhalten des Versagens nach sich ziehen.

Zielsetzung dieser Untersuchungen ist es also, die Problembereiche und deren Risiken bei alten Spannbetonbrücken aufzuzeigen und zu analysieren sowie die Auswirkungen von Schäden im Zuge von Laboruntersuchungen und anhand von numerischen Methoden auf die Tragfähigkeit der Konstruktion zu untersuchen. Weiterhin soll das Versagensankündigungsverhalten von Brücken unter einer Verkehrsbelastung, die seit der Zeit der Errichtung stets zugenommen hat, verifiziert werden.

1.2 Aufbau der Arbeit

Zu Beginn beschäftigt sich diese Arbeit mit den möglichen Schadensarten bei Spannbetonbrücken und mit der Anzahl der Brücken, die davon betroffen sein könnte. Dabei wird die Altersstruktur der bestehenden Brücken am Beispiel des österreichischen Staßennetzes angegeben. Gleichzeitig werden Schadensfälle der letzten Jahrzehnte aufgezeigt, deren Ursachen dieser Problematik zugeschrieben werden können. Weiterhin wird der Stand der Wissenschaft hinsichtlich des Ankündigungsverhaltens des Versagens zusammenfassend dargestellt.

Bei der Spannbetonbauweise spielt die Wirkung des Verbunds, der die Grundlage für den Stahlbeton- sowie den Stahlverbundbau darstellt, eine entscheidende Rolle. Nach einer kurzen Darstellung des Wissenstandes über die Grundlagen der Verbundwirkung bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund werden die Ergebnisse von 61 Pull-Out-Versuchen mit Spannstählen

verschiedenster Art, die zum Teil aus alten Tragwerken ausgebaut wurden und zum Teil aus werksneuen Stählen bestanden, aufgeführt. Dabei wird zusätzlich der Einfluss der Eigenschaften des Einpressmörtels untersucht.

Im darauf folgenden Kapitel werden die Einflüsse von Spannstahlbrüchen auf das Tragverhalten von Spanngliedern untersucht, indem Versuche an Dehnkörpern mit Draht- oder Litzenbrüchen nach einem vordefinierten Schema, durchgeführt wurden. Bei diesen Versuchsreihen wurden insgesamt 51 Probekörper mit unterschiedlichen Spannstahltypen sowie unterschiedlichen Bruchabständen getestet und die ermittelten Tragfähigkeiten für Vergleichszwecke den von ungeschädigten Spanngliedern gegenübergestellt.

Die Ergebnisse zum Verbundverhalten aus den eigenen Versuchen werden im darauf folgenden Kapitel für die einzelnen Stahltypen für unterschiedliche Einpressmörtel zusammengestellt. Die Spanngliedversuche werden mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnungen simuliert in denen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus den im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Pull-Out-Versuchen verwendet werden. Ergebnis des Kapitels stellen die Eintragungslängen der unterschiedlichen Spannstähle bei unterschiedlichen Eigenschaften der Einpressmörtel dar.

Im nachfolgenden Abschnitt werden Berechnungsverfahren aufgezeigt, die die Ermittlung einer Resttragfähigkeit geschädigter Konstruktionen bei bekanntem oder unbekanntem Schadensbild ermöglichen. Für unbekannte Schadensbilder wurde im Zuge der Arbeit ein Programm entwickelt, das Spannstahl- oder Spanngliedbrüche, die zufällig nach vordefiniertem Schädigungsmodell über das Tragsystem verteilt sind, simuliert und die Tragfähigkeit über einen vereinfachten Ansatz einer konstanten Verbundspannung innerhalb der Eintragungslänge errechnet. Die Art der Schadenssimulation kann dabei in Abhängigkeit der Ausführungsschwachpunkte berücksichtigt werden. Ergebnis dieser Untersuchungen ist ein Berechnungsmodell, mit dem die Resttragfähigkeit einer geschädigten Konstruktion mit zufällig verteilten Brüchen in Abhängigkeit der Bruchanzahl ermittelt werden kann.

Anschließend wird die Tauglichkeit des Berechnungsverfahrens anhand von zwei Beispielen aus dem Brückenbau und dem Hochbau demonstriert und eine Tragwerksschädigung simuliert. Zur Verifizierung der Ergebnisse des Berechnungsmodells werden weiterhin nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen an den geschädigten und ungeschädigten Konstruktionen durchgeführt. Weiterhin werden die Verformungen und Oberflächendehnungen aus den jeweiligen Schädigungsgraden ermittelt und verglichen, um Aussagen über das Verformungs- und Ankündigungsverhalten der Konstruktion zu erhalten.

Zusammenfassend werden in einem letzten Kapitel die Ergebnisse der Untersuchungen diskutiert und Hinweise für die Anwendung der Verfahren in der Realität gegeben. Gleichzeitig werden die Vorteile dieser Methoden erörtert und eine mögliche Weiterentwicklung des Systems Einpressmörtel aufgezeigt.

2. VERANLASSUNG DER UNTERSUCHUNGEN

2.1 Allgemeines

Die Spannbetonbauweise mit nachträglichem Verbund ist innerhalb der letzten Jahre zunehmend kritisch betrachtet worden. Einerseits lösten Einstürze von vorgespannten Konstruktionen Skepsis bei Bauherren und öffentlichen Auftraggebern aus, andererseits steht die schwierige Inspizierbarkeit der Spannglieder mit nachträglichem Verbund oftmals im Vordergrund. Demzufolge kommen seit geraumer Zeit mehrfach Konstruktionen in Verbundbauweise oder Vorspannung mit extern geführten Spanngliedern ohne Verbund zur Ausführung, da so die Inspizierbarkeit der Konstruktion gewährleistet ist. Dennoch sind zahlreiche Straßen- und Bahnbrücken in den Infrastrukturnetzen Europas mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund ausgeführt, die in funktionstüchtigem Zustand stehen und die einer weitaus größeren Verkehrsbelastung als zur Zeit ihrer Errichtung standhalten müssen. Die Zuverlässigkeit und die Leistungsfähigkeit der Spannbetonbauweise mit nachträglichem Verbund kann damit sicherlich als bewiesen betrachtet werden.

Dessen ungeachtet können Brücken, die in den Anfängen der Spannbetonbauweise errichtet wurden, nach 50 Jahren Betrieb Schäden aufweisen, welche möglicherweise die Zuverlässigkeit herabsetzen und die Tragfähigkeit reduzieren können. Demzufolge ist es sinnvoll, die Schädigungsprozesse solcher Konstruktionen zu analysieren und Schadensszenarien zu simulieren, um Aussagen über das Verhalten geschädigter Konstruktionen treffen zu können. Die Aufgabenstellung der vorliegenden Arbeit konzentriert sich im Wesentlichen darauf, ob und inwieweit Anzeichen einer Schädigung erkennbar sein können und weiterhin, wie sich diese Schädigung auf die Resttragfähigkeit der Konstruktion auswirkt.

2.2 Altersstruktur der Brücken im Infrastrukturnetz Österreichs

Um einen Überblick der bestehenden Brücken zu erhalten, die sich im österreichischen Straßennetz befinden, wird in diesem Abschnitt eine Übersicht nach Alter, Konstruktionstyp sowie Abmessungen von Bauwerken angeführt. Dieser Abschnitt bezieht sich zwar auf die Situation in Österreich, es ist aber anzumerken, dass in benachbarten europäischen Ländern ähnliche Verhältnisse vorzufinden sind.

Im Österreichischen Straßennetz gibt es etwa 28.500 Brücken auf allen Straßenkategorien (Autobahnen, Schnellstraßen, Bundes-, Land- und Gemeindestraßen), wobei die Länge des Stra-

ßennetzes in etwa 110.000 km beträgt. Die gesamte Brückenfläche beläuft sich insgesamt auf eine Größe von ca. 9,5 Millionen m² bei einer Gesamtlänge aller Brücken von 685 km. Davon wurde in den Jahren nach 1945 der Großteil errichtet, wie in Bild 2.1 zu erkennen ist. Ein Anstieg der Bautätigkeit ist ab Beginn der 70er Jahre zu erkennen, als das höherrangige Straßennetz mit Autobahnen und Schnellstraßen verstärkt ausgebaut wurde. Besonders deutlich zeigt die Grafik diesen Einfluss bei der Brückenfläche, die ab 1970 bis 2000 um 6,3 Millionen m² zunahm. Demzufolge kann festgehalten werden, dass sich der flächenmäßige Großteil der Brücken in einem Alter von durchschnittlich 30 Jahren befindet. Ein weiterer größerer Anteil von Brücken mit einem Alter von durchschnittlich 50 Jahren und geringeren Abmessungen existiert hauptsächlich im niederrangigen Straßennetz [Pammer, 2001].

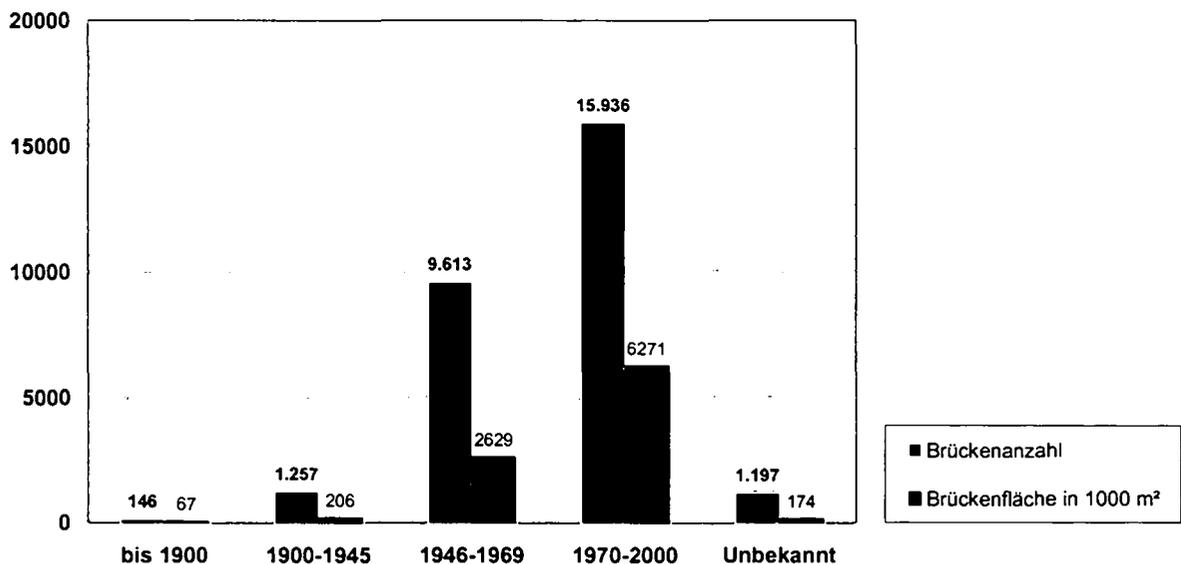


Bild 2.1 Übersicht des Brückenbestandes nach Baujahr

Als Baustoffe wurden schon von Beginn des 20. Jahrhunderts an vorwiegend Stahl und Beton eingesetzt. Andere Baustoffe wie Holz oder Stein sind nur in geringen Ausmaßen und bei speziellen Bauwerken vorhanden. Der Hauptanteil der Straßenbrücken ist flächenmäßig und anzahlbezogen mit Stahlbeton ausgeführt. Diese Bauweise wird hauptsächlich bei kurzen bis mittleren Spannweiten verwendet. Flächenmäßig stellen jedoch nach den Stahlbetonbrücken die Spannbetonbrücken den größten Teil dar, wie in Bild 2.2 zu erkennen ist. Die Anzahl der Spannbetonbrücken ist zwar im Vergleich zu den Stahlbetonbrücken mit etwa 6% geringer. Die Spannbetonbauweise weist aber die Bauwerke mit den größten Abmessungen auf, wie in Bild 2.2 mit einer durchschnittlichen Brückenfläche von über 2000 m² erkennbar ist.

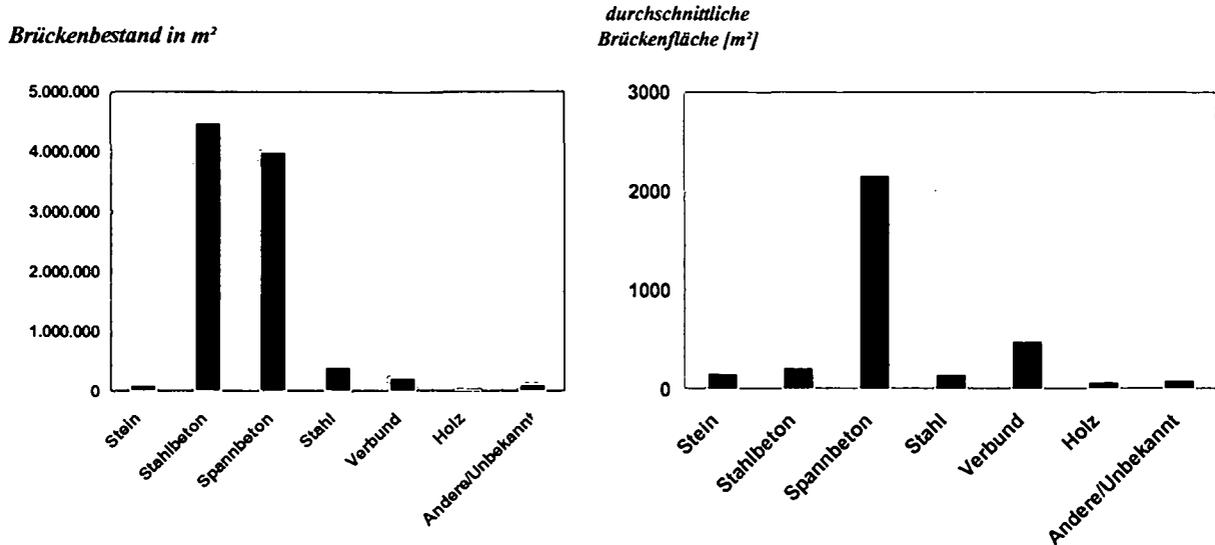


Bild 2.2 Brückenbestand nach Baumaterial (links), nach durchschnittlicher Brückenfläche (rechts)

Derzeit sind in Österreich etwa 1900 Spannbetonbrücken im Bestand des Straßennetzes, wobei der Großteil ab Beginn der 70er Jahre errichtet wurde und im höherrangigen Straßennetz flächenmäßig den größten Anteil darstellt, wie in Bild 2.3 erkennbar ist.

Brückenbestand in m²

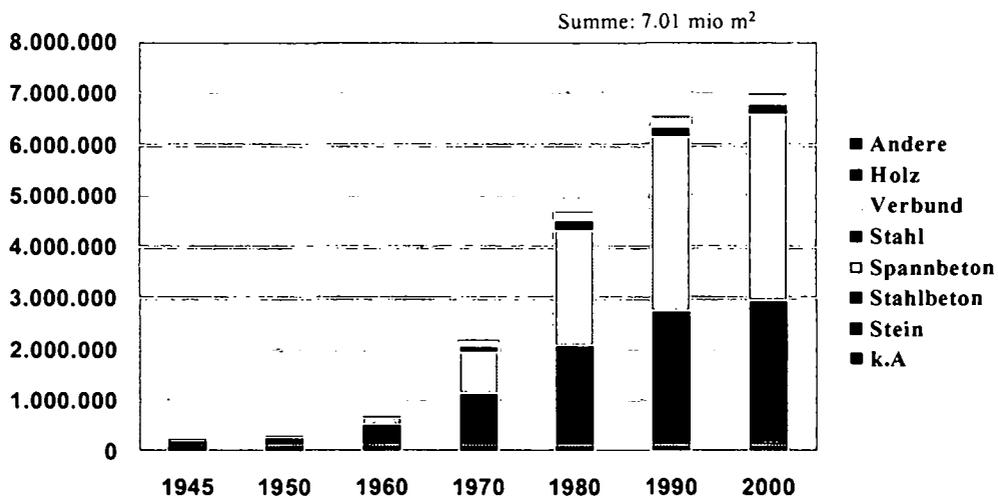


Bild 2.3 Brückenbestand nach Baujahr und Baumaterial im höherrangigen Straßennetz

Die vorliegende Arbeit konzentriert sich demgemäß auf die Problembereiche der Spannbetonbrücken, die hauptsächlich in den Jahren vor 1980 erstellt wurden, und einer hohen Verkehrseinwirkung ausgesetzt sind.

Im Streckennetz der Österreichischen Bundesbahnen befinden sich ca. 6700 Brückenobjekte mit einer Gesamtlänge von über 90 km und mit insgesamt über 10500 Einzeltragwerken. Der größte Anteil dieser Brücken besteht aus Stahlbetontragwerken mit Stützweiten bis zu 20 m, die ab Beginn des 20. Jahrhunderts vereinzelt und ab 1945 verstärkt errichtet wurden. Die großen Spannweiten wurden früher in Stahlbauweise oder als Steinbogenbrücken errichtet. Aus diesen Gründen weist das Schienenverkehrsnetz eine andere Zusammensetzung mit einer großen Anzahl von Stahlbrücken auf. Spannbeton- sowie Verbundbrücken wurden erst in jüngerer Zeit stärker forciert.

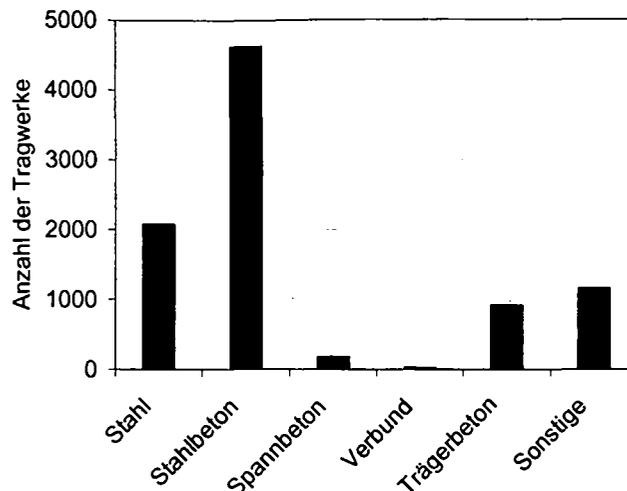


Bild 2.4 Brückentragwerke im Streckennetz der ÖBB (Stand 2000), [Potucek, 2005]

Die sonstigen Tragwerke, bestehend aus Stein- oder Ziegelgewölben wurden in der Bahnbauphase wie z.B. im 19. Jahrhundert errichtet, wie beispielsweise die Bergstrecke über den Semmering [Potucek, 2005].

2.3 Charakteristische Schadensbilder der Spannbewehrung bestehender Massivbrücken

2.3.1 Allgemeines

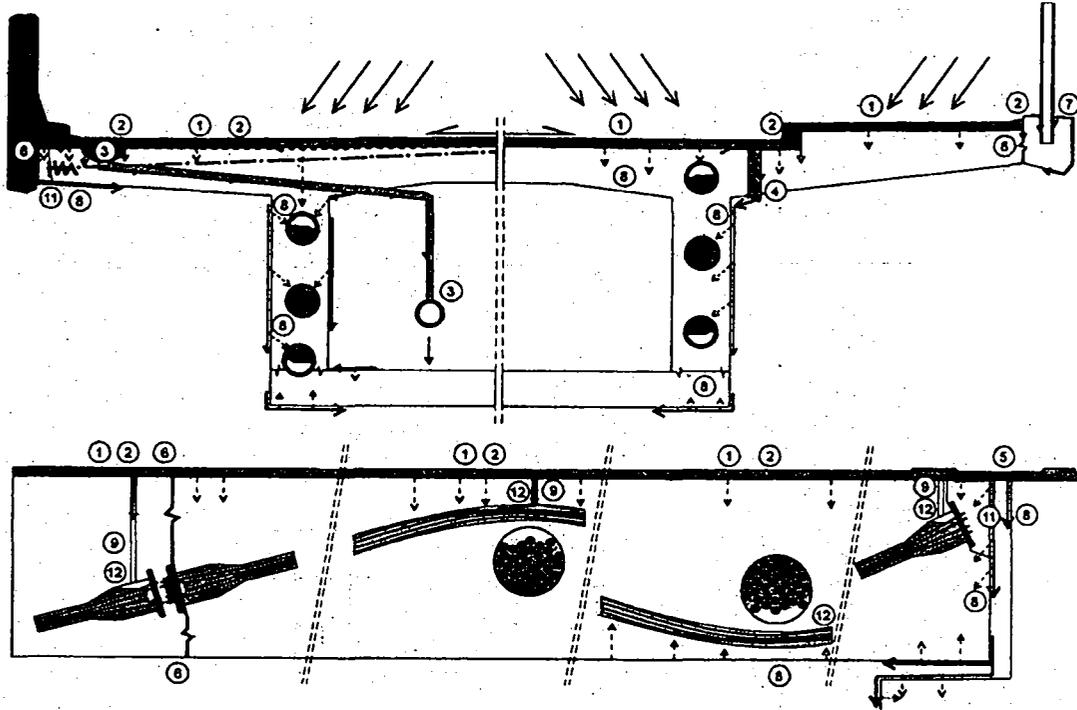
Charakterisierend für Schäden an Spanngliedern sind zumeist Korrosionsvorgänge, die durch den Eintritt von Stoffen in gasförmiger oder flüssiger Form in Verbindung mit Luft- und Wasserzutritt entstehen. Die Ursachen dieser Vorgänge können von Konstruktionsfehlern bis über Ausführungsfehler hin zu Einwirkungen aus Umwelt und Verkehr herrühren. Oftmals wird eine Kombination mehrerer Aspekte zur Ursache einer großen Schadensbildung. Die häufigsten Gründe, die bei Brüchen oder Schäden von Spanngliedern benannt werden, rühren oftmals von einer unzureichenden Verpressqualität der Hüllrohre her, da ein ausreichender Korrosionsschutz durch das alkalische Milieu des Einpressmörtels nicht vorhanden ist. Die genauen Mechanismen gewöhnlicher Korrosionsprozesse werden im Rahmen dieser Arbeit nicht angeführt, da zahlreiche Publikationen detailliert Aufschluss geben [Pauser, 2000], [Eichinger 2003 V].

Bei Straßenbrücken ist die Frost-Tausalz-Beanspruchung eine wesentliche Ursache für das Auftreten von erhöhten Chloridkonzentrationen im Beton und in der Folge von Lochfraßkorrosion. Im Wesentlichen steht die Korrosionsproblematik in direktem Zusammenhang mit der Verpressqualität der Hüllrohre, mit einer weit in den Beton hinein fortgeschrittenen Karbonatisierungsfront oder mit chloridbehaftetem Wasser, das durch Risse an die Bewehrung gelangt. Für den Fall eines typischen Brückenquerschnitts sind die Möglichkeiten von Wassereintritt, der unter Umständen mit Chloriden behaftet ist, am Beispiel eines Hohlkastenquerschnitts in Bild 2.5 dargestellt.

Einerseits führen Schäden am Brückenüberbau oder an der Brückenausrüstung zu Wassereintritt, andererseits sind mangelhaft ausgeführte Spannglieder mit schlechter Verpressqualität oder schadhafte Hüllrohre oftmals Auslöser für Korrosionsschäden. Häufig findet man gerade bei älteren Brücken sehr geringe Betondeckungen, da die normativen Anforderungen in den 50er bis 70er Jahren geringer waren als heute. Außerdem sind im Bereich von Fugen und besonders im Bereich von Koppelstellen Risse bei geringeren Betondeckungen vorhanden, die

Sauerstoff- sowie Wassereintritt ermöglichen. Ferner sind mangelhafte Abdichtungen und Entwässerungseinrichtungen, die nicht konsequent bis zum Baugrund geführt wurden und mit Freiauslauf versehen sind, mögliche Ursachen für Wassereintritt.

Andererseits können die Gefährdungspotentiale auch an der mangelhaften Ausbildung einzelner Komponenten der Vorspannung liegen, wie beispielsweise Hüllrohr, Entlüftungsöffnungen oder Verankerungen.



	<i>Schäden an der Brückenkonstruktion und -ausrüstung</i>		<i>Schäden an der Vorspannung</i>
1	<i>Schadhafter Belag (Risse)</i>	9	<i>Schadhafte Entlüftungs- und Einfüllöffnungen für Hüllrohre</i>
2	<i>Fehlende oder defekte Abdichtung</i>	10	<i>Schadhafte Hüllrohre mit wasserführenden Öffnungen</i>
3	<i>Schadhafte Entwässerungseinrichtungen</i>	11	<i>Gerissener und poröser Füllbeton der Verankerung</i>
4	<i>Fehlerhaft konzipierte Auslässe der Entwässerung</i>	12	<i>Hohlräume im Einpressmörtel durch Verpressmängel</i>
5	<i>Wasserführende Fahrbahnübergänge</i>		
6	<i>Risse im Beton oder klaffende Arbeitsfugen</i>		
7	<i>Einbauteile</i>		
8	<i>Schadhafte und mangelhafte Betondeckung</i>		

Bild 2.5 Schadensszenarien für Spannglieder am Beispiel eines Hohlkastenquerschnitts; Möglichkeiten für den Eintritt von chloridbehaftetem Wasser in Spannglieder [Matt, 1990]

Oftmals wird eine Kombination mehrerer Aspekte zur Ursache einer großen Schadensbildung. Die häufigsten Gründe, die bei Brücken oder Schäden von Spanngliedern benannt werden, rühren oftmals von einer unzureichenden Verpressqualität der Hüllrohre her, da ein ausreichender Korrosionsschutz durch das alkalische Milieu des Einpressmörtels nicht vorhanden ist.

Ein besonderer Problembereich der Korrosion, der bereits von Fritz Leonhardt in den 60er Jahren [Leonhardt, 1962] erkannt wurde, ist die so genannte Spannungsrisskorrosion, die dann auftritt, wenn der Stahl unter mechanischer Zugbeanspruchung steht und gleichzeitig bestimmten schadhafte Medien in Form von chemischen Substanzen ausgesetzt ist.

Das genaue Wissen über diese Art Schadensanfälligkeit wurde erst in den letzten Jahrzehnten weiter vertieft und durch gewisse Vorfälle aus dem Hochbaubereich zu Beginn der 90er Jahre bedeutend. Dennoch sind die Ursachen dieser Schadensfälle bis heute nicht eindeutig geklärt. Festzustellen bleibt jedoch, dass die meisten Schäden im Hochbaubereich unter extremen Umweltbedingungen auftraten. Als besonders problematisch galten Spannstähle, die als „alter Typ“ bezeichnet wurden und bis Mitte der 60er Jahre in deutschen Stahlwerken hergestellt wurden.

2.4 Schadensfälle zufolge schadhafter Spannglieder

In der Fachliteratur findet man einige Informationen zu Einstürzen oder Versagen von Spannbetonkonstruktionen, die in den letzten Jahrzehnten auftraten. Die meisten Katastrophen mit schwerwiegenden Folgen ereigneten sich hauptsächlich während der Bauarbeiten, da hier zahlreiche Einflüsse vorhanden und schwer abschätzbar sind, die oftmals in Kombination mit anderen Faktoren das Versagen auslösten. Auch Planungsfehler waren oftmals Ursachen für Einstürze. Schadensfälle, die jedoch lediglich auf schadhafte Spannglieder in tragenden Konstruktionen wie beispielsweise Brückenüberbauten zurückzuführen sind, finden sich bislang nur in geringer Anzahl und werden in diesem Abschnitt an ausgewählten Vorfällen dargestellt.

Bereits im Jahr 1953 brachen an einer Brücke in Vorarlberg und an der Donaubrücke in Donaumünster Drähte kurze Zeit nach dem Vorspannen ohne direkt erkennbare Anzeichen schlagartig und spröde. Im Jahre 1958 zeigten sich ähnliche Vorfälle an zwei Brücken bei Schaffhausen, obwohl die vorgesehene Vorspannung noch nicht erreicht war. In einigen Fällen konnten Drahtbrüche bereits vor dem Einbau auf den Transporthaspeln im Ring festgestellt werden. Die Auswirkungen dieser Drahtbrüche verursachten jedoch nicht den Einsturz der gesamten Tragwerke, woraus sich schließen lässt, dass in jenen Fällen bestimmte Chargen bereits im Herstellvorgang oder während des Transports mit Schäden behaftet waren [Leonhardt, 1962]

Im Gegenzug dazu sind aus jüngerer Zeit drei Brückeneinstürze bekannt, die auf Korrosion von Spanngliedern im Überbau zurückzuführen sind.

Am 4. Dezember 1985 versagte in Wales die Yniys-y-Gwas Brücke aus dem Jahre 1953 ohne Vorankündigung, obwohl die Brücke ein halbes Jahr zuvor inspiziert wurde. Der Einsturz wurde eindeutig dem Versagen der Spannglieder zugeschrieben. Die Brücke bestand aus 8 vorgefertigten Elementen mit einer Länge von 2,45 m, die eine Gesamtlänge von 19,60 m ergaben. Die 8 Elemente waren mit dünnen Mörtelfugen und einer Längsvorspannung miteinander verbunden.

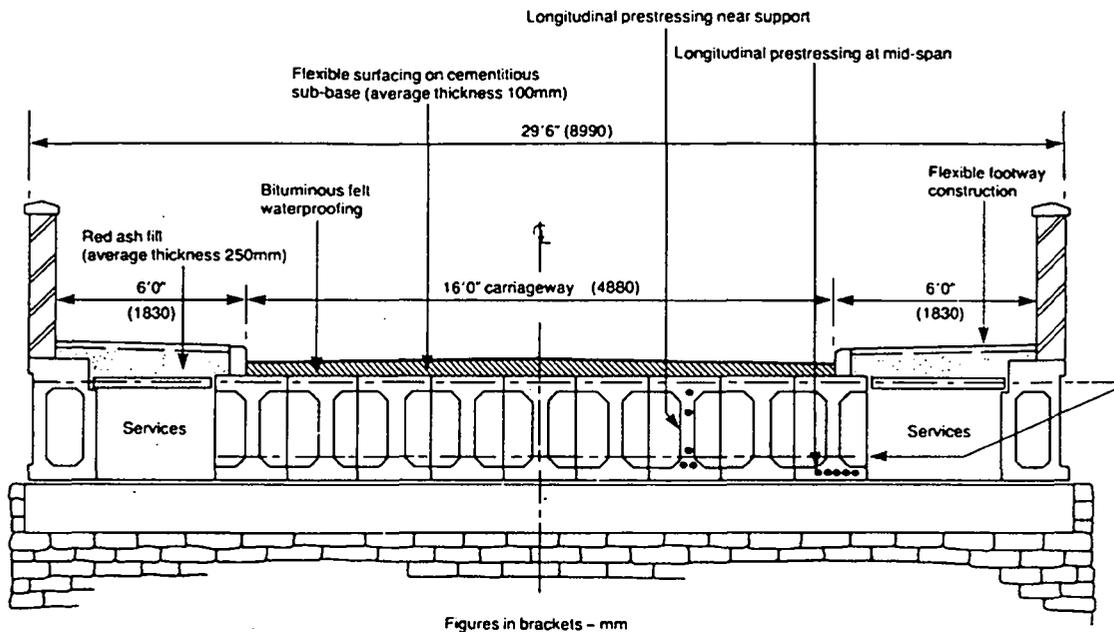


Bild 2.6 Querschnitt Ynys-y-Gwas Brücke in Wales

Die 11 I – förmigen Fertigteile (Bild 2.6) wurden durch eine Quervorspannung zu einer Hohlplatte ergänzt, was zur Folge hatte, dass eine Vielzahl von Mörtelfugen entstand, durch die tauszalbeladenes Wasser in die Hüllrohre eindringen konnte. Dies löste eine hohe Chloridkonzentration im Einpressmörtel aus, was eine starke Korrosion der Spannstähle zur Folge hatte. Dabei betrug die gemessene Menge an Chlorid in den Fugen bis zu 2% der Zementmasse, einem Wert, der vielfach größer ist, als nach den heutigen Normen bei Spannbeton zulässig wäre. Die Korrosion, induziert durch Chlorid, hatte das Versagen der Spannglieder und eindeutig den Einsturz der Brücke zur Folge. Detaillierte Untersuchungen am Schadensfall [Matt, 1994] gaben weiterhin auch Aufschluss über die Verpressqualität der Hüllrohre, die insgesamt auch als mangelhaft klassifiziert wurde. Dieser Fall zeigt im Übrigen die Problematik von Segmentbrücken mit konstruktiv schlecht ausgeführten Fugen.

Ende März 1992 stürzte in der Nähe von Gent in Belgien die Brücke bei Melle ein. Diese Brücke wurde ebenfalls regelmäßigen Inspektionen unterzogen und lies keine Anzeichen einer Schädigung erscheinen, die man als Vorankündigung eines Versagens der Konstruktion bewerten hätte können. Zum Zeitpunkt des Versagens befand sich ein Tankstoffwagen auf der Brücke, der mit in den darunter liegenden Kanal fiel. Die eingestürzte Rahmenbrücke gehörte zu einer Reihe von Sonderentwürfen der 50er Jahre, die an den Endauflagern mit vertikalen Zugbändern aus Spanngliedern, aufgelöst in einzelne Zugriegel, ausgebildet waren. Untersuchungen an dem Tragwerk ergaben, dass diese Spannglieder in den oberen Bereichen und teilweise auf die ganze Länge nicht verpresst waren. Weiterhin kam hinzu, dass diese Zugbänder aufgrund ihrer schlechten Erreichbarkeit kaum Möglichkeiten für eine Inspektion boten und somit der schlechte Zustand kaum zu erkennen war. Die eindeutige Schadensursache konnte nicht detailliert geklärt werden, wobei aber davon ausgegangen werden kann, dass Korrosion der Spannglieder in Zusammenhang mit der vorhandenen Nutzlast des Tankwagens offensichtlich das Versagen einzelner Zugelemente auslöste die zum Einsturz des Tragwerks führten [Pauser, 2000].

Ein weiterer Schadensfall, der in den letzten Jahren auf das Versagen von Spanngliedern zurückgeführt werden kann, ist der Einsturz des Ponte San Stefano auf Sizilien in der Nähe von Messina im Jahre 1999. Dabei handelte es sich um eine 40 Jahre alte Elementbrücke, die unmittelbar am Küstenstreifen der Insel errichtet war.



Bild 2.7 Einsturz des Ponte San Stefano auf Sizilien [Proverbio, 2000]

Bei dieser Brücke kam es an den Elementfugen zu Korrosion der Spannglieder, die durch die enorme Belastung des Seeklimas mit hohen Salzgehalten Chloridkorrosion an den Fugen ausgelöst wurde. Gerade unter solchen Umweltbelastungen ist ein funktionsfähiger Korrosionsschutz von enormer Bedeutung für die Dauerhaftigkeit. Bei diesem Fall handelt es sich ebenfalls um ein Versagen der Spannglieder an Elementfugen, ausgelöst durch extreme Umweltbedingungen. Das bemerkenswerte an dieser Brücke ist jedoch, dass das Bauwerk nach einer 40-jährigen Nutzungszeit unter Eigengewicht versagte [Proverbio et. al. , 2000].

Diese drei angeführten Schadensfälle aus dem Brückenbereich umfassen Bauwerke, die in den 50er Jahren errichtet wurden. Diese Periode zählt zur Frühzeit des Spannbetonbaus in Österreich, die in etwa bis ins Jahr 1965 reicht. Ab Mitte des 20. Jahrhunderts begann man nach den Kriegsjahren mit dem Aufbau und der Verbesserung der Infrastruktur. Die vielen Beschränkungen der herkömmlichen Ausführungsarten wurden durch die neuen innovativen Techniken der Spannbetonbauweise kompensiert. Dadurch konnte im Brückenbau eine Vielzahl von Bauaufgaben wirtschaftlich und rasch bewältigt werden, die für den Aufbau und die Stärkung der Volkswirtschaft eine enorme Bedeutung darstellten. Wie Bild 2.3 zeigt, erreichte die Spannbetonbauweise bereits Anfang der 70er Jahre den flächenbezogenen Anteil an Stahlbetonbrücken im höherrangigen Straßennetz. Somit ist es nicht verwunderlich, dass der Spannbetonbau wegen seiner rasanten Entwicklung zu Beginn mit einer gewissen Art von Anfangsschwierigkeiten in Verbindung stand, die in der heutigen Zeit jedoch bekannt und behoben sind.

Demnach waren in den 90er Jahren eine Reihe von Vorfällen aus dem Hochbaubereich Auslöser für verstärkte Untersuchungen an Konstruktionen, die mit vergüteten Spannstählen des so genannten „alten Typs“ vorgespannt wurden.

Bereits 1988 wurde von der obersten Baubehörde des Bayerischen Staatsministerium des Innern die Abstützung von 6000 Spannbetonträgern in Viehstaldecken angeordnet, die in den Jahren 1954 bis 1964 mit Sigma Oval St 145/160 hergestellt wurden. Die Decken wiesen eine Vielzahl von Schäden auf, die durch ungünstige Einflüsse entstanden sind.

Weiterhin fand man in den Folgejahren bei einigen Spannbetonbindern in Deutschland gerissene Spanndrähte des Typs Neptun N40 St 145/160, die vor Versagen erkannt werden konnten [Pauser, 2000].

Im Jahre 1995 fand man in einer Produktionshalle in Deutschland einen eingestürzten Spannbetonbinder des Hallendachs. Dieser Binder war mit einem Spannglied, bestehend aus 16 gerippten Drähten Sigma Oval St 145/160, mit nachträglichem Verbund vorgespannt. Die Untersuchungen ergaben, dass einige Spanndrähte im mittleren Feldbereich aufgrund wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion versagt hatten. Die Hüllrohre waren in diesem Fall ausreichend verpresst und hatten dem damaligen Stand der Technik gemäß auch genügend Betondeckung. Die genaue Schadensursache konnte in diesem Fall nicht eindeutig geklärt werden. Festzustellen ist jedoch, dass die Umweltbedingungen in der Produktionshalle nicht einem gewöhnlichen

Hochbau oder gar einer freien Umgebung gleichzusetzen sind und dies zum Schadenseintritt beigetragen hat..

2.5 Ankündigungsverhalten von Massivbrücken mit Brüchen von Spannstählen – Stand der Kenntnis

2.5.1 Allgemein

Von einem günstigen Ankündigungsverhalten kann im Normalfall bei Stahl- und Spannbetonkonstruktionen ausgegangen werden, da im Falle eines Stahlversagens (kein Betonversagen) die Stähle ausreichende Duktilität mit einem ausgeprägten Fließplateau aufweisen. Die Bruchdehnung, die bei Spannstählen im Bereich von 5% liegt, lässt bei Spannbeton mit Verbund eine auffällige Rissbildung an den Betonoberflächen erkennen. Voraussetzung hierfür ist das duktile Verhalten der Spannstähle, was bei vergüteten Stählen mit Gefahr von Spannungsrisskorrosion nicht gegeben ist. Um jedoch ein Ankündigungsverhalten zu erreichen und damit die Gefahr eines plötzlichen Versagens zu vermeiden, ist es erforderlich, dass eine Rissbildung zu einem Zeitpunkt vorhanden ist, zu dem die Tragfähigkeit unter Gebrauchslast in jedem Querschnitt sichergestellt ist. Die rechnerische globale Restsicherheit soll dabei in jedem Schnitt mehr als 1,0 betragen. Weiterhin kann ein Schädigungsmechanismus auch durch außerplanmäßige Verformungen erkannt werden, was allerdings bei Spannbeton mit Verbund im Regelfall wegen der Aktivierung des Haftverbundes nicht möglich ist, da die Verminderung der Steifigkeiten nur sehr lokal beschränkt ist. Da die Eintragungslängen von Spannstählen je nach Spannstahlart im Vergleich zu den Spannweiten nur gering sind, beschränkt sich diese Steifigkeitsminderung beim Bruch eines Spannstahls nur auf die Bruchstelle. Über den Bereich der Eintragungslänge steigt die Steifigkeit des Systems wieder auf das Niveau des ungeschädigten Querschnitts an [Pauser, 2000]. In diesem Bereich bleibt für statisch bestimmte Systeme als Ankündigungszeichen lediglich eine lokale Rissbildung.

Im Falle eines Versagens eines Teils der Spannstahlfläche müssen die restlichen Spannstahlflächen und die schlaffe Bewehrung den äußeren Schnittgrößen das Querschnittsgleichgewicht halten. Bei Brücken und Konstruktionen aus den letzten 50 Jahren wurde eine schlaffe Bewehrung auch aus konstruktiven Gründen verwendet, die zumindest einen Teilausfall der Spannstahlflächen übernehmen könnten [König et al., 1996]. Nicht nur deshalb ist das Vorhandensein einer schlaffen Bewehrung für das Ankündigungsverhalten besonders bedeutsam, sondern auch wegen der auflagernahen Bereiche, in denen die Beanspruchung der Gebrauchslast geringer ist als das Rissmoment des Querschnitts. Für diese auflagernahen Bereiche, die als so genannte „Kritische Bereiche“ bezeichnet werden, in denen das Verhalten „Riss vor Bruch“ bei Ausfall von Spannstahlflächen nicht zu erwarten ist, ist es besonders wichtig, dass im Falle von Spanngliedausfällen schlaffe Bewehrung vorhanden ist.

2.5.2 Rissbildung bei kontinuierlichem Ausfall von Spannstählen

In Anlehnung an die Untersuchungen von [König et al., 1996] wird die Rissbildung und die dafür notwendige Restspannstahlfläche für den Fall eines Einfeldträgers mit üblichen Verhältnissen unter Gleichlast untersucht.

Das Auftreten einer Rissbildung erfordert bei einem betrachteten Schnitt eine Betonrandspannung, die unter häufiger Last Δq und infolge der verbleibenden Vorspannkraft die Betonzugfes-

tigkeit des Betons f_{ctm} unterschreitet. Für diesen Zusammenhang kann folgender Ansatz gewählt werden:

$$\sigma_{bu,\Delta q} - \frac{A_{p,r} \cdot \varepsilon^0 \cdot E_p}{A_b} - \frac{A_{p,r} \cdot \varepsilon^0 \cdot E_p \cdot e_p}{W_{bu}} = f_{ctm} \quad (2-1)$$

oder:

$$\sigma_{bu,\Delta q} - f_{ctm} = A_{p,r} \cdot \varepsilon^0 \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{e_p}{W_{bu}} \right) \quad (2-2)$$

mit:

- $\sigma_{bu,\Delta q}$ Betonrandspannung
- $A_{p,r}$ Restspannstahlfläche
- ε^0 Vordehnung des Spannstahls
- E_p Elastizitätsmodul des Spannstahls
- A_b Betonquerschnittsfläche
- e_p Exzentrizität des Spannstahlquerschnitts
- W_{bu} Widerstandsmoment des Betonquerschnitts

Durch die Gleichungen 2-1 und 2-2 sind die notwendigen Restspannstahlflächen $A_{p,r}$ definiert, unter denen Rissbildung infolge häufiger Last Δq auftritt. Mit den nachfolgenden Verhältniswerten infolge häufiger Last und der Zugfestigkeit des Betons

$$\alpha = \frac{\sigma_{bu,\Delta q}}{f_{ctm}} \quad \text{und} \quad k_0 = \frac{W_{bu}}{A_b}$$

lässt sich der bei Rissbildung verbleibende Restspannstahlquerschnitt $A_{p,r}$ in einem betrachteten Schnitt folgendermaßen angeben:

$$A_{p,r} = \frac{\sigma_{bu,\Delta q} - f_{ctm}}{\varepsilon^0 \cdot E_p \cdot \left(\frac{1}{A_b} + \frac{e_p}{W_{bu}} \right)} = \frac{A_b \cdot f_{ctm} \cdot (\alpha - 1)}{\varepsilon^0 \cdot E_p \cdot \left(1 + \frac{e_p}{k_0} \right)} \quad (2-3)$$

mit:

- f_{ctm} Mittelwert der Betonzugfestigkeit
- M_q Moment infolge Vollast
- $M_{\Delta q}$ Moment infolge häufiger Last
- $M_{r,B}$ Rissmoment des unbewehrten Querschnitts $M_{r,B} = f_{ctm} W_{bu}$
- f_{pm} Fließgrenze des Spannstahls
- z_p innerer Hebelarm
- ε^1 Zusatzdehnung des Spannstahls im Bruchzustand
- $M_{A_{p,r}}$ Von der Restspannstahlfläche aufnehmbares Moment

Für $A_{p,r}(\xi)$ ergibt sich bei parabolischem Spanngliedverlauf mit der Bezeichnung:

$$\lambda = q/\Delta q, \quad m = \max M_q/M_{r,B}, \text{ und} \quad m/\lambda = M_{\Delta q}/M_{r,B} = \alpha:$$

$$A_{p,r}(\xi) = A_b \cdot \frac{4m \cdot (\xi - \xi^2) - \lambda}{1 + 4 \frac{e_p}{k_0} \cdot (\xi - \xi^2)} \cdot \frac{f_{ctm}}{\lambda \cdot E_p \cdot \varepsilon^0} \quad (2-4)$$

Zur übersichtlichen Darstellung wird eine Funktion $T(\xi)$ eingeführt, die den Verhältniswert zwischen betrachtetem Moment und Rissmoment des unbewehrten Betonquerschnitts darstellt. Das betrachtete Moment kann beispielsweise das Moment aus häufiger Last $M_q(\xi)$ oder das vom Restspannstahlquerschnitt $A_{p,r}$ aufnehmbare Moment

$$M_{A_{p,r}}(\xi) = A_{p,r} \cdot f_{pm} \cdot z_p(\xi) \quad (2-5)$$

sein. Nach Einsetzen der Gleichung (2-4) ergibt sich:

$$M_{A_{p,r}}(\xi) = \frac{A_b \cdot f_{ctm} \cdot [\alpha(\xi) - 1]}{\varepsilon^0 \cdot E_p \cdot [1 + e_p(\xi) \cdot \frac{1}{k_0}]} \cdot E_p \cdot (\varepsilon^0 + \varepsilon^1) \cdot z_p(\xi) \quad (2-6)$$

Unter der Verwendung des Ausdrucks:

$$\eta = \frac{\varepsilon^0 + \varepsilon^1}{\varepsilon^0} \leq \frac{f_{pm}}{E_p \cdot \varepsilon^0} \quad (2-7)$$

erhält man:

$$M_{A_{p,r}}(\xi) = \frac{A_b \cdot f_{ctm} \cdot z_p \cdot [\alpha(\xi) - 1] \cdot \eta}{[1 + e_p(\xi) \cdot \frac{1}{k_0}]} \quad (2-8)$$

Bild 2.8 zeigt exemplarisch die Verläufe des Verhältniswertes für die bezogenen aufnehmbaren Momente bei Vorhandensein von $A_{p,r}$ das auf $M_{r,B}$ bezogene Moment $M_q(\xi)$ infolge Vollast für einen Rechteckquerschnitt mit parabolischem Spanngliedverlauf und $M_{A_{p,r}}(\xi)$ für den verbleibenden Restquerschnitt.

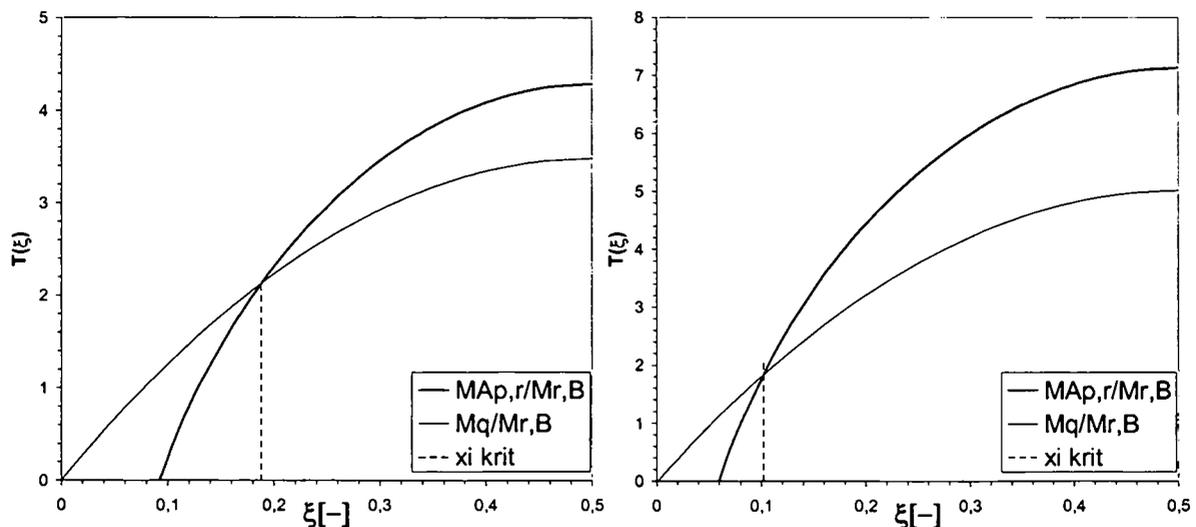


Bild 2.8 Auf das Rissmoment (unbewehrter Querschnitt) bezogene Verläufe der aufnehmbaren Momente bei reduzierter Spannstahlfläche im Vergleich zum auf das Rissmoment (unbew. Querschnitt) bezogenes Moment aus Vollast über Trägerlänge (links: Trägerlänge 15,0 m; rechts: Trägerlänge 18,0 m)

Dabei wurde ein Rechteckquerschnitt mit $1,0 \times 0,5 \text{ m}^2$, eine Betondruckfestigkeit von $50,0 \text{ MPa}$ und einer häufigen Belastung von $\Delta q = 30,0 \text{ kN/m}$, $q = 35,0 \text{ kN/m}$ bei einer Feldlänge von $15,0 \text{ m}$ angesetzt. (Vgl. Bild 2.8 links ($e_{p,\max} = 0,40 \text{ m}$; $\lambda = 1,167$; $m = 3,48$; $\eta = 1,60$). Vergleichsweise wurde die Feldlänge auf $18,0 \text{ m}$ erhöht (Vgl. Bild 2.8 rechts) und alle sonstigen Parameter belassen ($m = 5,01$).

In den Bereichen $\xi = 0$ bis $\xi = \xi_{\text{grenz}}$ ist das Moment infolge äußerer Last größer als das vom Spannstahlrestquerschnitt aufnehmbare Moment. D.h. in diesem Bereich müsste diejenige Menge an Spannstahl ausfallen, die eine Rissbildung ermöglicht. Die verbleibende Spannstahlfläche wäre aber dann nicht mehr in der Lage, dem äußeren Moment das Gleichgewicht zu halten. In diesem Bereich liegt die rechnerische Sicherheit des Systems unter 1, da dort das Moment aus häufiger Last unter dem Rissmoment des Querschnitts liegt. Der Balken würde ohne schlaffe Bewehrung ohne Vorankündigung versagen. In den Bereichen $\xi > \xi_{\text{grenz}}$ ist dort mit einer Rissbildung zu rechnen, wo das äußere Moment von der vorhandenen Restspannstahlfläche aufgenommen werden kann. Der Vergleich zeigt, dass Träger mit einer größeren Schlankheit einen geringeren kritischen Bereich ohne Vorankündigung durch Rissbildung aufweisen.

Im Folgenden wird näher auf die Restsicherheit eingegangen, bei der eine Rissbildung erstmalig entsteht. Über die restliche Spannstahlfläche, die höchstens vorhanden sein darf, damit Rissbildung eintritt, wird die globale Restsicherheit des Trägers ermittelt. Unter der Annahme, dass das Stahlversagen und nicht das Betonversagen maßgebend ist, wird die Restsicherheit berechnet, in dem das aufnehmbare Moment der verbleibenden Spannstahlfläche auf das Lastmoment $M_q(\xi)$ bezogen wird.

$$\gamma_R(\xi) = \frac{M_{Ap,r}(\xi)}{M_q(\xi)} = \frac{A_b \cdot f_{cm} \cdot z_p(\xi) \cdot [\alpha(\xi) - 1] \cdot \eta}{M_q(\xi) \cdot [1 + e_p(\xi) \cdot \frac{l}{k_0}]} \quad (2-9)$$

Die folgenden Bilder (Bild 2.9) zeigen die Verläufe der Restsicherheit gegenüber Bruch bei Rissbildung für die zuvor angegebene Parameterkombination.

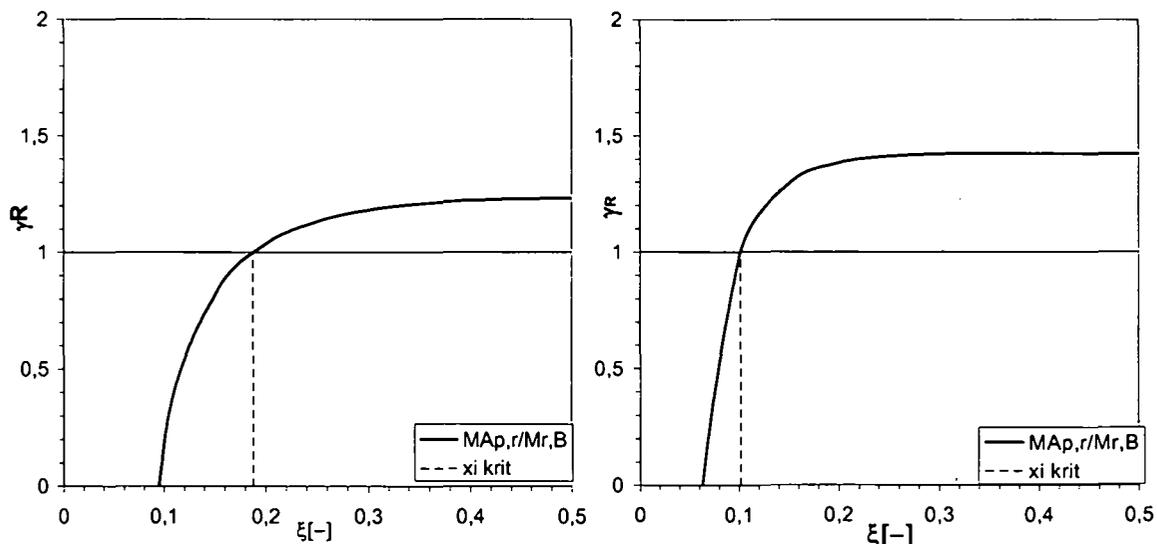


Bild 2.9 Verläufe der Restsicherheit bei Rissbildung (links: Trägerlänge $15,0 \text{ m}$; rechts: Trägerlänge $18,0 \text{ m}$)

Aus dieser Untersuchung wird ersichtlich, dass in den auflagernahen Bereichen eine Notwendigkeit für das Vorhandensein einer schlaffen Bewehrung für das Ankündigungsverhalten gegeben ist. Diese Überlegungen wurden bereits in den heute gültigen Normen mit einer Mindestbewehrung verankert. Die ÖNorm B4750, 1997 fordert für Spannbetonkonstruktionen einen

Nachweis der Robustheit, der diesem Problem bei neuen Konstruktionen entgegenwirken soll. Festzustellen bleibt jedoch, dass schlanke weitgespannte Tragwerke ein günstigeres Ankündigungsverhalten aufweisen als gedrungene Tragwerke. Ebenso kann davon abgeleitet werden, dass offene Querschnitte wie Plattenbalken wegen geringerer Rissmomente ein günstigeres Ankündigungsverhalten aufweisen als Hohlkastenquerschnitte. Bei statisch unbestimmten Systemen sind neben anderen Aspekten die Zwängungsmomente infolge Vorspannung sowie die Umlagerungsmöglichkeiten insbesondere zu beachten [Pauser, 2000].

3. VERBUND IM SPANNBETON – GRUNDLEGENDE ANMERKUNGEN

3.1 Allgemeine Grundlagen zum Verbundverhalten

Der heutige Stand der Kenntnisse über den Verbund zwischen Stahl und Beton wurde maßgebend durch Arbeiten von Rehm, Martin und Noakowski in den 60er und 70er Jahre beeinflusst. Grundsätzlich treten zwischen Stahl und Beton drei verschiedene Verbundmechanismen auf. Unterschieden wird der Haft-, der Scher- und der Reibungsverbund. Die jeweiligen Bereiche werden in folgender Verbundspannungs-Schlupfbeziehung qualitativ dargestellt.

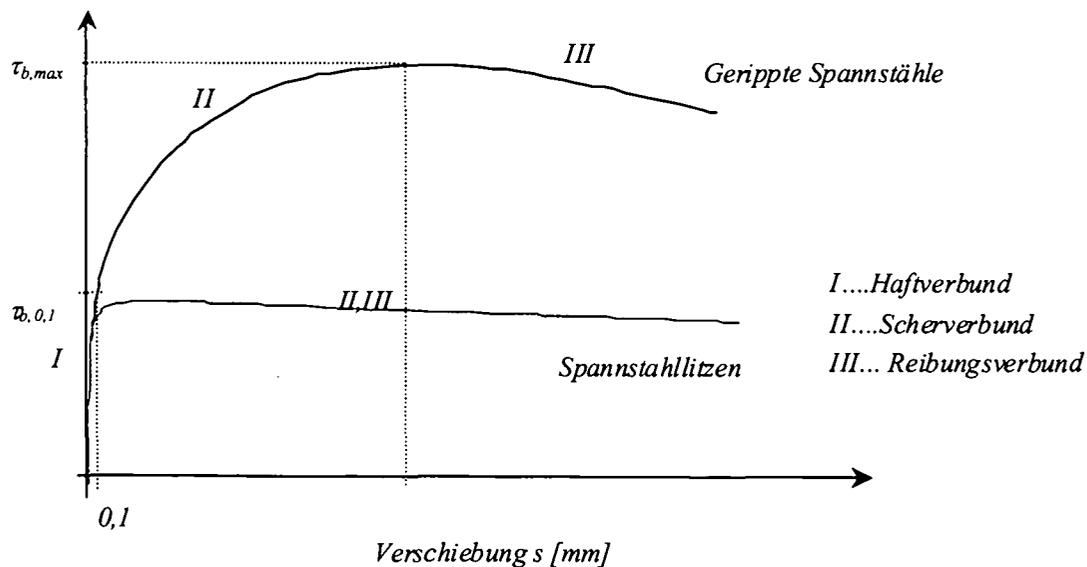


Bild 3.1 Qualitative Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Spannstähle

Das Verbundverhalten ist prinzipiell relativ schwierig quantifizierbar, da es starken Streuungen unterliegt und durch die Versuchskörper sowie andere Randbedingungen stark beeinflusst wird.

Prinzipiell sind die Verbundeigenschaften von einer Vielzahl von Einflüssen abhängig, die sich im Spannbeton mit nachträglichem Verbund hauptsächlich auf Mörtel­eigenschaften, Stahloberfläche, Lage im Hüllrohr und Spannstahlspannung beschränken. Diese Einflusspa-

parameter sind wiederum für das Entstehen der drei unterschiedlichen Verbundarten, die nachfolgend beschrieben werden, bedeutend.

Haftverbund:

Zum Haftverbund sowie zum Verhalten von glatten Stählen in einer Betonmatrix führen die Ansätze von wirksamen Kapillarkräften und Adhäsionskräften weiter zu einem Zusammenwachsen von Zementgel und Stahloberfläche, das Haftkräfte durch eine Klebewirkung des Zementsteins am Stahl entstehen lässt. [Nitsch, 2001]

Bei der Hydratation entstehen Kapillar- und Adhäsionskräfte, die den Hauptanteil dieses Verbundes ausmachen. Beim Haftverbund treten keine Relativverschiebungen zwischen der Bewehrung und dem Beton auf. Nach weiterem Anstieg der zu übertragenden Kräfte wird ein weiterer Verbundmechanismus notwendig, dem Relativverschiebungen vorausgesetzt werden müssen.

Scherverbund, mechanische Verzahnung:

Allgemein kann der Scherverbund als eine Abstützung etwaiger Oberflächenprofilierung auf Betonkonsolen analog einem Stabwerkmodell beschrieben werden.

Der Scherverbund ist der wirksamste Verbundmechanismus. Er kann sich aber nur bei profilierten Stählen oder bei glatten Stählen mit Unebenheiten, die beim Walzvorgang entstehen, ausbilden. Es entsteht eine richtige Verzahnung zwischen Stahl und Beton, sobald die notwendigen Relativverschiebungen vorhanden sind.

Reibungsverbund:

Dieser Mechanismus wird durch eine Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton aktiviert, wobei es durch die mikroskopisch feine Rauigkeit der Stahloberfläche zu einer Ablösung von staubfeinem Zementsteinmehl kommt, das sich in der Fuge zwischen Stahl und Beton verklemmt und dadurch erhebliche Reibungskräfte aktiviert.

3.2 Verbundverhalten der Spannstähle

Grundsätzlich besitzen die unterschiedlichen Spannstähle ein stark abweichendes Verbundverhalten, das im Wesentlichen von den Oberflächen der Stähle beeinflusst wird. Im Spannbetonbau mit nachträglichem Verbund kamen seit der Entstehung verschiedenste Stähle zum Einsatz. Während der 60er Jahre wurden vergütete Drähte mit glatter oder profilierter Oberfläche mit rundem oder ovalem Querschnitt verwendet, wohingegen ab den 70er Jahre vermehrt Spannstahlлитzen aus verlitzten Einzeldrähten zum Einsatz heran gezogen wurden. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Verbundverhalten von gerippten Spanndrähten und Spannstahlлитzen untersucht und im nachfolgenden Abschnitt genauer aufgezeigt.

3.2.1 Verbundverhalten von Spannstahlлитzen

Bei Spannstahlлитzen kann im Allgemeinen von einer Verbundfestigkeit, die zwischen der von glatten Stählen und der von gerippten Stählen liegt, ausgegangen werden. Die im Gegensatz zu glatten Stählen etwas höhere Verbundfestigkeit entsteht durch die Verseilung der äußeren Drähte, die analog zu gerippten Stählen bei einer wirksamen Drehbehinderung eine Vergrößerung des Scherverbundes bewirkt. Im Heft 310 des DAfStb [Troost et. al., 1980] wird analog zu den gerippten Stählen eine Möglichkeit angegeben, in der die verwundenen Drähte als Längsrippen aufgefasst werden. Dem gegenüber wird von Den Uijl in [Den Uijl, 1985] das Ver-

bundverhalten von Spannstahlitzen dem von glatten Stählen mit der Begründung gleichgesetzt, dass das Litzenende bei einer Relativverschiebung dem gewendelten Kanal im Beton oder Einpressmörtel folgt und somit keine Scherwirkung durch die bezogene Rippenfläche entstehen kann, sofern keine Verdrehbehinderung vorhanden ist. In dieser Betrachtungsweise wird das Verbundverhalten von Spannbetonlitzen dem von glatten Stählen gleichgesetzt, bei denen ein Reibungsverbund nach Ende der Haftwirkung eintritt. Betrachtet man jedoch die Eintragungslänge einer Spannstahlitze auf Traglastniveau, so verändert sich die Wirkung der Drehbehinderung über die Länge, da ein starker Einfluss der Torsionssteifigkeit der Litze existiert.

Weiterhin wird von Kuper in [Kuper et. al., 1987] ein Reibungseffekt beschrieben, der durch feine Zementbrösel in der Fuge zwischen Stahl und Beton entsteht. Diese Zementbrösel entstehen durch die mikroskopisch feststellbare Rauigkeit der Stahloberfläche bei Relativverschiebung und können neben der Reibwirkung auch zusätzlich Querpressungen verursachen, die weiterhin die Verbundwirkung verbessert.

Nach Rehm [Rehm, 1961] ergeben sich die positiv wirkenden Querpressungen unter Umständen auch durch Schwindvorgänge des Betons.

Prinzipiell kann das Verbundverhalten bei nachträglichem Verbund dem von sofortigem Verbund gleichgesetzt werden. Allerdings bringt das Materialgefüge, in dem der Spannstahl eingebettet ist, Änderungen des Verbundverhaltens mit sich, sobald sich die Zusammensetzung der Matrix mit den mechanischen Eigenschaften verändert. Weiterhin verfügt der Einpressmörtel wegen des sehr geringen Anteils von Grobzuschlägen über ein plastischeres Materialverhalten und eine druckverteilende Wirkung, die zu einer Verminderung der Verbundwirkung führen kann. Der Einpressmörtel befindet sich in einem Hüllrohr, das bei Metallausführung Ringzugkräfte aufnehmen kann und die Querpressung des Einpressmörtels im Gegensatz zum sofortigen Verbund beeinflusst.

Im Allgemeinen kann das Verbundverhalten einer Litze im verpressten Hüllrohr mit einem räumlichen Druckstrebensystem beschrieben werden, wobei die Druckstreben länger als bei glatten Stählen sind, da die Kräfte normal auf die verwundenen Drähte gerichtet sind.

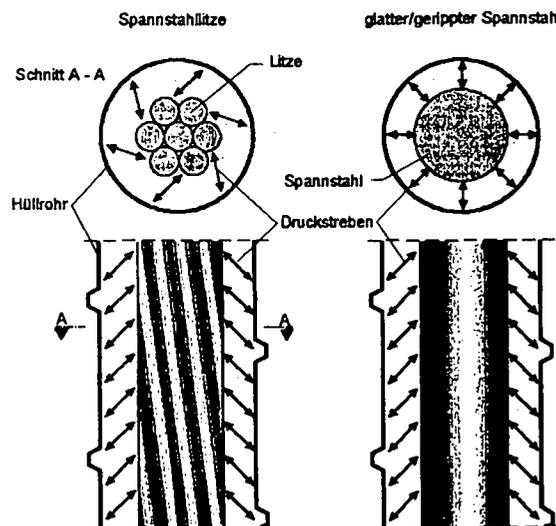


Bild 3.2 Schematische Darstellung des Druckstrebensystems bei Litzen und glatten Drähten [Will, 1997]

Somit entstehen bei dem Druckstrebensystem von Litzen größere Stauchungen, da bei dem betrachteten Modell ein längerer Ersatzstab vorhanden ist, der größere Verschiebungen bei gleicher Kraft zur Folge hat.

3.2.2 Verbundverhalten von gerippten Spannstählen

Das Verbundverhalten von gerippten Spannstählen wird im Wesentlichen durch eine ausgeprägte Scherwirkung aufgrund der Oberflächenausbildung beeinflusst. Durch die Rippen entstehen ausgeprägte Druckstreben, die teilweise sehr stark geneigt gegenüber der Spannstahllängsachse ausgebildet sind und zu einer starken Rissbildung innerhalb des Einpressmörtels führen. Die Rissbildung führt wiederum zu einer Ablösung von Mörtelsegmenten die im Stabwerksystem mit voneinander unabhängigen Pendelstützen modelliert werden können [Will, 1997]. Durch die Sicken des Hüllrohrs leiten die Mörtelsegmente Druckkräfte auf den umgebenden Beton weiter, die mit Längskräften und Ringzugkräften im Gleichgewicht stehen.

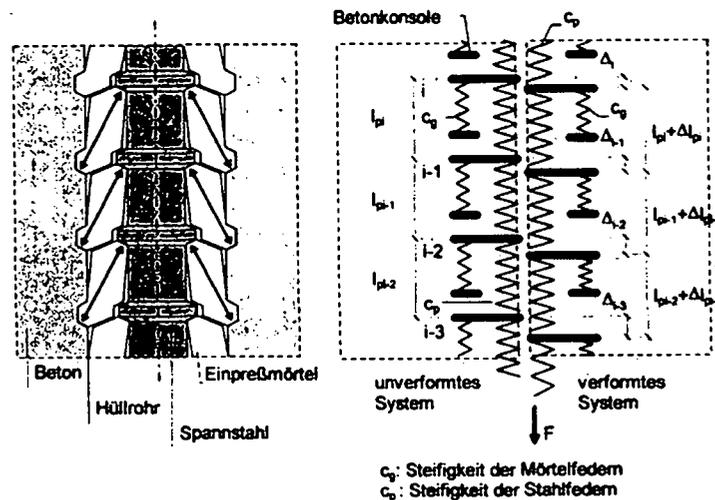


Bild 3.3 Schematische Darstellung des Druckstrebensystems bei gerippten Stählen [Will, 1997]

3.2.3 Verbundeigenschaften bei normalfestem und hochfestem Mörtel

Die chemische Reaktion bei der Hydratation bestimmt im Wesentlichen die Eigenschaften des Kontaktbereichs zwischen Stahl und Mörtelmatrix und folglich das Verbundverhalten. Da in gleicher Weise eine Verbundwirkung zwischen den einzelnen Bestandteilen des Betons oder Einpressmörtels die Druckfestigkeit bestimmt und ebenfalls durch die chemische Reaktion der Hydratation beeinflusst wird, kann von einem Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Verbundfestigkeit ausgegangen werden.

Bei hochfestem Mörtel wird durch die Zugabe von Mikrosilika mit einer spezifischen Oberfläche von 16-22 m²/g als Betonzusatzstoff die Porosität herabgesetzt und somit die tatsächliche Fläche zwischen Mörtel und Stahl erhöht.

Bauchemisch betrachtet ergeben sich bei normalfestem Mörtel während des Absetzens und Blutens eine Anreicherung von Calciumhydroxid (Ca (OH)₂) sowie festigkeitsminderndes Ettringit, was eine Schwächung der Verbundwirkung hervorruft. Im Gegensatz dazu bewirkt die Zugabe von Silikastaub als Füller eine Verdichtung des Gefüges und bewirkt zusätzlich durch die puzzolanische Reaktion mit dem freien Calciumhydroxid eine Steigerung der Festigkeit im Verbundbereich, da Calciumsilicathydrat (CSH) gebildet wird.[Nitsch, 2001].

Durch die puzzolanische Reaktion kommt es zu einer Verdichtung der Zementsteinmatrix im Kontaktzonenbereich. Durch diesen Effekt kann zwar keine Erhöhung der Zementsteinfestigkeit, aber eine deutliche Verbesserung der Übergangzone erreicht werden. In Bild 3.4 wird

die Übergangszone für normalfesten Beton und ultrahochfestem Beton im frischen und im festen Zustand dargestellt.

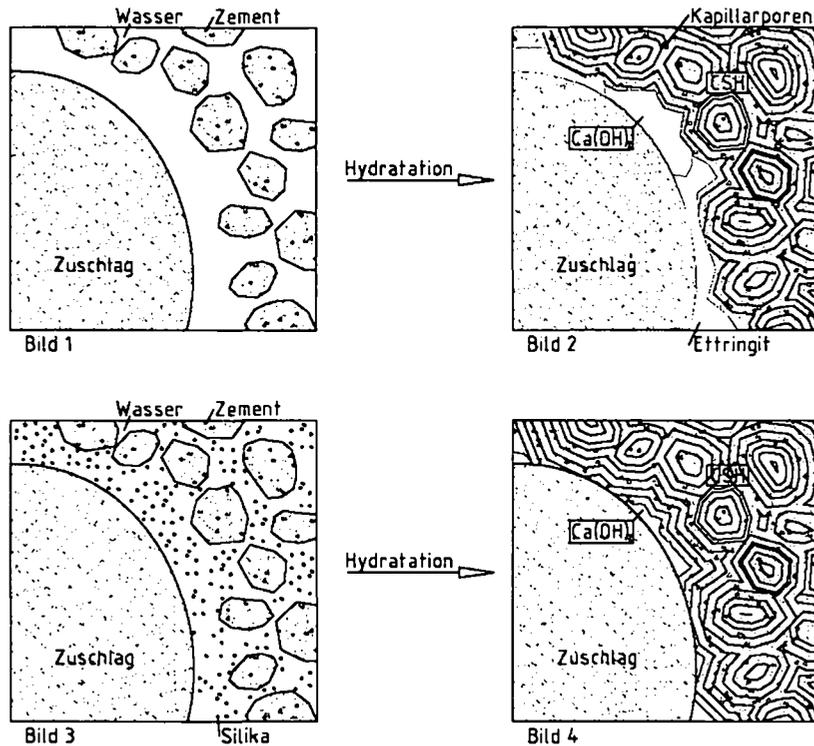


Bild 3.4

links oben: Darstellung des Frischbetons ohne zugegebenes Mikrosilika,
Wasserfilm bildet sich um den Zuschlagstoff

rechts oben: Darstellung des Festbetons ohne Mikrosilika,
Bildung von Calciumhydroxid und Ettringit in den Übergangszonen

links unten: Darstellung des Frischbetons mit Mikrosilika:
Silikastaubpartikel füllen die Übergangszone aus.

rechts unten: Darstellung des Festbetons mit Mikrosilika, CSH – Phasen und Ettringit sind wesentlich geringer ausgebildet, Bildung einer homogenen Übergangszone [Winter, 2005], [Nitsch, 2001].

3.3 Weitere Einflüsse auf das Verbundverhalten

Generell ist das Verbundverhalten von Spannstählen von einer Vielzahl von Einflüssen abhängig, die im Rahmen dieser Arbeit nicht genauer beschrieben werden, da sie für die Beurteilung des Tragverhaltens bei schadhafte Spanngliedern einen untergeordneten Einfluss darstellen. Diese Annahme konnte anhand der Ergebnisse der durchgeführten Versuche an Pull-Out-Körpern und Spannglieddehnkörpern bestätigt werden. Prinzipiell bedarf es zur Verifizierung dieser Einflüsse einer Reihe von Laboruntersuchungen unterschiedlichster Art, die zum Großteil erforscht und publiziert wurden. Im Wesentlichen beeinflussen Geometrie, Lage im Hüllrohr, Dehnungszustand, Querdehnung sowie zeitabhängige und dynamische Einflüsse das Verbundverhalten.

4. VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER VERBUNDSPANNUNGS – SCHLUPFBEZIEHUNGEN VON SPANNSTÄHLEN

4.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel wird das Verbundverhalten von Spanndrähten und Spanndrahtlitzen, die bereits in alten Brücken eingebaut waren, genauer untersucht. Dazu werden Pull-Out-Versuche mit alten Spannstählen durchgeführt. Um die Versuchsergebnisse zu bewerten und einen Bezug zu bereits bekannten Versuchen herstellen zu können, wurde das Versuchsprogramm erweitert und zusätzlich Versuche mit neuen Spannstählen durchgeführt.

Somit kann das statische Verbundverhalten der Drähte und Litzen in den abgebrochenen Brücken erforscht werden. Unter besonderer Berücksichtigung der damals herrschenden Ausführungsqualität des Einpressmörtels, gewonnen durch Untersuchungen von Mörtelproben aus den abgebrochenen Brücken, wurden die Einflüsse der Mörtelbeschaffenheit auf das Verbundverhalten untersucht. Jede Spannstahlart wurde mit mehreren unterschiedlichen Einpressmörteln getestet, um den Einfluss der Mörtelzusammensetzung auf die Verbundfestigkeit zu untersuchen. Der Versuchsaufbau wurde so geplant, dass möglichst alle störenden Einflüsse vermieden wurden und die Ergebnisse allgemeine Gültigkeit haben, um eine Vergleichbarkeit mit bisher durchgeführten Untersuchungen [Will 1997], [Nitsch 2001] zu erreichen. Insgesamt wurden 61 Pull-Out-Versuche durchgeführt, die in Serien zu je 3 Proben mit unterschiedlichen Versuchsparametern untergliedert werden.

Die Versuche wurden an so genannten herkömmlichen Ausziehkörpern in Anlehnung an RILEM mit zentrischen Metallhüllrohren, in denen die Stähle eingebaut und anschließend verpresst wurden, durchgeführt.

4.2 Planung der Versuche

Die Versuchskörper wurden in Anlehnung an RILEM als zylindrische Körper mit Durchmessern und einer Höhe von jeweils 120 mm gestaltet. In der Mitte befand sich ein Metallhüllrohr

($d = 30\text{mm}$ bzw. 35 mm), das mit den unterschiedlichen Einpressmörteln verfüllt war. Das Hüllrohr wurde mit unbewehrtem Beton der Festigkeitsklasse C35/45 mit Zuschlag der Korngruppe 0/8 ummantelt. Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte im Rahmen zweier Diplomarbeiten [Fischer, 2004], [Winter, 2005].

4.2.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm setzte sich aus einer Anzahl von Parameter zusammen. Im Wesentlichen wurden Spannstahltyp und Einpressmörtelgüte variiert. Als Spannstähle wurden:

1. alte Spanndraht SIGMA oval St 145/160 aus der Murbrücke Thalheim, Steiermark
2. alte Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770 aus der PORR Brücke, Wien
3. neue Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770,
4. neue Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770, mit gerippter Oberfläche
5. neue Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770

verwendet. Als Einpressmörtel kamen Rezepturen mit folgender Zusammensetzung zur Anwendung:

1. Fertigprodukt EuroGrout[®] Inject - (EG)
2. Portlandhüttenzement EN 197-1 CEM II / B-S 32,5 R - (Z3)
3. Zement CEM II / A-S 42,5 R - (Z4)
4. Fertigprodukt Ultrahochfester Beton UHPC, Firma Vicat (UH)
5. Eigenrezepturen mit Mikrosilika und Flugasche (E1, E2 und EF)

Anhand dieser Parameter ergab sich ein Versuchsprogramm mit insgesamt 62 Prüfkörpern. Im Rahmen einer ersten Versuchsreihe wurden die Spannstähle 1 bis 3 und die Einpressmörtel 1 bis 3 getestet. Dadurch entstand ein Versuchsprogramm aus $3 \times 3 = 9$ Versuchsserien mit jeweils 3 Versuchen pro Serie und insgesamt 27 Probekörpern. Für diese Probekörper wurden Hüllrohre mit einem Innendurchmesser von 30 mm verwendet.

Um den möglichen Einfluss eines größeren Hüllrohres zu untersuchen, wurde eine Versuchsreihe mit 3 Versuchen mit neuen Litzen, Verpressmörtel Z4 und einem Hüllrohr mit 35 mm, anstatt 30 mm Innendurchmesser hergestellt. Diese Probekörper sind in folgenden Aufzeichnungen mit einem „H“ gekennzeichnet. Weiterhin wurde der Einfluss des umgebenden Betons untersucht, indem eine höhere Betonfestigkeit bei einer Serie verwendet wurde. Diese Serie ist mit einem „P“ gekennzeichnet.

Nachfolgend ist das Versuchsprogramm für die erste Versuchsreihe, die im Jahr 2004 durchgeführt wurde, dargestellt.

Versuch Nr.	Serie	Bestandteile Einpressmörtel	Hüllrohrinnendurchmesser [mm]	Spannstahl
1-3	D-EG	Eurogrout	30	Spanndrähte „Sigma Oval“ St 145/160
4-6	D-Z3	CEM 32,5, und EH	30	
7-9	D-Z4	CEM 42,5, und EH	30	
10-12	LA-EG	Eurogrout	30	Litzen alt, 0,5 " " St 1570/1770
13-15	LA-Z3	CEM 32,5, und EH	30	
16-18	LA-Z4	CEM 42,5, und EH	30	
19-21	LN-EG	Eurogrout	30	Litzen neu, 0,5 " " St 1570/1770
22-24	LN-Z3	CEM 32,5, und EH	30	
25-27	LN-Z4	CEM 42,5, und EH	30	
28-30	LN-Z4 P	CEM 42,5, und EH	30	
31-33	LN-Z4 H	CEM 42,5, und EH	35	

Tabelle 4.1 Programm der Versuchsreihe 1

Weiterführend wurden gleichartige Pull-Out-Versuche in Ergänzung der 1. Versuchsreihe mit profilierten Litzen sowie ultrahochfesten Mörteln aus Fertigprodukten in einer 2. Versuchsreihe durchgeführt, die im Folgenden dargestellt sind [Winter, 2005].

Versuch Nr.	Serie	Bestandteile Einpressmörtel	Hüllrohrinnendurchmesser [mm]	Spannstahl
34-35	D-Z4-B	CEM 42,5 und EH	35	Spanndrähte „Sigma Oval“ St 145/160
36-37	LA-Z4-B	CEM 42,5 und EH	35	Litzen alt, 0,5 "St 1570/1770
38-40	LN-UH	UHPC- Vicat	35	Litzen neu, 0,5 "St 1570/1770
41-43	LG-UH	UHPC- Vicat	35	Litzen neu, profiliert 0,5 " St 1570/1770
44-46	LG-Z4-B	CEM 42,5 und EH	35	

Tabelle 4.2 Programm der Versuchsreihe 2

Als letzte Versuchsreihe kamen 0,6“ Litzen sowie Einpressmörtel aus Eigenrezepturen mit hohen Druckfestigkeiten bestehend aus Zementen der Festigkeitsklasse 52,5, Feinstzuschlägen, Mikrosilika, Fließmitteln und Flugasche zur Anwendung (Tabelle 4.3) [Winter, 2005.]

<i>Versuch Nr.</i>	<i>Serie</i>	<i>Bestandteile Einpressmörtel</i>	<i>Hüllrohrinnendurchmesser [mm]</i>	<i>Spannstahl</i>
47-49	LN-E1	CEM 52,5, Mikrosilika, Feinstzuschlag	35	Litzen neu, 0,5 "St 1570/1770
50-52	LN-EF	CEM 52,5, Mikrosilika, Feinstzus., Flugasche	35	
53-55	LG-E2	CEM 52,5, Mikrosilika, Feinstzuschlag	35	Litzen neu, profiliert 0,5 " St 1570/1770
56-59	LD-E2	CEM 52,5, Mikrosilika, Feinstzuschlag	35	Litzen neu, 0,6 " St 1570/1770
60-62	LD-EF	CEM 52,5, Mikrosilika, Feinstzus., Flugasche	35	

Tabelle 4.3 Programm der Versuchsreihe 3

4.2.2 Verwendete Spannstähle

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen wurden vier verschiedene Spannstähle verwendet. Zwei davon stammten aus alten Brückentragwerken, die abgebrochen wurden. Die Eigenschaften dieser beiden alten, gebrauchten Spannstähle wurden untersucht und in [Eichinger, 2003 V] veröffentlicht und werden nachfolgend zusammenfassend angeführt. Die Versuche mit diesen Stählen sollen dazu herangezogen werden, die Tragfähigkeit von bestehenden Brücken, bei denen die gleichen Stahltypen verwendet wurden, realistisch zu beurteilen.

Zusätzlich wurden fabrikneue Spanndrahtlitzen verwendet, deren Eigenschaften in einem Abnahmeprüfzeugnis des Herstellers festgehalten sind. Sie dienen dazu, die Versuchsergebnisse der alten Spannstähle zu bewerten und einen Bezug zu bekannten Pull-Out Versuchen herzustellen. Schließlich kamen noch neuwertige Spanndrahtlitzen mit profilierter Oberfläche zum Einsatz, die durch die Profilierung der Oberfläche vor allem wegen der günstigen Verbundeigenschaften künftig verstärkt eingesetzt werden sollen.

4.2.2.1 Spanndrähte "Sigma Oval" St 145/160

Die Spanndrähte stammen aus der Murbrücke Thalheim in der Steiermark, die im Jahr 1964 gebaut wurde und im Frühling 2001 aufgrund des Verdachts eines hohen Risikos hinsichtlich der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion des Spannstahls abgebrochen wurde. Das Tragwerk war ein dreifeldriger Durchlaufträger mit Kastenquerschnitt und einer Gesamtlänge von 182,0 m. Die Spannkabel in den Stegen bestanden aus je 34 ovalen Spanndrähten des Typs SIGMA oval St 145/160.

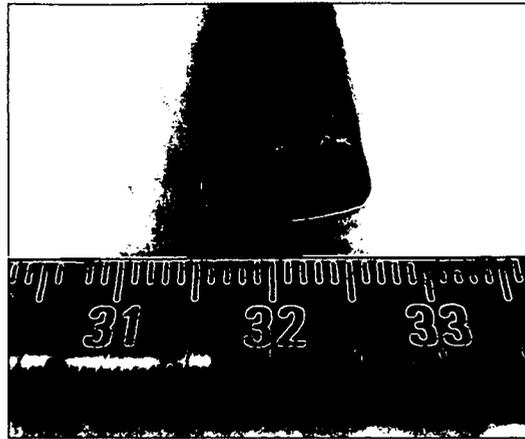


Bild 4.1 Spanndraht Sigma Oval, Querschnitt

Sigma Oval Stähle sind vergütete, d. h. in einer Wärmebehandlung austenitisierte, danach abgeschreckte und zum Schluss angelassene Spannstähle. Sie werden als so genannte vergütete Stähle des „alten Typs“ bezeichnet und wurden bis Mitte der 60er Jahre in deutschen Stahlwerken hergestellt. Bei diesem Stahltyp kann von einer Neigung zu wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion ausgegangen werden. Hierbei besteht auch im alkalischen Milieu, bei Sauerstoffarmut, wie dies in verpressten Hüllrohren der Fall ist die Gefahr, dass Wasserstoffionen gebildet werden können und der Spannstahl korrodieren kann. Aus diesem Grund kann nicht ausgeschlossen werden, dass auch eine Anrissbildung von Spannstählen im verpressten Zustand möglich ist. Es wurde festgestellt, dass jedoch viele an SIGMA-Stahl des „alten Typs“ gefundenen Brüche im Zusammenhang mit der Einwirkung von Chlorid stehen.

Ab 1965 wurde der Chromzusatz in der Legierung erhöht und gleichzeitig der Silizium-, Kohlenstoff- und Mangangehalt verringert, was eine Verbesserung des Widerstandes gegenüber der wasserstoffinduzierten Spannungsrissskorrosion bewirkte. Dennoch kann eine Schädigung solcher Stähle die ab 1965 bis ins Jahr 1978 hergestellt wurden nicht vollständig ausgeschlossen werden. Der Problematik wurde im Jahr 1978 durch neue strengere Überwachungsvorschriften entgegengewirkt und somit die Produktion von diesen Stählen eingestellt.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden zahlreiche Untersuchungen zu dieser Problematik erstellt, die in [Eichinger, 2002, III] beschrieben sind. In nachfolgender Tabelle sind die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Stähle dokumentiert.

	Proben-Nr.	Korrosionszustand	R_m [N/mm ²]	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	$R_{p0,2}/R_m$ [-]	A_{10d} [%]	A_{gt} [%]	E-Modul [N/mm ²]	Z [%]	Hin- und Herbiegungen
Soll			>1570	>1420		>6	>3,5	200000		
SIGMA oval St 145/160 (Thalheim)	562/401	Flugrost	1594	1455	0,91	4,8	4,2	194600	35,2	
	562/402	Flugrost	1594	1455	0,91	4,1	4,0	195600	41,1	7-10
	562/403	Flugrost	1559	1423	0,91	4,8	4,3	196700	34,4	

Tabelle 4.4 Ergebnisse der Zugversuche und Hin- und Herbiegeversuche an Spanndrähten der Murbrücke Thalheim

R_m - Zugfestigkeit $R_{p0,2}$ - 0,2% Dehngrenze
 A_{10d} - Bruchdehnung A_{gt} - Gleichmaßdehnung
 E - Elastizitätsmodul Z - Brucheinschnürung

Weiterhin wurde die effektive Querschnittsfläche mit $A_{eff} = 41,37 \text{ mm}^2$ ermittelt. Die Versuche ergaben, dass eine geringe Korrosion an der Oberfläche kaum Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften der Stähle hatte und Zugfestigkeit sowie Streckgrenze nur gering durch Korrosion beeinflusst wurde. Die erforderlichen Werte für die maximale Dehnung vor Bruch konnten nicht erreicht werden.

4.2.2.2 Spannstahllitzen 0,5" alt

Die verwendeten Spanndrahtlitzten wurden aus der Längsvorspannung der PORR Brücke in Wien entnommen. Sie wurde 1975 gebaut und 2002 nach Belastungsversuchen und wegen des Neubaus der Autobahnüberplattung der A 23 (Südosttangente) abgebrochen. Bei der Brücke handelte es sich um eine Segmentbrücke mit einer Stützweite von 44,5 m und einer Gesamtbreite von 6,20 m, die A23 überquert und Grundstücke der Firma PORR miteinander verbunden hat.



Bild 4.2 Querschnitt Spanndrahtlitze alt 0,5"

	Proben-Nr.	Korrosionszustand	R_m [N/mm ²]	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	$R_{p0,2}/R_m$ [-]	A_{10d} [%]	A_{gt} [%]	E-Modul [N/mm ²]
Soll			>1770	>1570		>6	>3,5	190000
Litze St 1570/1770 (Wien)	2W2	kein Rost	1947	1763	0,91	6,8	6,03	185400
	2W3	kein Rost	1946	1776	0,91	6,0	5,07	175400
	7G	kein Rost	1964	1832	0,93	5,0	4,58	183800
	9G	kein Rost	1900	1718	0,90	5,7	5,49	182000

Tabelle 4.5 Mechanische Eigenschaften der Spannstahllitzen 0,5" alt

Die effektive Querschnittsfläche wurde zu $A_{eff} = 98,2$ bis $99,6 \text{ mm}^2$ (i.M. $99,15 \text{ mm}^2$) ermittelt. Die Messergebnisse waren deutlich höher als von der [ÖNorm B4258, 1987] vorge-

schrieben. Lediglich bei der maximalen Dehnung vor dem Bruch konnten die normgemäßen Werte nicht vollständig erreicht werden.

4.2.2.3 Spannstahllitzen 0,5'' neu, Spannstahllitzen 0,5'' mit profilierter Oberfläche, Spannstahllitzen 0,6'' neu

Bei diesen Litzen handelte es sich um fabrikneue 7-drähtige, glatte Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770 nach [ÖNorm B 4258, 1977] von der Firma Voest Alpine Austria Draht GmbH. Die Litzen hatten einen Nenndurchmesser von 12,9 mm und einen Nennquerschnitt von 100 mm², die effektive Querschnittsfläche betrug 100,5 mm².

Die Eigenschaften der Litzen wurden in einem Abnahmeprüfzeugnis nach EN 10204 festgehalten und sind in Tabelle 4.6 angegeben. Genauere Angaben zur Abnahmeprüfung sind in [Fischer, 2004] und [Winter, 2005] veröffentlicht.

	R_m [N/mm ²]	$R_{p0,01}$ [N/mm ²]	$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	A_{gr} [%]	E [N/mm ²]	A [mm ²]
Soll	> 1770	> 1130	> 1570	> 3,5	190000	100,0
<i>Litze 0,5'' St 1570/1770</i>	1944	1560	1784	5,4	207600	100,5
<i>Litze 0,5'' profiliert St 1570/1770</i>	1929	1576	1783	5,4	202900	93,0
<i>Litze 0,6'' St 1570/1770</i>	1942	1605	1786	5,8	200500	140,0

Tabelle 4.6 Mechanische Eigenschaften Spannstahllitzen 0,5'' neu

Eine Neuerung auf dem Gebiet der Spannbetonlitzen stellt die Ausführung mit profilierter Oberfläche dar. Diese Litzen werden in einem speziellen Formgebungsprozess aus herkömmlichen 0,5'' Litzen mit Nennquerschnitt von 100 mm² erzeugt. Durch den Prozess verringert sich allerdings die effektive Querschnittsfläche auf 92 mm². Diese Litzen werden hauptsächlich in skandinavischen Ländern aus Gründen besserer Verbundeigenschaften eingesetzt und wurden ebenfalls von der Firma Voest Alpine Austria Draht GmbH bezogen. Mit dieser Stahlart sollte im Rahmen der Versuche eine mögliche Steigerung der Verbundeigenschaften sowohl im Haftverbund als auch im Scherverbund erzielt werden.

4.2.3 Einpressmörtel

Für das Verpressen der Spannstähle wurden unterschiedliche Bindemittel mit speziellen Wasser-Bindemittel-Verhältnissen verwendet:

1. EuroGrout® Inject
2. Portlandkompositzement EN 197-1 CEM II / B-S 32,5 R (EPZ 275 nach ÖNorm B 3310)
3. Portlandkompositzement CEM II / A-S 42,5 R, (PZ 375(H) nach ÖNorm B 3310)

4. UHPC Mörtel der Firma VICAT®
5. Eigenmischungsrezepturen aus Portlandzement EN 197-1 CEM I/ A-S 52,5 R, Quarz- und Feinstsandzuschlag, Mikrosilika, Fließmittel, Flugasche

Bei den verwendeten normalfesten Mörteln, bestehend aus den Zementklassen 32,5 und 42,5 wurde eine Einpresshilfe als Zusatzmittel beigemischt. In Tabelle 4.7 sind die Druckfestigkeiten der Einpressmörtel, geprüft an Zylindern mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Zylinderhöhe von 80 mm nach EN 447 aufgeführt.

Serienbezeichnung	f_{cm}
	[N/mm ²]
Z4-B	36,2
UH	168,9
E1	140,3
E2	129,3
EF	127,7
EG	53,54
Z3	25,49
Z4	54,13

Tabelle 4.7 Druckfestigkeit Einpressmörtel, Mittelwerte

4.2.3.1 EuroGrout® Inject (EG)

EuroGrout® Inject ist eine gebrauchsfertige Trockenmischung auf Zementbasis, nicht schrumpfend mit einer Körnung 0-0,125 mm. Die Druckfestigkeit von EuroGrout® Inject beträgt laut Herstellerangaben nach 28 Tagen 92 N/mm² als Prismenfestigkeit und wäre damit höher als die Druckfestigkeit der anderen verwendeten Zemente. Die angegebene Festigkeit konnte jedoch auch unter genauester Beachtung der Anwendungsvorschriften nicht erreicht werden. Die Konsistenz kann laut Herstellerangaben zwischen plastisch und flüssig gewählt werden. Demnach ist der Wasseranteil zwischen 22% und 32% der Zementmasse zu wählen. Um für die Verpressarbeiten eine fließfähige Konsistenz zu erreichen wurde 32% der Zementmasse als Zugabewasser beigemischt.

4.2.3.2 CEM II / B-S 32,5 R und CEM II/ A-S 42,5 R (Z3, Z4-B, Z4)

Ausgehend von der österreichischen Norm [ÖNorm B4750, 2000] sowie der Reihe EN 445 bis EN 447 wird für das Einpressen von Spannkanälen ein Einpressmörtel mit Wasser-Zement-Wert von 0,44 verlangt. Als Bindemittel schreibt die Norm einen gewöhnlichen Portlandzement der Klasse in alter Bezeichnung PZ 375 (CEM 42,5) vor. Zuschläge in Form von Feinsanden oder Gleichartigem sind im Rahmen dieser Normen nicht vorgesehen.

Entscheidend ist, dass der Zement zum Zeitpunkt des Verpressens verarbeitbar ist, was voraussetzt, dass er nicht zu lange gelagert wurde und keiner Feuchtigkeit ausgesetzt war. Ansonsten kann die Verarbeitbarkeit für das ordnungsgemäße Auspressen der Spannkanäle nicht

erreicht werden, da Klumpenbildung sowie eine zu kurze Verarbeitungszeit auftreten können. Weiterhin ist für Einpressmörtel eine Einpresshilfe (EH) vorgeschrieben. Im Rahmen der Versuche wurde das Produkt TRICOSAL® 181 verwendet, welches im deutschsprachigen Raum seit einiger Zeit standardmäßig eingesetzt wird. TRICOSAL® 181 (EH) ist eine pulverförmige Einpresshilfe für Einpressmörtel bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund und ausgewogenem Quellvermögen [Benz, 1984]. Das Mittel stellt seit vielen Jahren ein Standardprodukt für diese Anwendung dar. Die Beimengung von TRICOSAL® 181 (EH) erfolgte nur bei der Herstellung des Einpressmörtels mit den beiden Zementen CEM II / B-S 32,5 R und CEM II / A-S 42,5 R. Dabei wurden dem Wasser-Zement-Gemisch 1,5% (1,0% – 1,5% lt. Herstellerangaben) der Zementmasse TRICOSAL® 181 (EH) hinzugefügt. Durch die Verwendung von TRICOSAL® 181 (EH) wird der Anmachwasserbedarf des Einpressmörtels bei gleicher Konsistenz bzw. Tauchzeit gegenüber einem Mörtel ohne Zusatzmittel verringert. Durch die Ausnutzung der verflüssigenden Wirkung wird die Fließfähigkeit der Einpressmörtel erheblich verbessert und somit das Eindringen des Mörtels auch in kleinste Hohlräume und Spalten des Spannsystems ermöglicht. Das Wasserabsondern wird deutlich vermindert. Die Festmörteleigenschaften werden hierdurch positiv beeinflusst mit höherer Dichtigkeit, Festigkeit und höherer Frostbeständigkeit. TRICOSAL® 181 (EH) bewirkt eine Volumenzunahme des Einpressmörtels in der Frischmörtelphase und kompensiert somit das volumenvermindernde Absetzen des Zementleimes. Das Quellen des Einpressmörtels verläuft in der plastischen Phase langsam unter schwachem Druck, so dass eine satte Anpressung des Mörtels an alle Kontaktflächen und in kleinste Hohlräume des Spannsystems gewährleistet ist [Fischer, 2004].

4.2.3.3 UHPC Mörtel – Fertigprodukt der Firma VICAT (UH)

Eine weitere Versuchsserie wurde mit dem Fertigprodukt B.C.V. der Firma VICAT, B.C.V. als selbst verdichtender Mörtel verpresst. Das Produkt soll nach Herstellerangaben eine Druckfestigkeit nach 28 Tagen von mehr als 130 N/mm² und eine Zugfestigkeit von 10 N/mm² erreichen. Die Verarbeitbarkeit ist mit mindestens 3 Stunden angegeben. In der nachfolgenden Tabelle sind die wesentlichen Materialkennwerte laut Hersteller angeführt.

<i>Eigenschaften</i>	<i>B.C.V. , Kennwerte nach VICAT</i>
<i>Konsistenz</i>	<i>Selbstverdichtend</i>
<i>Verarbeitungszeit</i>	<i>Mindestens 3 Stunden</i>
<i>Rohdichte</i>	<i>2400 kg/m³</i>
<i>Effektiver Wasser-Bindemittel Verhältniswert</i>	<i>0,15</i>
<i>Luftanteil</i>	<i>2 bis 5 %</i>
<i>Druckfestigkeit nach 28 Tagen</i>	<i>über 130 N/mm²</i>
<i>Zugfestigkeit nach 28 Tagen</i>	<i>10 N/mm⁽¹⁾</i>
<i>Biegezugfestigkeit (Prismen 100/100/400 mm³)</i>	<i>30 N/mm^{2 (1)}</i>
<i>Elastizitätsmodul</i>	<i>44000 N/mm^{2 (1)}</i>
<i>Schrumpfmaß</i>	<i>600 µm/m⁽¹⁾</i>
<i>Hydratationswärme bei 3 Tagen Betonalter</i>	<i>250 j/g</i>
<i>Diffusion von Chloridionen</i>	<i>3,5 x 10⁻¹⁴</i>

Tabelle 4.8 Materialkennwerte UHPC Mörtel

Die angegebenen Kennwerte sind Herstellerangaben und beziehen sich auf das selbstverdichtende Produkt mit der Kurzbezeichnung B.C.V. Die mit ⁽¹⁾ gekennzeichneten Werte wurden an Proben mit 2% Anteil von metallischen Fasern ermittelt. Besonders charakteristisch für das Produkt ist das relativ niedrige Wasser-Bindemittel-Verhältnis von 0,15 sowie die fließfähige Konsistenz des Produkts und die lange Verarbeitungszeit von 3 Stunden.

4.2.3.4 Eigenrezepturen aus CEM 52,5, Feinstzuschlägen, Mikrosilika, Fließmittel und Flugasche (E1, E2, EF)

Eigenrezeptur mit Mikrosilika

Zur Verifizierung des Einflusses der Zugabe von Mikrosilika wurden Eigenrezepturen entwickelt und als Einpressmaterialien für die Pull-Out-Körper mit unterschiedlichen Litzen verwendet. In der ÖNORM EN 197-1 (2000-12-01) werden Grenzwerte für die Erstellung von Mischungsberechnungen und Eigenschaften angegeben.

Mikrosilika:

Bei Mikrosilikastaub handelt es sich um sehr feine kugelige Partikel mit einem amorphen Siliciumdioxidgehalt von mindestens 85 %. Weiters darf nach einer Glühzeit von einer Stunde der Glühverlust 4,0 % Massenanteil nicht überschreiten. Der unbehandelte Staub muss eine spezifische Oberfläche von mindestens 15,0 m²/g aufweisen.

Zuschlag:

Bei dem verwendeten Zuschlag handelte es sich um einen feinkörnigen Sandzuschlag. Zum Einsatz kamen ein Feinsand mit Körnung 0/1 mm und ein Quarzsand mit Körnung 0/0,5 mm.

Fließmittel:

Verwendet wurde ein Produkt der Firma Sika mit dem Namen ViscoCrete-1025 VP, welches eingesetzt wurde, um die Verarbeitungseigenschaften zu verbessern und eine Wasserreduktion um 5–30% zu erreichen.

Bindemittel:

Bei dieser Rezeptur wurde ein Zement CEM I 52,5 R verwendet. Hierbei handelte es sich um einen Portlandzement, mit einem Portlandzementklinkeranteil von 95-100 Prozent.

Es wurde für die Verarbeitung ein Wasser-Zement-Wert von 0,28 gewählt, der für den Einpressvorgang die ideale Konsistenz bewirkte. In Tabelle 4.9 ist die Mörtelrezeptur angeführt.

	Dichte [kg/dm ³]	1000 Liter		5 Liter	
		Masse [kg]	Volumen [dm ³]	Masse [kg]	Volumen [dm ³]
		Wasser	1,00	234,00	234,00
Fließmittel	1,00	16,66	16,66	0,08	0,08
CEM 52,5	3,00	833,00	277,67	4,17	1,39
Mikrosilika	2,30	83,00	36,09	0,42	0,18
Quarzsand	2,65	551,00	207,92	2,76	1,04
Schleifsand	2,65	551,00	207,92	2,76	1,04
Luftporen	-	-	20,00	-	0,10
Summe:		2268,66	1000	11,34	5,00
W/Z-Wert:		0,28			

Tabelle 4.9 Mischungsrezeptur für die Eigenmischung (Serien mit E 1 und E 2 Kennzeichnung)

Eigenrezeptur mit Mikrosilika und Flugasche

Bei dieser Rezeptur wurde ein Teil des Mikrosilikazusatzes durch Flugasche ersetzt, wobei es sich hierbei nicht um Rohflugasche, sondern um Flugasche, vermengt mit Hüttensand, mit dem Produktnamen FLUAMIX C der Firma LAFARGE handelt.

Durch die Zugabe von Flugasche wird die Hydratationswärme verringert, was eine Verringerung der Schwindrisse und eine Verbesserung der Dauerhaftigkeit durch eine höhere Dichtigkeit zur Folge hat.

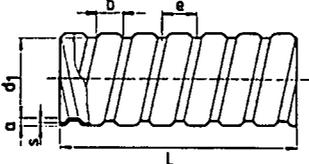
Die weiteren Bestandteile dieser Rezeptur sind identisch mit jenen aus der ersten Eigenmischung. Der W/Z-Wert bei dieser Rezeptur betrug 0,3 (siehe Tabelle 4.10).

	1000 Liter			5Liter	
	Dichte	Masse	Volumen	Masse	Volumen
	[kg/dm ³]	[kg]	[dm ³]	[kg]	[dm ³]
Wasser	1,00	240,00	240,00	1,20	1,20
Fließmittel	1,00	16,00	16,00	0,08	0,08
CEM 52,5	3,00	800,00	266,67	4,00	1,33
Mikrosilika	2,30	80,00	34,78	0,40	0,17
Quarzsand	2,65	541,00	204,15	2,71	1,02
Schleifsand	2,65	541,00	204,15	2,71	1,02
Flugasche	2,30	80,00	34,78	0,40	0,17
Summe:		2218,00	1001	11,09	5,00
W/Z-Wert:	0,30				

Tabelle 4.10 Mischungsrezeptur für die Eigenmischung (Serien mit E F Kennzeichnung)

4.2.4 Hüllrohr und Beton der Pull-Out-Körper

Es wurden handelsübliche Metallhüllrohre mit einem Innendurchmesser von 30 mm und 35 mm verwendet.



D			L [mm]	Steigung		Profil-breite b [mm]	Profil-höhe		Wand-stärke s [mm]	Gewicht ca. kg/ 1000 St.
	d1 [mm]	Tol.		e [mm]	Tol.		a [mm]	Tol.		
30	32,5	+ 0,7	150	17,5	± 0,5	12,5	3	+ 0,0	0,20	31
35	37,5		150	17,5		12,5	3		0,20	38

Tabelle 4.11 Hüllrohrabmessungen

Die Verwendung der Hüllrohre bei der Konzeption der Pull-Out-Körper sollte eine wirklichkeitsnahe Simulation der Situation in einem Spannbetontragwerk bewirken. Hüllrohre mit Innendurchmesser von 30 oder 35 mm werden für Litzenspannglieder mit einer 0,6“ Litze im nachträglichen Verbund verwendet. Sie sind für die Proportionen der Versuchskörper und für einen einzigen zentrischen Spannstahl mit einem Spannstahl-Hüllrohr-Flächenverhältnis von 0,21 bei DN 30 und 0,16 bei DN 35 für Litzen 0,6“ geeignet. Die Versuchsserien mit den Hüllrohren DN 35 mm wurden durchgeführt, um den Einfluss des Hüllrohrdurchmessers auf das Verbundverhalten zu ermitteln.

Als Betonummantelung der Hüllrohre wurde eine herkömmliche Betonrezeptur verwendet. Durch Variation des Zuschlags entstanden in den einzelnen Serien unterschiedliche Druckfestigkeiten. Es wurde Zement CEM I 42,5 R mit einem Wasser-Zement-Wert von 0,50 mit Zuschlag, bestehend aus Kiessandgemisch der Korngruppe 0/8, verwendet. Der Zementanteil betrug 480 kg/m^3 , bedingt durch den hohen Feinanteil des Zuschlags. Die Konsistenz war fließfähig.

4.2.5 Beschreibung und Herstellung der Prüfkörper

4.2.5.1 Allgemeine Beschreibung der Probekörper

Zur Durchführung der Versuche wurden Pull-Out Körper in Anlehnung an RILEM (Bild 4.3) hergestellt. Die theoretische Lage des Pull-Out Körpers im Bauteil befindet sich in der Biegezugzone, wobei die Verbundlänge dem halben Rissabstand eines Biegerisses und der Ausziehweg des Spannglieds der halben Rissbreite entspricht. Demzufolge lässt sich durch die Wahl der Verbundlänge l_b das Verbundverhalten bei verschiedenen Rissbreiten ebenso wie bei verschiedenen Rissabständen untersuchen.

Die Abmessungen eines Pull-Out Körpers nach RILEM sind abhängig von dem zu prüfenden Spannstahl. Die tatsächliche Querschnittsfläche des Spannstahls wird in einen kreisförmigen Ersatzquerschnitt umgerechnet. Mit Hilfe des Ersatzquerschnittes wird der Durchmesser des Ersatzstabes \varnothing_p ermittelt, wonach die Abmessungen des Pull-Out Körpers bestimmt werden. In [Will, 1997] ist $d_1 = d_2 = 2 \varnothing_p$.

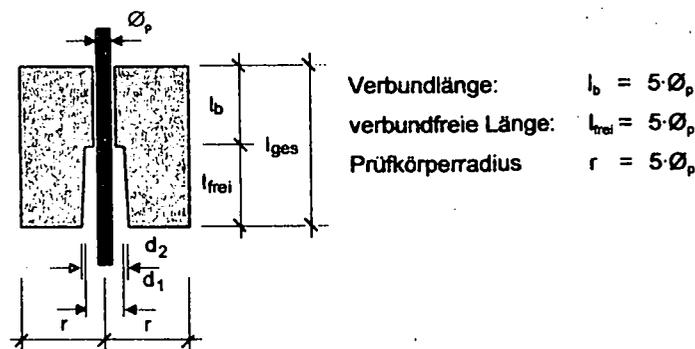


Bild 4.3: Pull-Out-Körper [Will, 1997]

Um den Einfluss des Querdrucks am lastnahen Ende zu verringern, wurden die Pull-Out-Körper mit einer verbundlosen Vorlänge von $5 \cdot \varnothing_p$ ausgebildet. Damit ergaben sich geringere Ausziehkräfte mit geringerer Stahldehnung des Spannstahls, gleichmäßigere Verschiebungen innerhalb der Verbundlänge sowie eine gleichmäßigere Verbundspannungsverteilung. Dadurch konnte die ermittelte Ausziehkraft für die Errechnungen einer mittleren Verbundspannung herangezogen werden, welche das Verbundverhalten von Spannstählen ohne weitere Einflüsse realistisch widerspiegelt.

Die Pull-Out-Körper für die Spanndrähte „Sigma Oval“ St145/160 ergeben wegen des geringen Stahldurchmessers und der geringen Querschnittsfläche sehr geringe Abmessungen, die versuchstechnisch schwierig prüfbar sind. Weiterhin ergeben sich bei kleinen Durchmessern des Körpers größere relative Maßabweichungen, die herstellungsbedingt nicht vermieden werden können. Demnach mussten die Abmessungen für die Herstellung in geringem Ausmaß

modifiziert werden. Weiterhin wurden für die Spanndrähte bis auf die Verbundlänge die gleichen Abmessungen der Pull-Out-Körper wie bei den Spannstahllitzen verwendet.

4.2.5.2 Verwendete Probekörper

Grundlage für die Ausbildung der Probekörper waren die Festlegungen nach RILEM. Bei diesen Körpern ist der Spannstahl von einem homogenen Zylinder aus Beton oder Mörtel umgeben. Weiterhin sollte die Lage des Spannstahls in einem Spannbetontragwerk mit nachträglichem Verbund wirklichkeitsnah simuliert werden. Aufgrund der Anordnung von Hüllrohren, die einen Nenndurchmesser von 30 mm und 35 mm haben, war die Wahl der Abmessungen nach RILEM für die Spanndrähte wegen einer damit zusammenhängenden schwierigen Versuchsdurchführung nicht sinnvoll. Der verbleibende Betonmantel wäre mit einer Wandstärke von maximal 22 mm zu dünn gewesen. Aus diesem Grund wurden die Außenabmessungen der Probekörper für die Litzen und für die Drähte gleich gewählt. Für die Probekörper wurden die ursprünglichen Abmessungen nach RILEM geringfügig verändert (Bild 4.4).

Die Verbundlänge wurde nach den ursprünglichen Abmessungen nach RILEM gewählt. Es erfolgte lediglich eine Anpassung an die Hüllrohrinnendurchmesser von 32,5 mm bzw. 37,5 mm. Dies geschah unter der Annahme eines Lastausbreitungswinkels von 45° . Die Vorgehensweise ist im Bild 4.4 dargestellt. Die verwendeten Abmessungen für die Pull-Out-Körper sind ebenfalls in Bild 4.4 dargestellt.

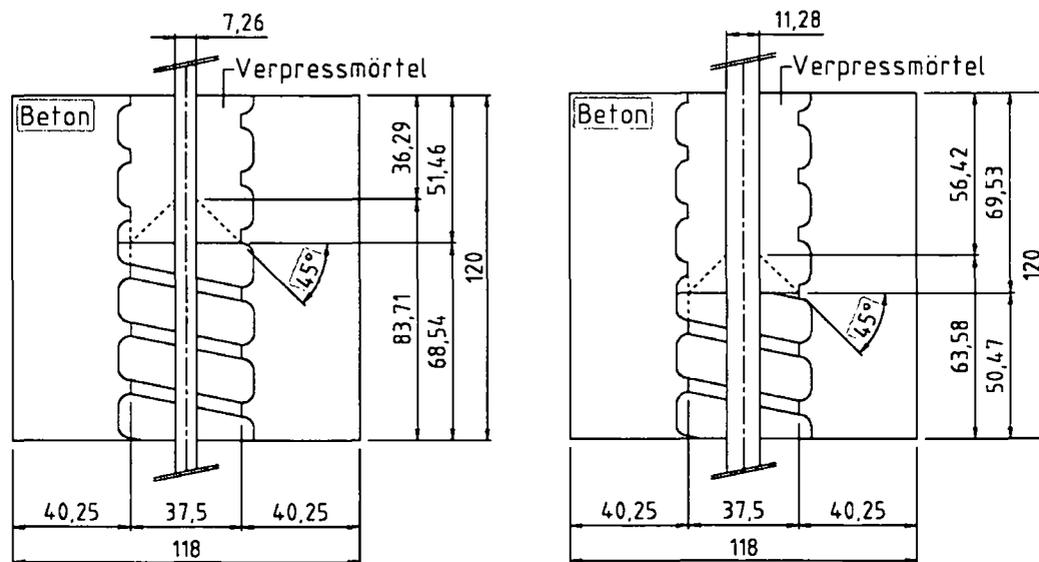


Bild 4.4 Pull-Out Körper für Spanndrähte SIGMA oval (links), Pull-Out Körper für Spanndrahtlitzen 0,5" (rechts)

Aus den Zeichnungen ergibt sich für die Pull-Out Körper, bei denen die größeren Hüllrohre DN 35 verwendet werden, eine Verbundlänge von 70 mm. Weiterhin wurde die erforderliche Verbundlänge bei den 0,6" Litzen angepasst. Die Verbundlänge für die Versuche mit einem Hüllrohr DN 30 errechnet sich analog unter Annahme eines Einleitungswinkels von 45° . Bei den durchgeführten Versuchen wurde die Verbundspannungen auf die tatsächlich gemessenen Verbundlängen bezogen.

4.2.5.3 Herstellung und Nachbehandlung der Prüfkörper

Die Prüfkörper wurden in verschiedenen Serien hergestellt. Wie bereits in den vorigen Kapiteln erwähnt, wurden die Betonkörper händisch hergestellt, die Spannstähle eingebaut und mit unterschiedlichen Mörtelrezepturen verpresst. Der Beton wurde lagenweise eingebaut und mit einem Schalungsrüttler verdichtet. Die Einpressmörtel wurden mittels einer Handpumpe in die Hüllrohre eingebracht. Zur Abschalung der verbundfreien Vorlänge wurde im unteren Bereich des Hüllrohres eine Polyurethan Dämmung in hohlzylindrischer Form verwendet.

Im Anschluss wurden die Prüfkörper im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen unter normalen Raumbedingungen bei einer Temperatur von 19 bis 22 °C mit einer Luftfeuchte von 50-60 % gelagert. Die der Luft ausgesetzten Bereiche der verpressten Hüllrohre wurden nach dem Verpressvorgang mit Folien vor Austrocknung geschützt und somit feucht gehalten. Die Abdeckung der verpressten Hüllrohre wurde ca. 1-2 Tage vor der Versuchsdurchführung entfernt. Bis auf wenige Ausnahmen waren sämtliche Hüllrohrabschnitte vollständig und dicht verpresst.

4.3 Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung

4.3.1 Prüfanlage

Bei der Prüfmaschine handelt es sich um eine hydraulische Maschine der Firma Hainzl mit einer maximalen Druckkraft von 500 kN. Zur Kraftmessung wurde auf den Prüfrahen eine Kraftmesseinheit \varnothing 235/80 (Messbereich bis 200 kN) mit zugehörigem Adapter \varnothing 148/40 (beide mit Loch \varnothing 68) angebracht.

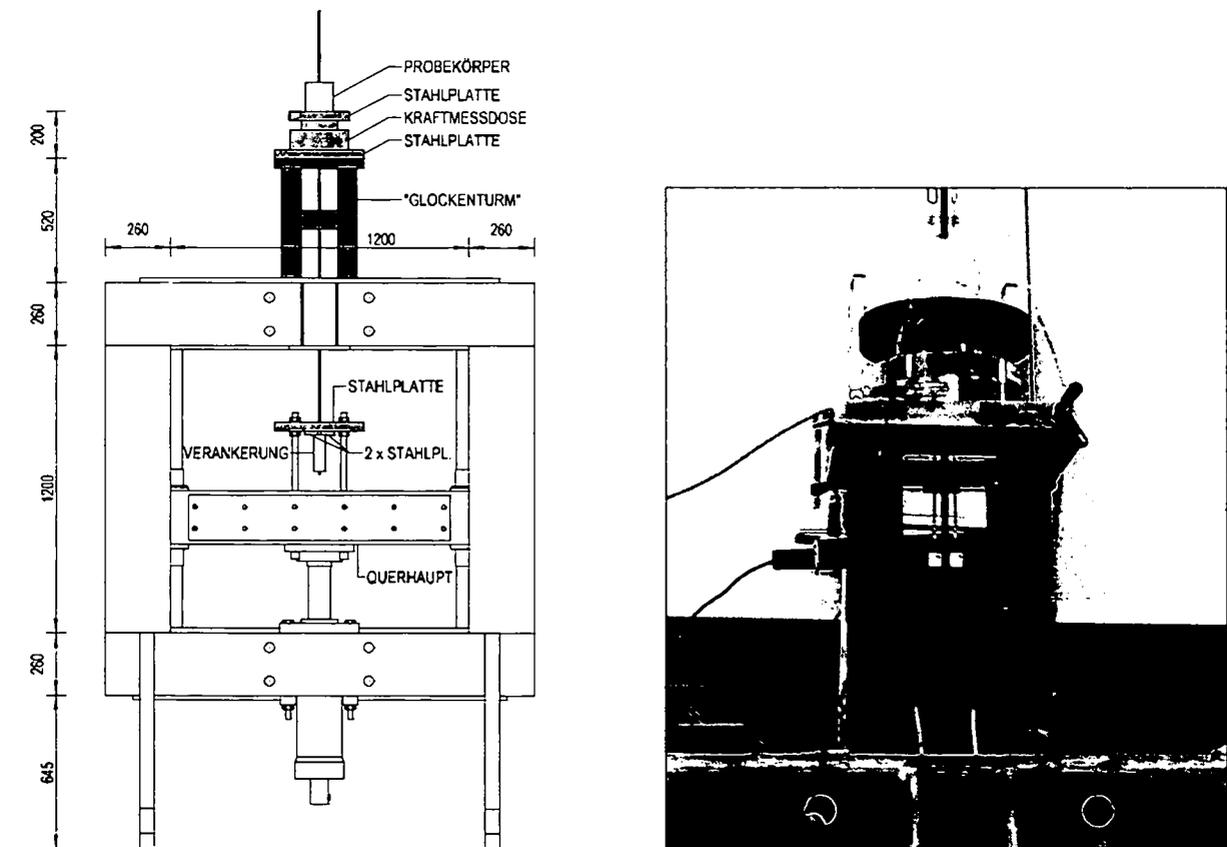


Bild 4.5 Versuchsaufbau (links), Prüfkörper mit Messeinrichtungen (rechts)

4.3.2 Messtechnik

Zur Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen der Pull-Out-Versuche wurden die aufbrachten Zugkräfte und die dabei auftretenden Relativverschiebungen (Einzug und Auszug) des Spannstahls zum Probekörper gemessen.

Die Kraftmessung erfolgte mit einer kalibrierten Kraftmeseinheit und zusätzlich über den Öldruck des Hydraulikaggregates. Zur Auswertung der Versuche wurden die Ergebnisse auf die kalibrierte Kraft der Kraftmeseinheit verwendet.

Die Relativverschiebungen der Drähte wurden mit induktiven Wegaufnehmern, die der Litzen mit DMS-Wegaufnehmern gemessen. Der hauptsächliche Unterschied beider Messmethoden lag im Messbereich. Mit den induktiven Wegaufnehmern wurden größere Verschiebungen bei den Drahtspanngliedern mit einer etwas verringerten Messwertauflösung gemessen. Die DMS-Wegaufnehmer verfügen über eine vergrößerte Messwertauflösung bei einem Messbereich von max. 2,2 mm. Zur Kontrolle und zum Vergleich wurden die Relativverschiebungen (Einzug, Auszug) zusätzlich mit einem optischen Messverfahren erfasst (Videoextensometermessung).

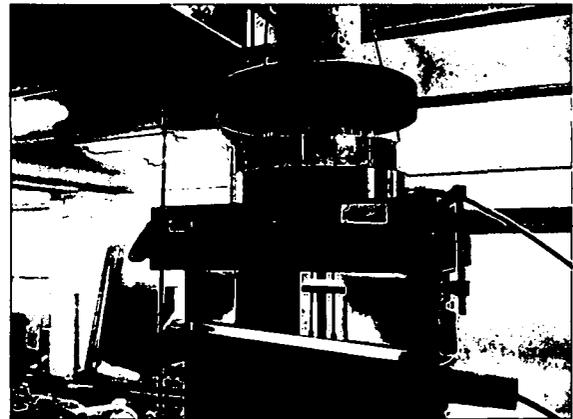


Bild 4.6 Prüfkörper mit Messtechnik und Videoextensiomermessmarken

4.3.3 Belastungsgeschichte

Die Versuchsdurchführung erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,01 mm/s. Die Versuchsdauer variierte nach gefahrenem Maschinenweg von 10 bis 20 Minuten. Nach Erreichen des geplanten Endwertes der Verschiebung wurde der Prüfkörper entlastet.

4.4 Versuchsergebnisse

4.4.1 Allgemeines

In diesem Kapitel sowie in Anhang D werden die Versuchsergebnisse der Pull-Out Versuche ausgewertet und interpretiert. Allerdings müssen die Messwerte (Verbundkräfte F [kN]) dazu in eine vergleichbare Form gebracht werden. Deshalb werden die Verbundkräfte in Verbundspannungen τ und in Verbundspannungen bezogen auf die Mörteldruckfestigkeit τ/f_c umgerechnet.

Dazu sind für jeden Probekörper folgende Parameter zu ermitteln:

- rechnerische Verbundlänge $l_{\text{Verbund, rechn}}$
- wirksamer Umfang des Spannstahls u_v
- Mörteldruckfestigkeit f_c

Die Verbundspannungen τ errechnen sich nach folgender Gleichung zu:

$$\tau = \frac{F}{A_{\text{Verbund}}} = \frac{F}{u_v \cdot l_{\text{Verbund, rechn.}}} \quad (4-1)$$

4.4.1.1 Wirksamer Umfang der Spanndrähte SIGMA oval

Zur Bestimmung des wirksamen Umfangs u_v gerippter Stähle wird der Umfang des Grundstabs U um die bezogene Rippenfläche f_R , deren Gleichung in [Trost et. al., 1980] angegeben ist, vergrößert.

$$f_R = \frac{k \cdot F_R \cdot \sin \beta}{\pi \cdot d \cdot c} \quad (4-2)$$

Hierbei bedeuten

k = Anzahl der Rippenreihen

F_R = Längsschnittfläche einer Rippe in deren Achse

β = Neigungswinkel der Rippen zur Stabachse

d = Stabdurchmesser

c = Abstand der Rippen (Mittelabstand bei schmaler Kopfbreite der Rippen)

Da die Spanndrähte Sigma Oval aufgrund ihrer Form keinen eindeutigen Stabdurchmesser besitzen und das Produkt $\pi \cdot d$ in der Formel dem Umfang eines Kreisquerschnitts gleichzusetzen ist, wird für dieses Produkt der Umfang des Grundstabs U eingesetzt.

Weiterhin ist das Produkt $F_R \cdot \sin \beta$ der in die Querschnittsebene projizierten Querschnittsfläche einer Rippe gleichzusetzen. Durch Vermessen der Spanndrähte ergaben sich die in Bild 4.7 dargestellten Querschnittswerte.

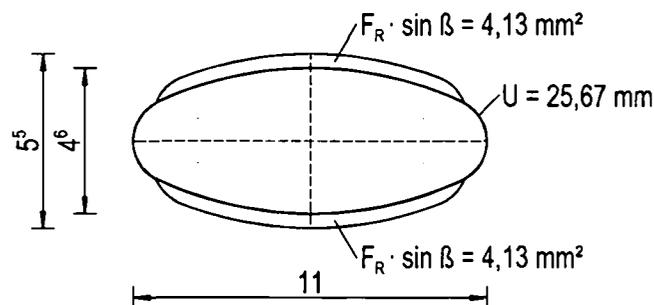


Bild 4.7 Querschnittswerte der Spanndrähte SIGMA oval (Maße in mm)

Damit errechnet sich die bezogene Rippenfläche zu

$$f_R = \frac{2 \cdot 4,13}{25,67 \cdot 13,0} = 0,025$$

Der Vergleich mit den in [Rehm, 1961] beschriebenen gerippten Spannstählen flach 40, St 1420 / 1570 mit einer Querschnittsfläche von 40 mm^2 und einer bezogenen Rippenfläche von $f_R = 0,022$, lässt auf die Richtigkeit der ermittelten Werte schließen.

Der wirksame Umfang errechnet sich dadurch zu

$$u_v = U \cdot (1 + f_R) = 25,67 \cdot (1 + 0,025) = \underline{\underline{26,31 \text{ mm}}}.$$

4.4.1.2 Wirksamer Umfang der Spannstahllitzen 0,5"

In [Nitsch, 2001] wird eine Gleichung für die Berechnung des wirksamen Umfangs für Litzen angeführt:

$$u_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v} \quad (4-3)$$

mit $A_v =$ Querschnittsfläche des Spannstahls

Für die alten Litzen der PORR Brücke, die eine mittlere Querschnittsfläche von $A_v = 99,15 \text{ mm}^2$ aufweisen, errechnet sich der wirksame Umfang zu

$$u_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{99,15} = \underline{\underline{50,05 \text{ mm}}}.$$

Die neuen Litzen 0,5" haben eine Querschnittsfläche von $A_v = 100,5 \text{ mm}^2$ und somit einen wirksamen Umfang von

$$u_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{100,5} = \underline{\underline{50,39 \text{ mm}}}.$$

Die neuen Litzen 0,5" mit gerippter Oberfläche besitzen eine Querschnittsfläche von $A_v = 92,0 \text{ mm}^2$ und somit einen wirksamen Umfang von

$$u_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{92,00} = \underline{\underline{48,21 \text{ mm}}}.$$

Die neuen Litzen 0,6" haben eine Querschnittsfläche von $A_v = 140,0 \text{ mm}^2$ und somit einen wirksamen Umfang von

$$u_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{140,0} = \underline{\underline{59,47 \text{ mm}}}.$$

Mit diesen Werten werden die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen aus den Verbundkraft-Verschiebungsbeziehungen ermittelt. Weiterhin erfolgt eine Ermittlung der bezogenen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen, um den Einfluss der verschiedenen Betonzusammensetzungen auszuwerten.

4.4.2 **Versuchsergebnisse Drähte „Sigma Oval“**

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden Pull-Out-Körper mit Spanndrähten und dem Einpressmörtel bestehend aus CEM 32,5, CEM 42,5 und Eurogrout Inject hergestellt und geprüft.

Bei der Versuchsdurchführung mit den Spanndrähten kam es zu keinen Störungen, oder Auffälligkeiten. Aus Gründen besserer Vergleichmöglichkeiten bei unterschiedlichen Mörtelfestigkeiten werden an dieser Stelle die Mittelwerte der bezogenen Verbundspannungen miteinander verglichen.

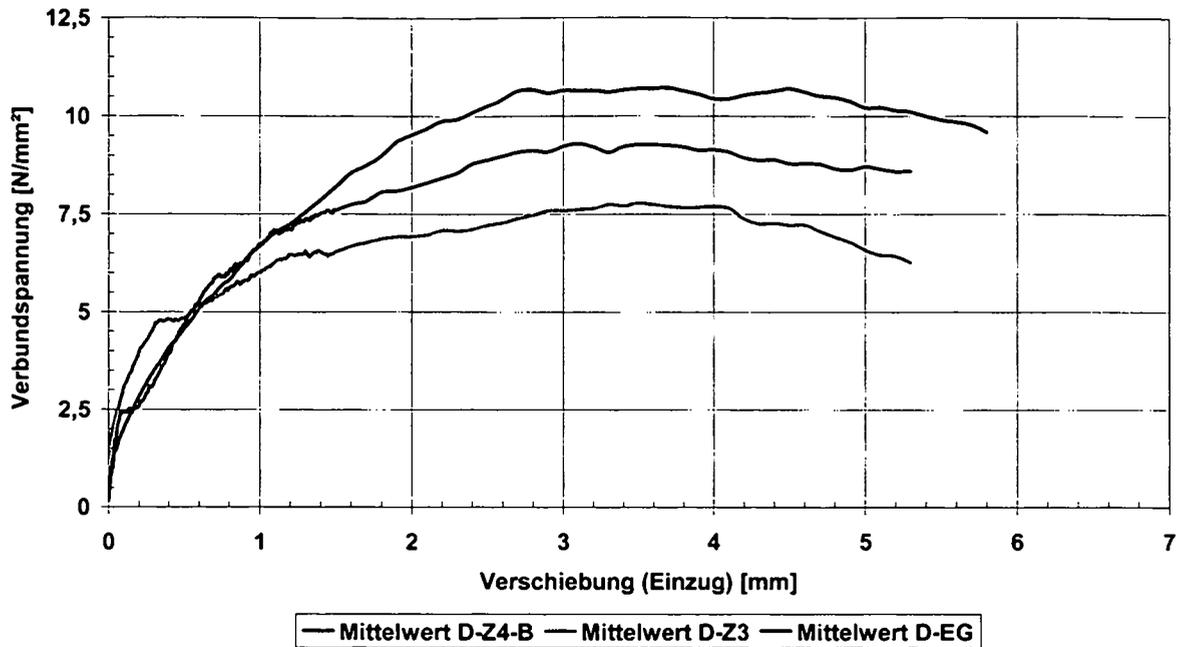


Bild 4.8 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Drähten Sigma Oval

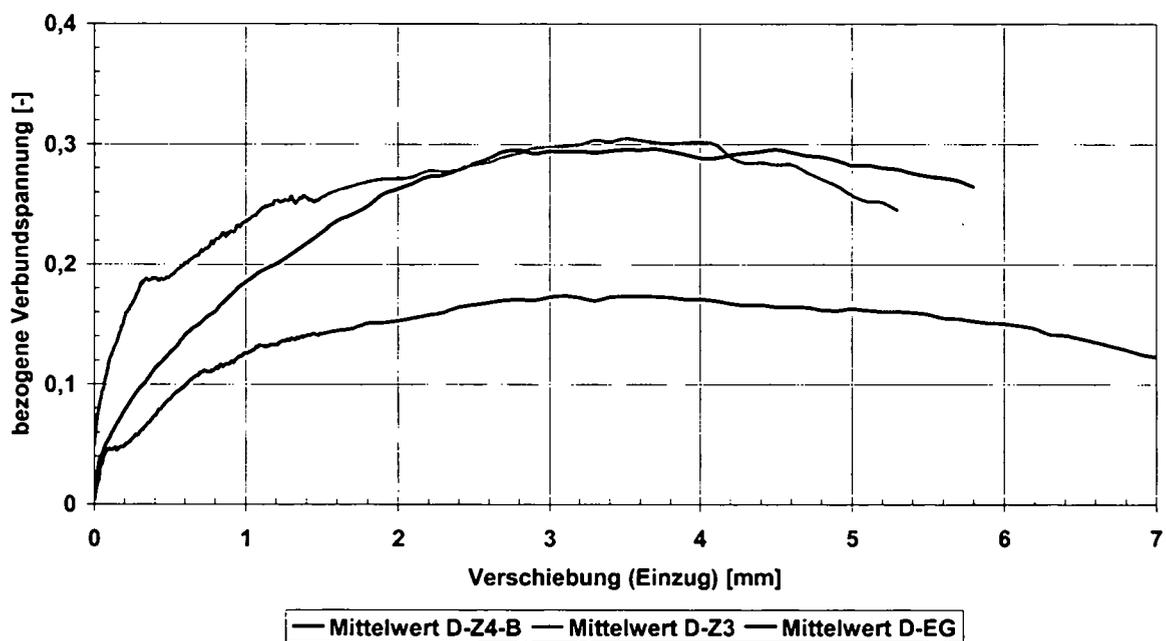


Bild 4.9 Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Drähten Sigma Oval

Anhand der dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ist der Einfluss der Mörtelfestigkeit deutlich zu erkennen. Bei den Ergebnissen mit den Mörteln Z3 ($f_c = 25,5$ MPa) und Z4-B ($f_c = 54,5$ MPa), die aus normalfesten Zementen ohne Mikrosilika hergestellt wurden, kann ein Einfluss der Mörtelfestigkeit auf die Verbundeigenschaften klar festgestellt werden. Lediglich die Serie mit Eurogrout zeigt die geringeren bezogenen Verbundspannungen, was auf eine starke innere Schwindrissbildung zurückzuführen ist und bei den kurzen Verbundlängen eine Verringerung der Verbundfestigkeit zur Folge hat.

Durch den Kurvenverlauf wird deutlich, dass sich nach der Überwindung des Haftverbundes durch die profilierte Oberfläche des Spannstahles ein guter Scherverbund aufbauen kann. Es kommt zu einer offensichtlichen Laststeigerung, die durch die entstehende Verzahnung zwischen Stahl und Beton erklärbar ist.

Die gerippten Spanndrähte des Typs „Sigma Oval“ St145/160 zeigen somit ein sehr gutes Verbundverhalten mit ausgeprägtem Scherverbund durch die gerippte Oberfläche.

4.4.3 Versuchsergebnisse Litzen alt 0,5“

Die Versuchsreihen mit den alten Spannstahllitzen 0,5“ aus der Porr-Brücke zeigen ebenfalls sehr gute Ergebnisse. Auch hierbei wurde der Einfluss der Mörtelfestigkeit untersucht und festgestellt, dass die Verbundfestigkeit mit Zunahme der Mörtelfestigkeit zunimmt.

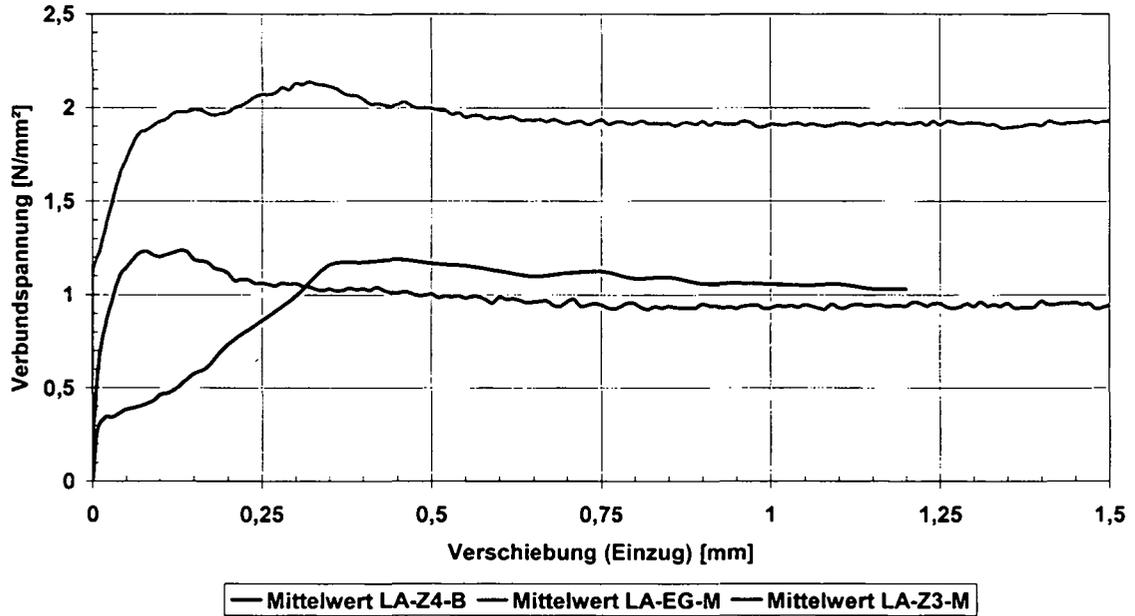


Bild 4.10 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen alt 0,5“

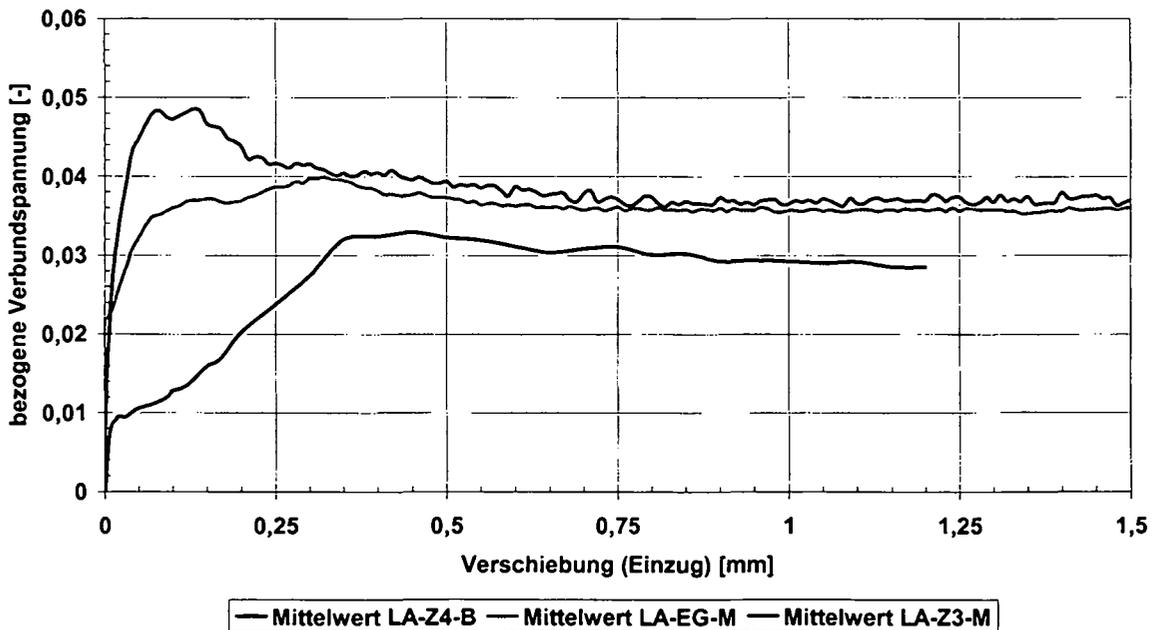


Bild 4.11 Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen alt 0,5“

Generell erreichten die Litzen bei Versuchsdurchführung das Maximum der übertragbaren Verbundspannung nach dem Verlassen des Haftverbundes bei Einzügen von weniger als 0,1 mm (Versuche ohne Drehbehinderung). Nach Überschreiten des Haftverbundes kann sich kein Scherverbund aufbauen, da keine Querrippen vorhanden sind und auch die Verdrillung der

Einzeldrähte ohne Torsionseinspannung keine Scherwirkung bei Einzügen von 1,0 mm aufkommen lässt. Somit ergibt sich ein im Messbereich konstanter Verlauf der Verbundspannungen durch Reibungsverbund.

Die Serie LA-Z4-B liegt wegen des exzentrischen und verdrehten Einbaus der Litzen unterhalb der Werte für die Serien mit Z3 und EG als Einpressmörtel. Wegen der Exzentrizität konnte sich kein ausgeprägter Haftverbund ausbilden und ergibt somit für diese Serie kein repräsentatives Ergebnis.

4.4.4 Versuchsergebnisse Litzen neu 0,5“

Mit den neuen Litzen 0,5“ wurden insgesamt 6 Versuchsserien durchgeführt. Dabei wurden die Fertigmischung (UH), die erste Eigenmischung (E1) und die Eigenmischung mit Flugasche (EF) verwendet. Weiters wurden auch Serien mit normalfestem Einpressmörtel analog den Versuchen mit Drähten und den alten Litzen getestet. Die Verarbeitung der Mörtel war unproblematisch, da alle Mischungen ein sehr fließfähiges Verhalten aufwiesen.

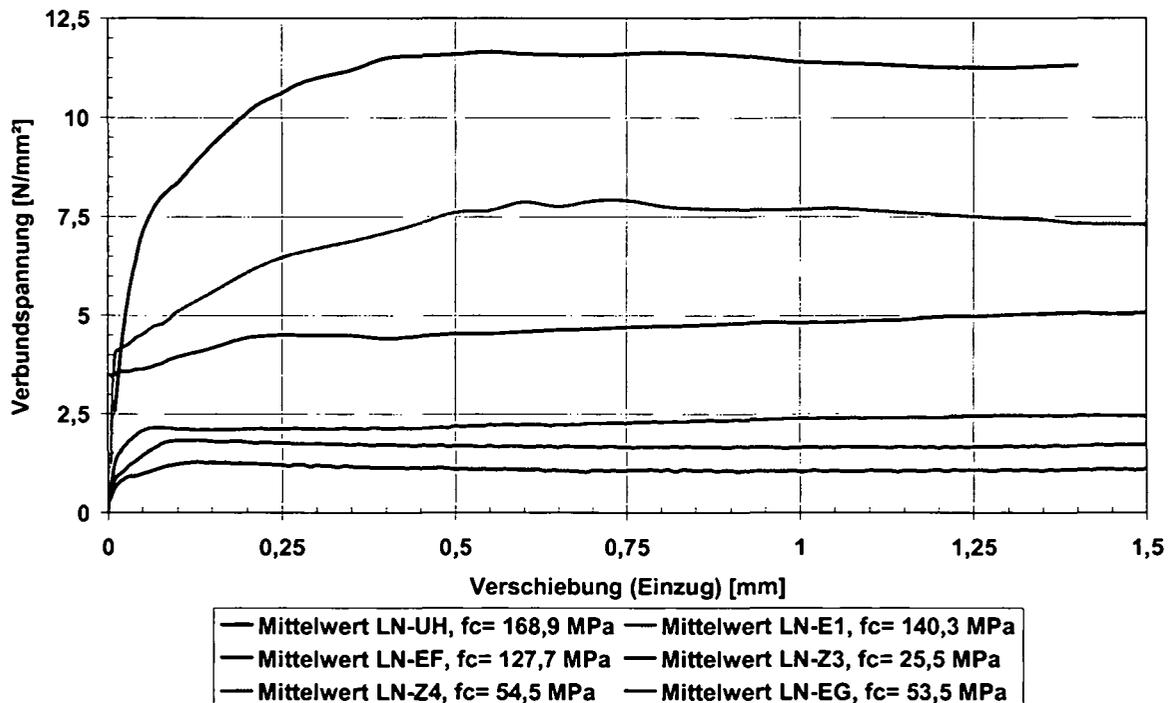


Bild 4.12 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen neu 0,5“

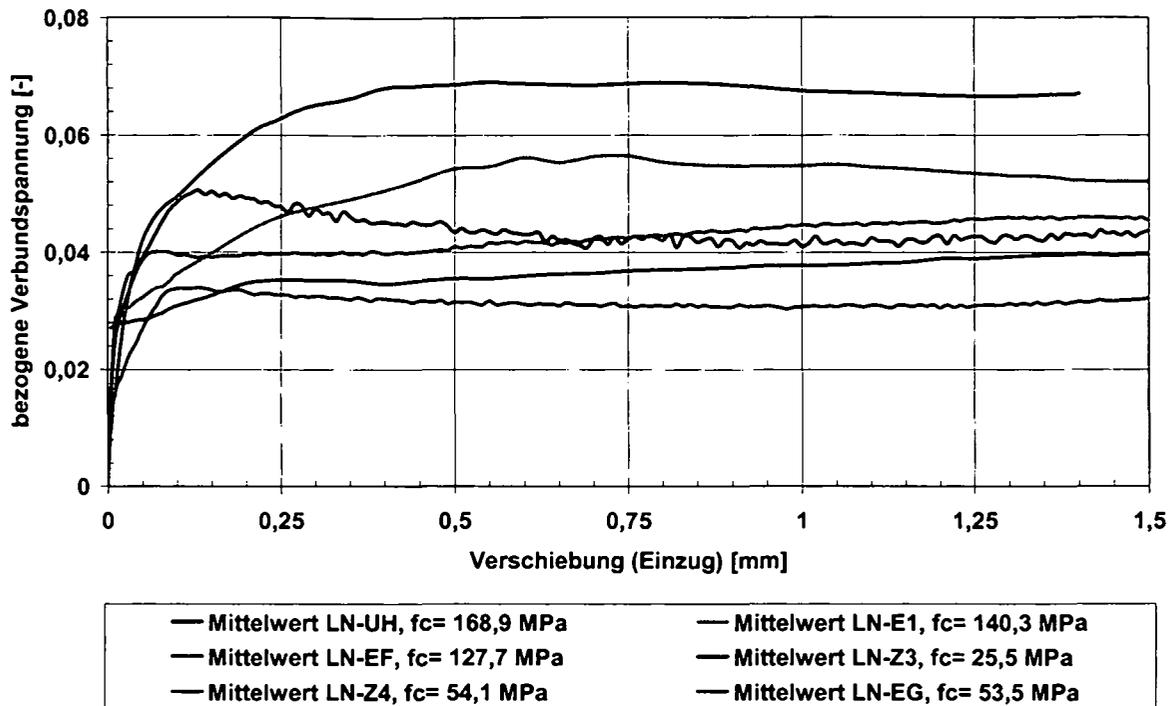


Bild 4.13 Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen neu 0,5“

Bei der Darstellung der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen zeigt sich ein deutlicher Zusammenhang mit der Betondruckfestigkeit. Die Versuche mit dem Fertigprodukt der Firma Vicat (UH) erreichte die höchste Druckfestigkeit, was sich auch auf die Verbundeigenschaften auswirkte. Der Verlauf der Verbundspannungen mit dem Mörtel der geringsten Festigkeit (Z3-M) ergab auch die geringsten Verbundspannungen.

Anhand der bezogenen Verbundspannungen wird der Einfluss der Betondruckfestigkeit verdeutlicht. Die Serien mit den normalfesten Mischungen erreichen bei etwa 4% der Betondruckfestigkeit den Maximalwert und sinken auf ein geringeres Niveau nach Ende der Haftung, wohingegen die Mischungen aus dem ultrahochfesten Fertigprodukt nach Ende des Haftverbundes in der Lage sind, höhere Scher- und Reibungskräfte zu übertragen. Dies führt zu einer Zunahme der bezogenen Verbundspannungen bis hin zu 7% der Druckfestigkeit.

Die niedrigste bezogene Spannung wurde bei der Serie Z4 erreicht. Wie aus Tabelle 4.7 ersichtlich, liegt die Festigkeit der Serie Z4 ($54,13 \text{ N/mm}^2$) über jener von EG, Z3 und Z4-B, wobei die bezogene Verbundspannung geringere Werte aufweist. Weiterhin ergibt die Serie mit Flugasche LN-EF, die eine sehr hohe Festigkeit aufweist, nicht so hohe Werte, wie die Serien die ausschließlich mit Mikrosilika (E1, E2) ausgeführt wurden. Daraus lässt sich ableiten, dass es durch eine Erhöhung der Betongüte zu einer proportionalen Steigerung der Verbundfestigkeit kommt. Durch die Zugabe von Mikrosilika in geeigneten Anteilen kann sogar eine überproportionale Erhöhung der Verbundspannung im Vergleich zur Betonfestigkeit bewirkt werden.

Ferner ist zu erkennen, dass sich bei allen Versuchsreihen, außer bei LN-UH und LN-E1 nur bei einem sehr geringen Schlupf weitere Spannungen aufbauen lassen. Das lässt sich durch den Reibungsverbund erklären, der sich nach dem Haftverbund aufbaut.

4.4.5 Versuchsergebnisse Litzen neu 0,5“ mit profilierter Oberfläche

Zur Untersuchung der Wirkung einer leichten Profilierung der Oberfläche, wurden drei Versuchsserien durchgeführt. Dabei wurden für je drei Versuchskörper der Mörtel Z4-B, UH und die erste Eigenmischung E1 verwendet.

Für den Vergleich wird die Grafik der Mittelwerte der Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung angeführt (Bild 4.14 und Bild 4.15).

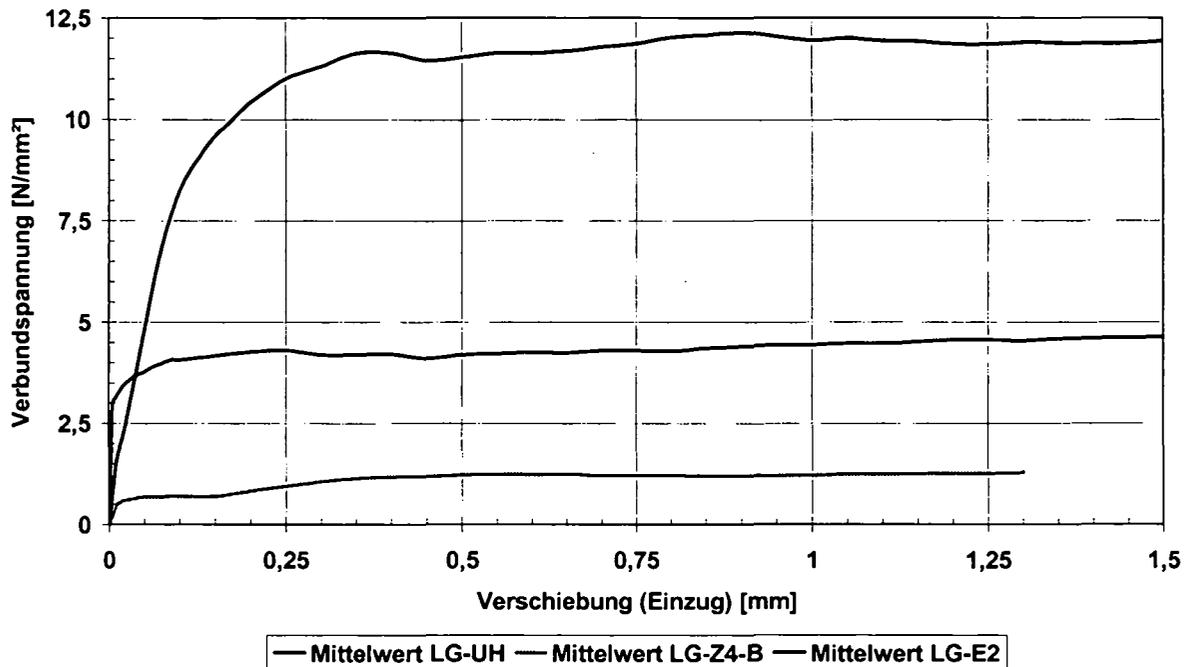


Bild 4.14 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen neu 0,5“ mit profilierter Oberfläche

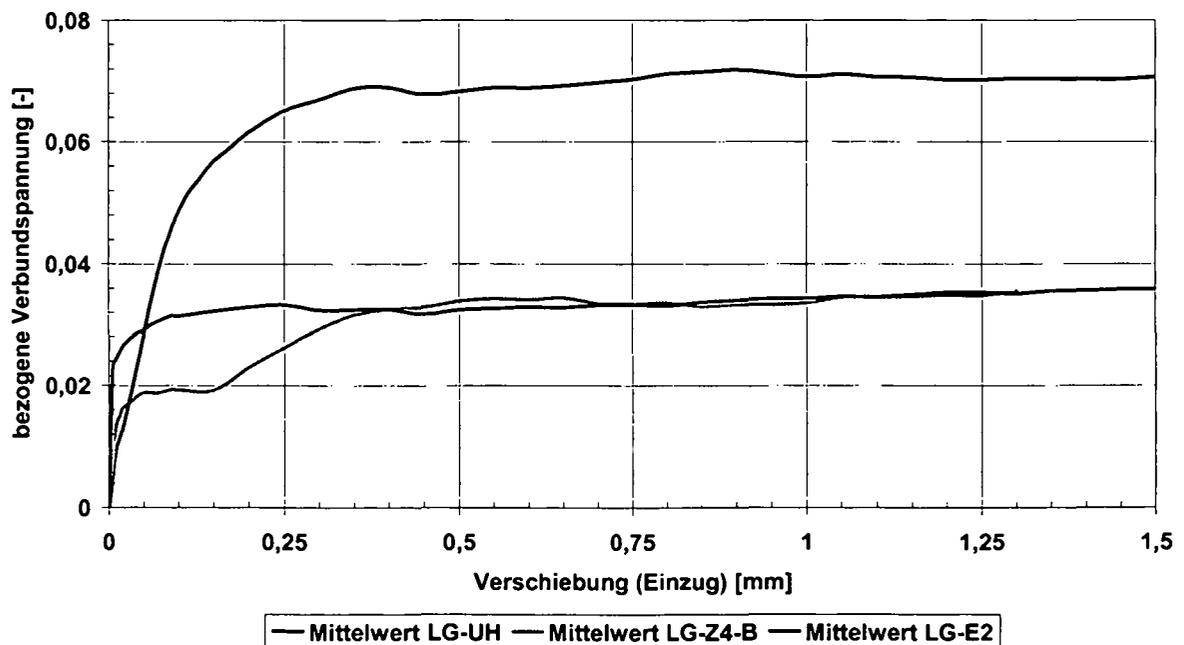


Bild 4.15 Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen 0,5“ mit profilierter Oberfläche

Wie auch bei den Versuchen mit den glatten Litzen ist der Einfluss der Mörtelfestigkeit auf die Verbundfestigkeit deutlich erkennbar. Die Serie mit dem Fertigprodukt (UH) erreichte die gleichen Werte der bezogenen Verbundspannung. Die Serien der Eigenmischung 2 (E2) erreichen im Allgemeinen geringere Werte als bei den Versuchen mit den normalen Litzen, was auf einen Unterschied des Betonalters bei Versuchsdurchführung zurückzuführen ist.

Beim Vergleich der Ergebnisse der profilierten und glatten Litzen kann bei Einpressmörtel, bestehend aus dem Fertigprodukt (UH), kein Unterschied festgestellt werden. Sowohl beim Mittelwert von LG-UH als auch von LN-UH beträgt die bezogene Verbundspannung ca. 0,07. Daraus kann auf keine wesentliche Veränderung des Verbundverhaltens durch die unterschiedliche Oberfläche geschlossen werden. Dies lässt sich durch die sehr geringe Ausprägung der Profilierung, die nur Vertiefungen von wenigen μm aufweist, erklären, die für die Entstehung einer Scherwirkung zu gering ist.

4.4.6 Versuchsergebnisse Litzen neu 0,6“

Im Rahmen dieser Untersuchung wurden zwei weitere Serien geprüft, wobei die Eigenmischung E2 und die Eigenmischung mit Flugasche EF getestet wurde. Die aus den Versuchen ermittelten Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen werden in [Winter, 2005] angeführt.

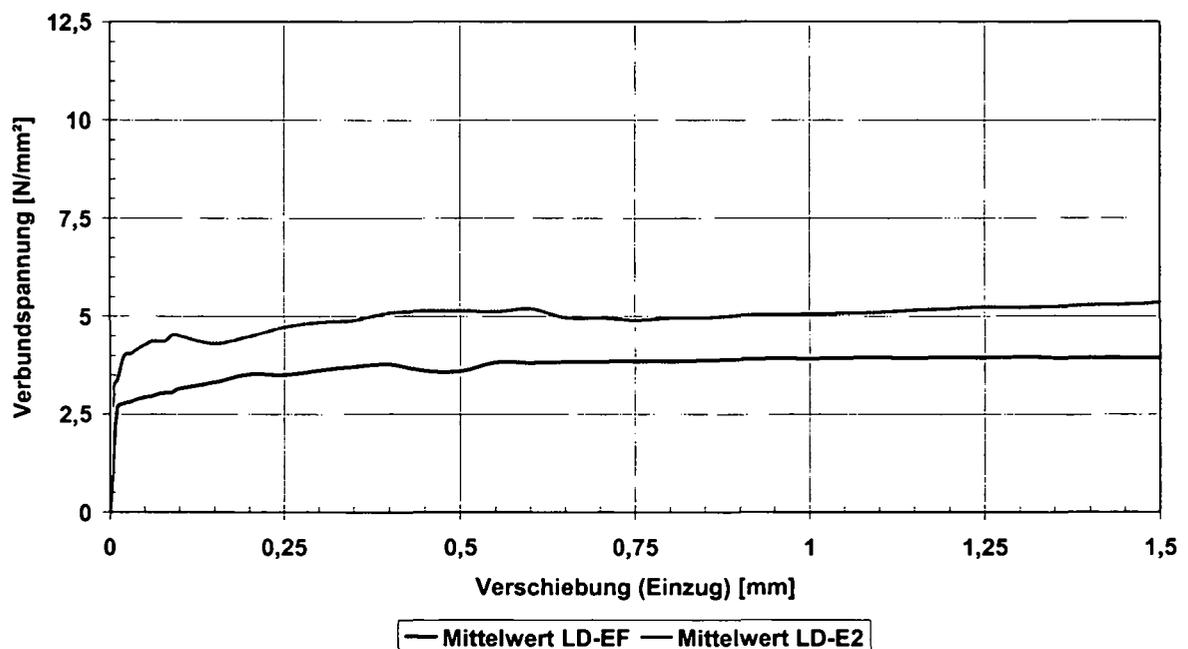


Bild 4.16 Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen neu 0,6“

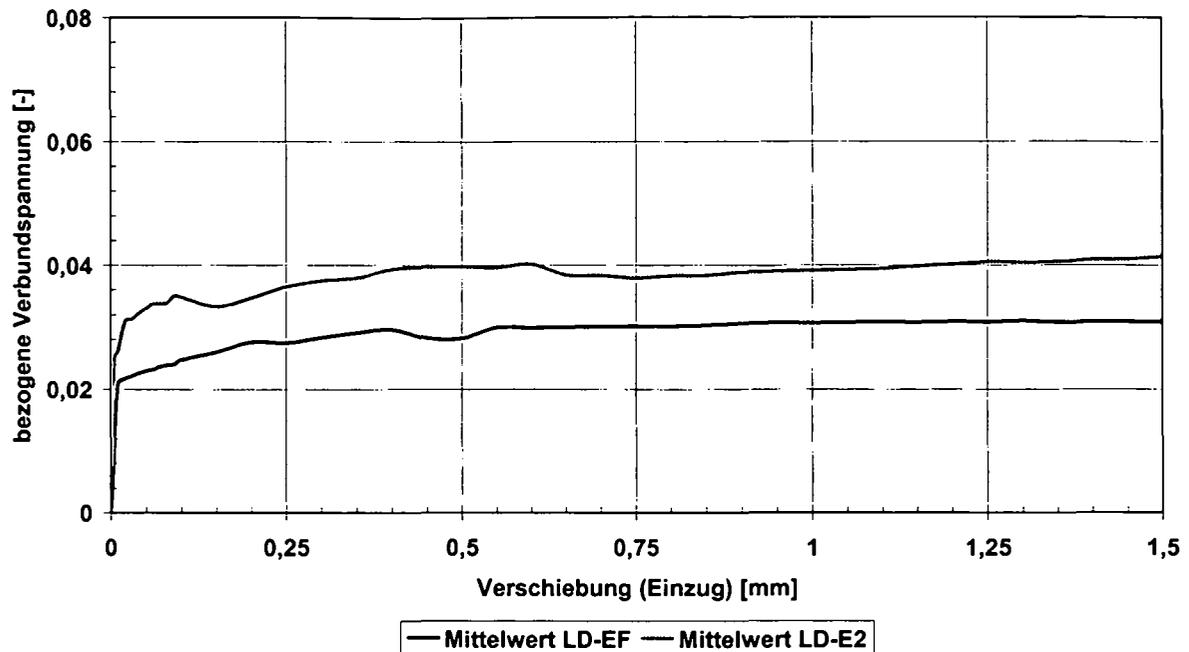


Bild 4.17 Bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung (Einzug) der Serie mit Litzen neu 0,6“

Die beiden Graphen weisen prinzipiell einen ähnlichen Verlauf auf. Die unterschiedlichen Maxima lassen sich in diesem Fall aber nicht durch die unterschiedliche Betonfestigkeit erklären, da diese nahezu den selben Wert erreichte.

Wie zuvor bereits erläutert, kann man die unterschiedlichen Verbundspannungen nicht mit einer unterschiedlichen Mörtelfestigkeit begründen, da sonst die beiden Graphen nicht so eine unterschiedliche bezogene Verbundspannung aufweisen würden. Demgemäß lässt sich nur folgern, dass die Eigenmischung mit Flugasche (EF) eine schlechtere Verbundwirkung erzielt, als jene mit nur Mikrosilika. Bei der Betrachtung der Serie mit Flugasche [Winter, 2005] wird deutlich, dass unter den drei Versuchen ein „Ausreißer“ war, der den Mittelwert deutlich nach unten verschob. Der Mittelwert der beiden anderen würde eine bezogene Verbundspannung zwischen 0,03 und 0,035 aufweisen.

4.5 Zusammenfassung und Interpretation der Versuchsergebnisse

Im Rahmen der Untersuchungen wurden insgesamt 62 Versuchskörper mit unterschiedlichen Kombinationen aus Einpressmörtel und Spannstählen geprüft. Die zugehörigen Diagramme, die Verbundkraft-Verschiebungsbeziehung, die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung und die bezogene Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung sind [Fischer, 2004] und [Winter, 2005] zu entnehmen.

Spanndrähte SIGMA oval

Durch die Aktivierung des Scherverbundes, der nach Überwindung des Haftverbundes entsteht, wurde eine deutliche Kraftsteigerung erreicht. Die Ausbildung dieses Verbundes erfolgte durch die ausgeprägten Querrippen der Oberfläche. Im Vergleich zu einer glatten Litze kann so bei gleichem Mörtel eine deutlich größere Verbundkraft übertragen werden, die allerdings erst bei einem Schlupf ab 1,0 mm entsteht. Mit den zuvor beschriebenen Abmessungen und Randbedingungen konnte eine mittlere Verbundkraft von 10 kN übertragen werden, was einer Verbundspannung von 10,5 N/mm² und einer bezogenen Verbundspannung von 0,3 entspricht.

Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770, alt

Die Serie wurde zum Vergleich der Ergebnisse der Spanngliedversuche [Vill et. al., 2005 III] durchgeführt, um den Unterschied zwischen werksneuen und alten Litzen festzustellen. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das Verbundverhalten dieser Versuchsserien bei gleichem Einpressmörtel keine Unterschiede aufweist. Die verwendeten alten Litzen aus dem Brückentragwerk waren mit keinerlei Korrosionserscheinungen versehen, was unter Umständen zu einer Veränderung des Verbundverhaltens geführt hätte. Festzustellen bleibt, dass das Verbundverhalten keinen Unterschied zwischen gebrauchten Litzen mit einem Alter von 30 Jahren und werksneuen Spannbetonlitzen aufweist.

Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770, neu

Mit den werksneuen 0,5'' Litzen wurden 6 Prüfserien mit unterschiedlichen Einpressmörteln geprüft, wobei die Druckfestigkeit zwischen 25,5 und 168,5 MPa variierte. Die zu übertragenden Verbundkräfte waren stark von der Druckfestigkeit des Einpressmörtels abhängig. Prinzipiell wurde ein linearer Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Druckfestigkeit bei normalfestem Mörtel festgestellt. Erst unter Verwendung eines Fertigproduktes der Firma Vicat, das für ultrahochfeste Betone verwendet wird, konnte ein überproportionaler Anstieg der Verbundspannungen beobachtet werden. Weiterhin kamen 3 Eigenrezepturen (E1, EF, und E2) als Verpressmaterialien zur Verwendung. Bei der Mörtelrezeptur der Serie E1 wurde der Anteil von Mikrosilika auf 10% der Zementmasse gewählt, was zu einem überproportionalen Anstieg der Verbundfestigkeit bezogen auf die Druckfestigkeit führte. Die Zugabe von Flugasche und Mikrosilika zu jeweils 5% Anteilen der Zementmasse erwies keinen überproportionalen Anstieg der Verbundwirkung. Aus diesen Ergebnissen kann festgehalten werden, dass die Zugabe von Mikrosilika in Anteilen von 10% der Zementmasse eine Verbesserung der Verbundwirkung zur Folge hat. Die Zugabe von Flugasche als Zusatzmittel zur Verbesserung der Schwindeigenschaften bewirkt hingegen keine Verbesserung der Verbundeigenschaften.

Die Serie LN-UH zeigt im Vergleich zu allen anderen Serien eine signifikante Erhöhung der bezogenen Verbundspannung. Anhand von Bild 4.13 werden diese Erkenntnisse bestätigt.

Spanndrahtlitzen 0,5'' St 1570/1770, profiliert

Diese Serie weist trotz der profilierten Oberfläche der Litzen keine wesentliche Änderung des Verbundmechanismus im Vergleich zu den glatten Litzen auf. Dies lässt sich durch die geringen Einkerbungen von nur einigen μm erklären, die kein Entstehen eines Scherverbundes bewirkt. Die Serie LG-Z4 zeigt sehr ähnliche Verläufe mit großen Streuungen. Bei der Serie LG-Z4 und bei der Serie LG-E2 sind die erreichten bezogenen Verbundspannungen fast identisch und liegen im gleichen Bereich wie bei glatten Litzen. Die Serie UH weist, genauso wie bei den glatten Litzen, wieder bessere Werte auf, die erreichten Maxima sind wiederum sehr ähnlich.

Spanndrahtlitzen 0,6'' St 1570/1770

Beim Vergleich der Serien LD-EF und LD-E2 kann festgestellt werden, dass trotz der sehr ähnlichen Mörteldruckfestigkeit, die Verbundeigenschaften mit E2 besser sind, als jene mit EF. Generell wurden jedoch geringere bezogene Verbundspannungen als bei den 0,5'' Litzen gemessen, was auf den größeren Durchmesser der Litzen zurückzuführen ist.

In Bild 4.18 soll der Einfluss der Mörtelfestigkeit anhand der Versuche mit glatten Litzen 0,5'' veranschaulicht werden. Der blaue Graph zeigt den Zusammenhang zwischen den Betonfestigkeiten und der Verbundspannung, und der orange die Verknüpfung der Betonfestigkeit mit der bezogenen Verbundspannung.

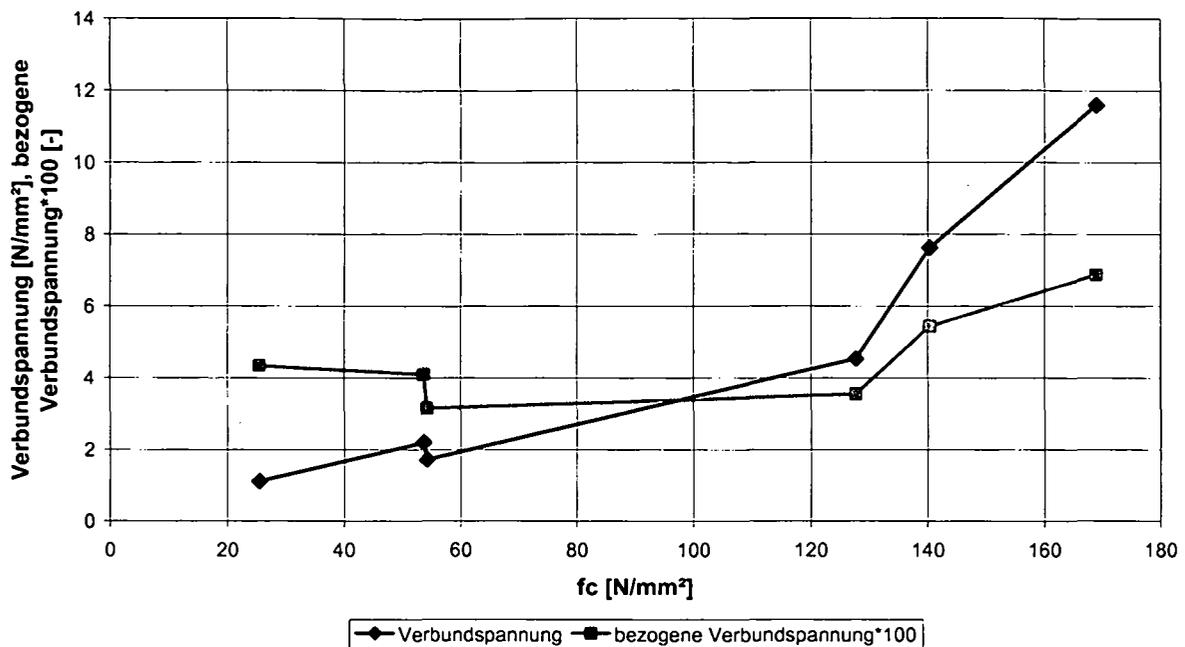


Bild 4.18 Vergleich der Verbundspannungen bei LN in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit des Einpressmörtels

Aus der dargestellten Grafik ist ersichtlich, dass die Verbundspannungen bei normalfesten Einpressmörteln in linearem Zusammenhang mit der Druckfestigkeit des Materials stehen. Ein überproportionaler Anstieg des Verhältnisses ist ab einer Druckfestigkeit von 140 N/mm² erkennbar, die mit der Eigenrezeptur E1 und dem Fertigprodukt UH erreicht wurde. Der Anstieg der Kurven ist in der Darstellung deutlich erkennbar und entsteht durch die hohen Bestandteile an Mikrosilika im Mischungsverhältnis.

4.5.1 Vergleich der Ergebnisse mit Versuchsreihen aus der Literatur

Von Will wurden unter anderem auch Ausziehversuche an Pull-Out Körpern durchgeführt und in [Will, 1997] veröffentlicht. Für den Vergleich wurde eine Versuchsserie mit ähnlichen Randbedingungen herausgegriffen.

Das verwendete Hüllrohr hatte einen Außendurchmesser von 33 mm und einen Innendurchmesser von 28 mm. Bei dem eingebauten Spannstahl handelte es sich um eine glatte Litze 0,6''. Die verbundfreie Vorlänge und die Verbundlänge selbst wurden mit 67 mm angenommen. Das entspricht dem 5-fachen Vergleichsdurchmesser.

Der Verpressmörtel bestand aus Zement PZ 45 F mit einem W/Z-Wert von 0,4 bis 0,44 und einem Zuschlagmittelgehalt von 1,0 bis 1,5 % Tricosal H181 bezogen auf das Zementgewicht. Die Druckfestigkeit des Mörtels wurde nach 28 Tagen bestimmt. Dieser wies eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von 54 MPa auf.

Bild 4.19 zeigt die Mittelwerte der bezogenen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen aus den Versuchen mit glatten Litzen 0,5'' und Einzellitzen mit nachträglichem Verbund im statischen Pull-Out-Versuch bei Erstbelastung.

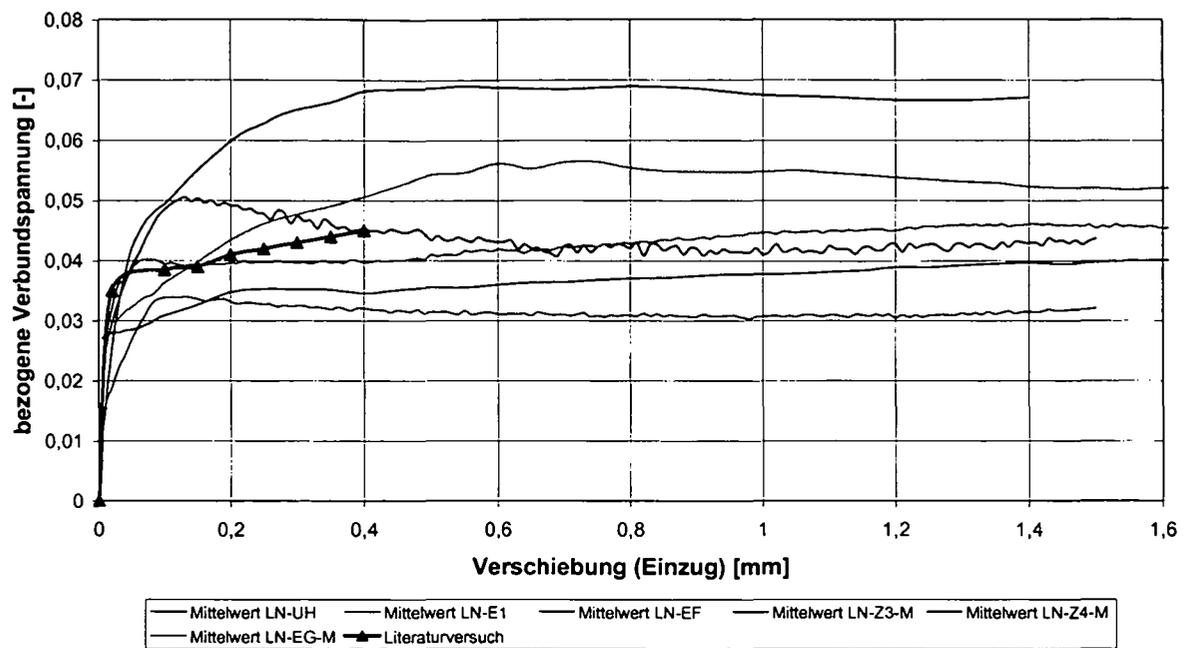


Bild 4.19 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Versuchen von Will, 1997

Die Werte, die von normalfesten Mörteln erreicht werden, liegen im Bereich der Versuch aus Will [Will, 1997]. Eine Erklärung für die Abweichungen kann das Betonalter zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung liefern. Laut Nitsch [Nitsch, 2002] steigt die Betondruckfestigkeit langsamer als die Verbundfestigkeit. Das bedeutet, dass bei einem geringen Betonalter die Verbundfestigkeit bereits einen höheren Prozentsatz ihrer späteren Endfestigkeit erreicht, als dies bei der Druckfestigkeit der Fall ist. Darin wären die Unterschiede der Versuchsergebnisse zu begründen, da das Betonalter bei Versuchsdurchführung der Fremdversuche 28 Tage und bei den Eigenversuchen 40 Tage betrug.

Als weiteren Vergleich, bei dem sich die eben behandelte Thematik auch widerspiegelt, wird nun der Bezug zu den 0,6“ Litzen (LD) hergestellt.

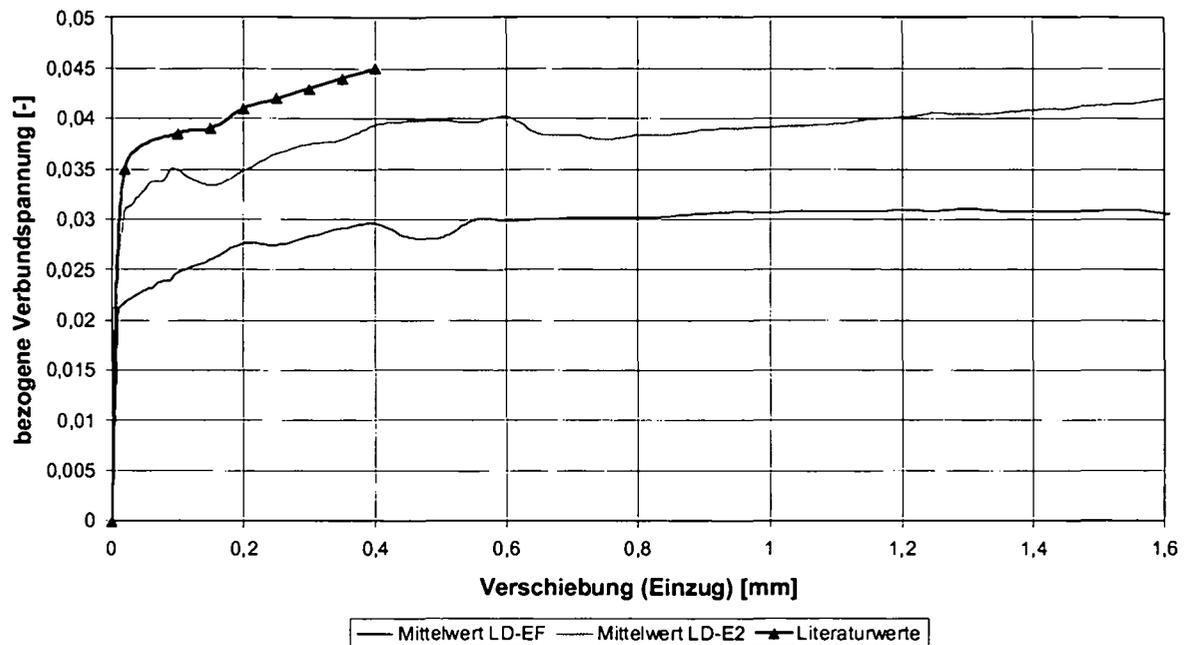


Bild 4.20 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Fremdversuchen

Generell kann festgestellt werden, dass auch hier die Werte aus der Literatur höher als die eigenen Versuchsergebnisse liegen.

Prinzipiell kann die Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Fremdversuchen als gut bezeichnet werden, da eine Vielzahl von versuchstechnischen Parametern Einfluss auf die Ergebnisse haben.

4.6 Schlussfolgerungen

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass alle durchgeführten Versuche gute Ergebnisse mit gleichartigem Verbundverhalten innerhalb der Versuchsserien mit geringen Streuungen zeigten.

Die Verbundfestigkeit von Spannstählen hängt im Wesentlichen von der Ausbildung der Stahloberfläche ab, die maßgeblich dafür ist, welche Anteile des Verbundes (Haftverbund, Scherverbund und Reibungsverbund) sich bilden, die die übertragbaren Verbundspannungen beeinflussen. Bei den durchgeführten Untersuchungen an den gerippten Spanndrähten konnten die größten Verbundspannungen gemessen werden, die hauptsächlich durch die Scherwirkung der Rippen hervorgerufen wurden.

Die Betondruckfestigkeit hat einen signifikanten Einfluss auf das Verbundverhalten und ergibt annähernd einen linearen Zusammenhang zwischen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit.

Mit der Zugabe von Mikrosilikastaub verbessert sich das Verbundverhalten überproportional bezogen auf die Betondruckfestigkeit.

Bei den Versuchen mit den profilierten Litzen wurde kein signifikanter Unterschied zu den glatten Litzen festgestellt. Ebenso ergeben sich für die gebrauchten Litzen, die aus einer Brücke ausgebaut wurden, keine wesentlichen Veränderungen in der Verbundwirkung unter der Voraussetzung, dass keine Stähle mit augenfälligen Oberflächenveränderungen verwendet

wurden. In Tabelle 4.12 sind die bezogenen Verbundspannungen bei unterschiedlichen Einzügen prinzipiell zusammengestellt.

	<i>Normalfester Einpressmörtel</i>	<i>Hochfester Einpressmörtel mit Zugabe von Mikrosilika</i>
<i>Spanndrähte Sigma Oval</i>	<i>0,16 – 0,30</i>	-
<i>Spannstahllitzen 0,5“ neu</i>	<i>0,03 – 0,05</i>	<i>0,05 – 0,07</i>

Tabelle 4.12 Bezogene Verbundspannungen τ/f_c bei Auszügen von 0,1 bis 1,5 mm[-]

In der Tabelle ist der Unterschied der bezogenen Verbundspannung zwischen den Spanndrähten Sigma Oval und den Spannstahllitzen 0,5“ deutlich zu erkennen.

5. VERSUCHE ZUR ERMITTLUNG DER TRAGFÄHIGKEIT VON SPANNGLIEDERN MIT DRAHT- ODER LITZENBRÜCHEN

5.1 Allgemeines

Die Beurteilung der Zuverlässigkeit von bestehenden Brücken stellt in Zukunft einen wichtigen Sektor im Bauwesen dar. Bei zunehmendem Schwerverkehr und gleichzeitig zunehmenden Alter können Schäden an Brückenbauwerken auftreten, die die Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit stark beeinflussen können.

Demzufolge ist es von großer Bedeutung, spezielles Augenmerk auf das Auftreten von Schäden zu legen, und eine geeignete Methode zur Verfügung zu haben, mit der es möglich ist, die Zuverlässigkeit solcher Tragwerke zu ermitteln. Das Auftreten von Schäden in Spannbetonbrücken kann mit einer großen Menge an Ursachen in Verbindung stehen – ebenso sind die auftretenden Schäden aufgrund der hohen Variation der Konstruktionsart der bestehenden Bauwerke weit gefächert. Jedoch steht bei Spannbetonbrücken mit nachträglichem Verbund ein wesentliches Problem im Vordergrund – Spanngliedbrüche verursacht durch Korrosionsprozesse unterschiedlichster Art oder Ermüdungsbrüche. Da bei einem Bruch eines oder mehrerer Spanndrähte zunächst lokal an der Bruchstelle keine Kraft mehr übertragen wird, stellt sich die Frage, inwieweit sich Kraftumlagerungen auf benachbarte Elemente einstellen und welche Tragreserven somit mobilisiert werden können. Da das Zusammenwirken der einzelnen Komponenten wie Spanndraht, Hüllrohr, Einpressmörtel und umgebender Beton mit schlaffer Bewehrung eines Spannglieds eine komplexe Konstellation darstellt, ist die Erstellung von Versuchen in diesem Bereich von großer Bedeutung für die Erhaltung der Bauwerke.

Da die Erstellung numerischer Berechnungen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente den Kenntnisstand einer Vielzahl von Eingangsparametern voraussetzt, um realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten, wurden Laborversuche an geschädigten Spanngliedern durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sollen für die Beurteilung des Tragverhaltens gleichartiger Brücken eine Grundlage darstellen, die auch dazu verwendet werden kann, aufbauende analytische oder numerische Berechnungen durchzuführen und den Versuchsergebnissen gegenüberzustellen.

5.1.1 Beschreibung der Versuchskörper

Um die Versuchskörper möglichst realitätsnah zu erstellen, wurden Spannglieder im Originalmassstab hergestellt, wobei die eingebauten Drähte oder Litzen mit Brüchen versehen waren. Nach dem Verpressen und Herstellen der Ummantelung wurden die Versuchskörper in einer Prüfanlage des Instituts für Tragkonstruktionen im zerstörenden Bruchversuch getestet und die aufnehmbaren Zugkräfte und Verlängerungen ermittelt. Insgesamt wurden 51 Versuchskörper getestet, wobei einerseits Drähte und Litzen aus alten Brücken, die abgebrochen wurden, und andererseits neue Spannstähle zur Verwendung kamen. Mit der nachfolgenden Systemzeichnung, wird das Prinzip des Versuchsaufbaus erläutert.

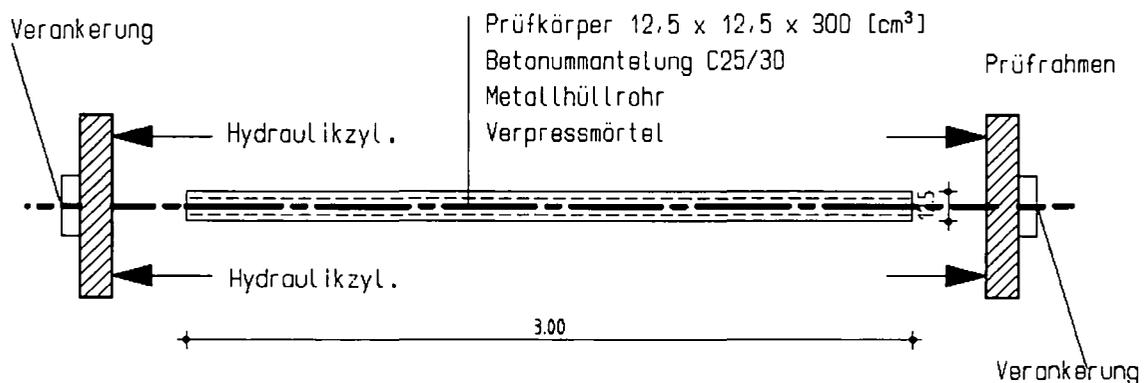


Bild 5.1 Systemskizze zum Versuchsaufbau

Zur Herstellung der Versuchskörper wurden die Spanndrähte und Spanndrahtlitzen aus den abgebrochenen Brücken und werksneue Litzen verwendet. Um den Einfluss von Schäden in Form von Brüchen zu simulieren, wurden Brüche in definierten Abständen in die Spannglieder eingebaut. Mit diesen Prüfkörpern wurden Zugversuche durchgeführt, um den Einfluss des Verbundes zwischen Spannstahl, Verpressmörtel, Hüllrohr und umhüllendem Beton auf das Tragverhalten von geschädigten Spanngliedern zu bestimmen. Die Versuchsergebnisse sollen eine Grundlage für die Beurteilung der Tragfähigkeit vergleichbarer Spannbetonbrücken, die Schäden oder Brüche an einzelnen Drähten oder Litzen haben, darstellen.

Die Prüfkörper mit den Spannstählen aus den abgebrochenen Brücken wurden aus Drähten bzw. Litzen von verschiedenen Teilen der Brücken zusammengesetzt. Um unvorhergesehene Einflüsse während der Tests zu vermeiden, wurde nur Spannstahl verwendet, der keine Zeichen von oberflächlicher Korrosion aufwies.

Die Versuchskörper bestanden aus 3,0 m langen Spanngliedern mit Überständen zur Verankerung von ca. 50 cm. Die Metallhüllrohre mit Durchmessern von 50 und 70 mm sind zum Teil in einem Betonmantel, der bei manchen Körpern mit Bewehrung versehen ist, eingebettet. Einige Versuchskörper wurden auch ohne Betonummantelung ausgebildet. In den verpressten Hüllrohren befinden sich 8 bzw. 12 Spannstähle, die mit vordefinierten Brüchen versehen sind. Durch Verankerungen bestehend aus Verguss- oder Keilverankerungen werden die Probekörper in einer Prüfanlage mit zwei servohydraulischen Pressen bis zum Versagen weggesteuert belastet.

Nach dem Erstellen des Versuchskörpers mit Einbau der vorgegebenen Brüche und dem anschließenden Verpressen wurden die Spannglieder nach dem Erhärtungsvorgang bis zum Bruch getestet. Die Vorspannung wurde durch eine weggesteuerte servohydraulische Prüfanlage erzeugt. Nach Abschluss der Versuchsserien wurden die geprüften Spannglieder geöffnet, um Aufschlüsse über das Tragverhalten innerhalb des Hüllrohres zu erhalten.

5.1.2 Grundsätzliches zur Durchführung von Versuchen

Bei der Planung von Versuchen stehen zwei wesentliche Aspekte im Vordergrund: Zum einen sollten die Versuche nach Möglichkeit so weit wie möglich die Situation im Bauwerk widerspiegeln und zum anderen sollten die Prüfkörper so beschaffen sein, dass sie mit vertretbarem Aufwand unter Laborbedingungen geprüft werden können. Mit den nachfolgend beschriebenen Versuchen soll der Kenntnisstand des Tragverhaltens von geschädigten Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erweitert werden und eine Basis für die Beurteilung der Brücken geschaffen werden. Die genannten Versuche wurden in vier unterschiedlichen Versuchsprogrammen in den Jahren 2002 bis 2004 durchgeführt.

Prinzipiell könnten solche Versuche an zwei verschiedenen Prüfkörperarten durchgeführt werden:

1. dem Biegebalken (z.B. 4 Punkt Biegezugversuch)
2. dem zentrischen Zugkörper (Dehnkörper)

Der Biegeversuch an einem vorgespannten Balken erlaubt eine gute Annäherung des Tragverhaltens in einem Bauwerk und würde in erster Linie eine sinnvolle Versuchsdurchführung ergeben. Hierbei kristallisieren sich aber bei näherer Betrachtung eine Reihe von Nachteilen bei der Herstellung sowie der Prüfung der Versuchskörper heraus. Das größte Problem stellt in erster Linie neben der komplizierten und kostenaufwendigen Herstellung die Aufbringung der Vorspannung dar, wenn Drahtbrüche oder Litzenbrüche vorhanden sind. Weiters steht die messtechnische Erfassung bei Biegeversuchen auch mit sehr hohem Aufwand in Verbindung. Aus diesen Gründen wurde die Variante des zentrischen Zugkörpers als Prüfkörperart gewählt.

5.1.3 Versuchsprogramm

In Tabelle 5.1 ist das gesamte Versuchsprogramm dargestellt. Prinzipiell ist das Versuchsprogramm in 4 Serien eingeteilt und beinhaltet eine Anzahl von insgesamt 51 Versuchen.

<i>Serie</i>	<i>ANZAHL TESTS [-]</i>	<i>STAHLTYP [-]</i>	<i>ANZAHL SPANNSTÄHLE [-]</i>	<i>BRÜCHE [-]</i>	<i>BRUCHABSTAND [cm]</i>	<i>VERPRESSMÖRTEL [-]</i>
<i>I</i>	2	<i>Draht alt</i>	12	0	0	<i>CEM 42,5 R</i>
	5	<i>Draht alt</i>	12	3	75	<i>CEM 42,5 R</i>
	5	<i>Draht alt</i>	12	6	50	<i>CEM 42,5 R</i>
	5	<i>Draht alt</i>	12	11	25	<i>CEM 42,5 R</i>
<i>II</i>	1	<i>Draht alt</i>	8	0	0	<i>CEM 42,5 R</i>
	2	<i>Draht alt</i>	8	3	75	<i>CEM 42,5 R</i>
	2	<i>Draht alt</i>	8	6	50	<i>CEM 42,5 R</i>
	2	<i>Draht alt</i>	8	11	25	<i>CEM 42,5 R</i>
<i>III</i>	5	<i>Litze alt</i>	8	3	75	<i>CEM 32,5 R</i>
	5	<i>Litze alt</i>	8	6	50	<i>CEM 32,5 R</i>

Serie	ANZAHL TESTS [-]	STAHLTYP [-]	ANZAHL SPANNSTÄHLE [-]	BRÜCHE [-]	BRUCHABSTAND [cm]	VERPRESSMÖRTEL [-]
	5	Litze alt	8	11	25	CEM 32,5 R
IV	2	Litze neu	8	3	75	CEM 42,5 R
	2	Litze neu	8	6	50	CEM 42,5 R
	2	Litze neu	8	11	25	CEM 42,5 R
	2	Litze neu	8	3	75	Injektionsfertigmörtel
	2	Litze neu	8	6	50	Injektionsfertigmörtel
	2	Litze neu	8	11	25	Injektionsfertigmörtel
Summe	51					

Tabelle 5.1 Versuchsprogramm

Der hauptsächliche Unterschied im Versuchsprogramm bestand in der Variation der Bruchabstände und der Stahltypen. Neben der Variation der Bruchanzahl, Stahltypen und der Einpressmörtel Eigenschaften wurde der Einfluss des umgebenden Betons und der umliegenden Bewehrung untersucht. Innerhalb der einzelnen Serien I bis III wurden für jeden unterschiedlichen Bruchabstand einige Prüfkörper nur mit Hüllrohr, einige mit unbewehrtem Beton sowie weitere mit bewehrtem Beton ausgebildet.

5.1.3.1 Variation der Spannstahtart und Spannstahtanzahl

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden insgesamt vier Serien mit Probekörpern hergestellt, wobei die Verwendung von Drähten und Litzen den Hauptunterschied darstellt. Insgesamt wurden 24 Probekörper mit Drahtspanngliedern und 27 mit Litzenspanngliedern getestet. Die Spannglieder mit den Drähten wurden in zwei verschiedenen Größen hergestellt, wobei 7 Körper mit 8 Drähten und 17 Probekörper mit 12 Drähten ausgeführt wurden. Die Litzenspannglieder wurden alle mit 8 Spannstahtlitzen ausgebildet, wobei 15 mit den alten Litzen und 12 Probekörper mit werksneuen Litzen hergestellt wurden (Bild 5.2).

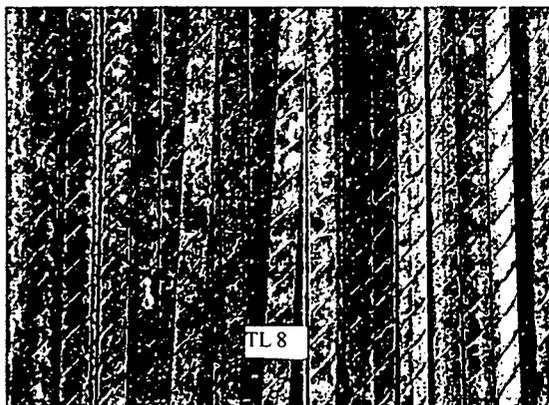


Bild 5.2 Verwendete Spanndrähte aus dem Spannglied TL 8 Thalheim (Sigma Oval) (links), und Spanndrahtlitzen 0,5" aus dem Spannglied W1 PORR Brücke (rechts)

5.1.3.2 Variation der Bruchabstände

Die Spannkabel erhielten an vordefinierten Stellen Brüche an einzelnen Drähten oder Litzen mit Abständen von 0,25, 0,50 und 0,75 m. Diese Bruchabstände wurden in Abhängigkeit von der notwendigen Verankerungslänge gewählt, welche nach Trost et al. [Trost et al., 1980] für Drähte ca. 500 mm betrug. Um den Einfluss der vorhandenen Verankerungslänge zu untersuchen, wurden bei einigen Versuchen die Abstände auf das 1,5-fache bzw. 0,5-fache von 500 mm geändert. Somit ergab sich eine Bruchanzahl bei 0,25 m Bruchabstand von 11, bei 0,50 m von 6 und bei 0,75 m von 3 Brüchen je Probekörper. In Bild 5.3 sind die Bruchabstände der Spannglieder mit 12 Drähten, 8 Drähten und 8 Litzen dargestellt

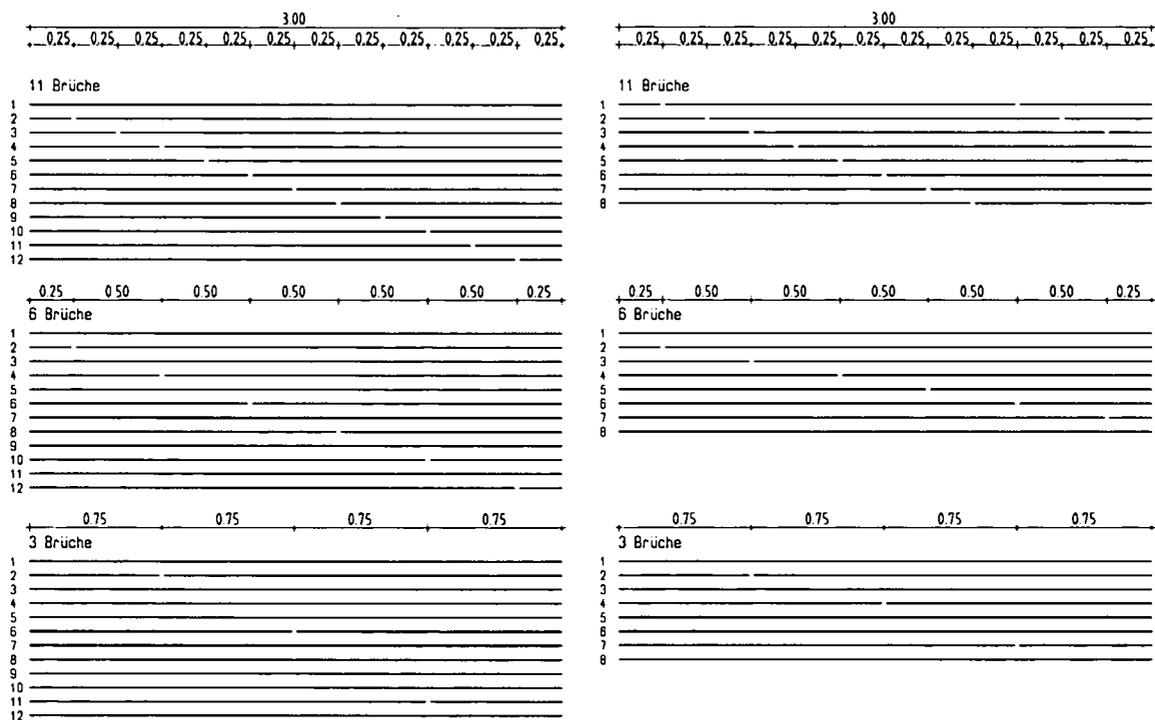


Bild 5.3 Bruchabstände, links: 12 Spanndrähte, rechts: 8 Spanndrähte oder Spanndrahtlitzen

5.1.3.3 Variation der Spanngliedummantelung

Als Hüllrohre wurden handelsübliche Metallrohre mit einem Innendurchmesser von 65 mm bei den Litzenspanngliedern und 50 mm bei den Drahtspanngliedern verwendet. Das Spannstahl-Hüllrohr Flächenverhältnis betrug 0,21 für die 8-dräftigen, 0,31 für die 12-dräftigen und 0,29 für die Litzenspannglieder, was den Verhältnissen in den abgebrochenen Brücken entsprach.

Zusätzlich wurde der Einfluss des umgebenden Betons untersucht, indem einige Probekörper einen Betonmantel aus C25/30 mit einer Größe von 12,5 x 12,5 cm bei den Litzenspanngliedern und 10 x 10 cm bei den Drahtspanngliedern erhielten. Dies entspricht den Verhältnissen in einem Tragwerk. Weiterhin wurden bei 12 Versuchskörpern die Betonummantelungen mit Bügeln ($\varnothing 5/100$ mm) und einer Längsbewehrung ($4\varnothing 5$ mm) bewehrt, um Informationen über den Einfluss der Querdehnung auf das Tragverhalten des Spannglieds zu erhalten. Letztlich wurden einige Probekörper der Litzen- und der Drahtspannglieder auch ohne Betonummantelung ausgeführt.

Die Größe der Betonummantelung wurde so gewählt, dass sie die einem Hüllrohr verfügbare Betonfläche im Bauwerk widerspiegelte. Somit entstand ein quadratischer Querschnitt mit doppeltem Hüllrohrinnendurchmesser als Seitenlänge. Die Bewehrung wurde in Form von Bügeln sowie Längsstäben mit Durchmesser 5 mm gewählt.



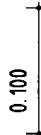
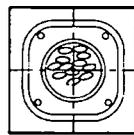
Bild 5.4 Querschnitte Spannglieder 12 Drähte (links), 8 Drähte (Mitte), 8 Litzen (rechts)

In Bild 5.4 sind Querschnitte durch typische Versuchskörper mit Draht- oder Litzenspanngliedern dargestellt. Die Spannstahl-Hüllrohr-Flächenverhältnisse sowie die Betonummantelung (Bild 5.4 Mitte) sind darin zu erkennen. In den Serien I bis III kamen somit Prüfkörper mit unbewehrter, bewehrter bzw. ohne Betonummantelung zum Einsatz, wobei in Serie IV lediglich eine unbewehrte Ummantelung verwendet wurde. Die Querschnitte der Versuchskörper aller Serien sind in und Bild 5.5 und Bild 5.6 dargestellt.

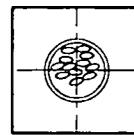
SERIE I

12 DRAHTE SIGMA OVAL ST 145/160
EINPRESSMÖRTEL
HÖLLROHR
BETONUMMANTELUNG C25/30
BÜGEL- UND
LÄNGSBEWEHRUNG $d = 5 \text{ mm}$

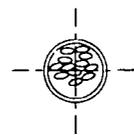
BEWEHRT



UNBEWEHRT



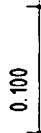
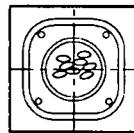
NUR HÖLLROHR



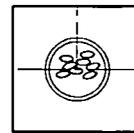
SERIE II

8 DRAHTE SIGMA OVAL ST 145/160
EINPRESSMÖRTEL
HÖLLROHR
BETONUMMANTELUNG C25/30
BÜGEL- UND
LÄNGSBEWEHRUNG $d = 5 \text{ mm}$

BEWEHRT



UNBEWEHRT



NUR HÖLLROHR

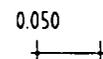
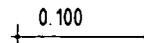
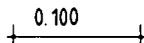
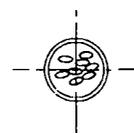


Bild 5.5 Querschnitte der Versuchskörper Serien I und II

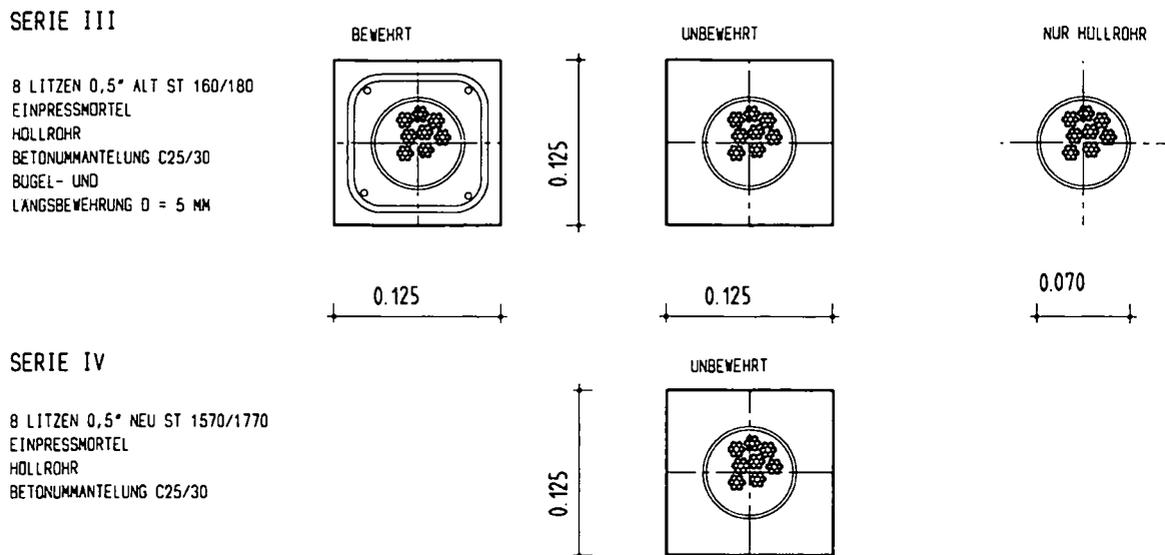


Bild 5.6 Querschnitte der Versuchskörper Serien III und IV

5.1.3.4 Variation des Einpressmaterials

Als Einpressmaterialien wurden verschiedene Rezepturen verwendet. Es wurde normgemäßer Einpressmörtel bestehend aus CEM 42,5 R mit Einpresshilfe, Einpressmörtel bestehend aus CEM 32,5 R mit Einpresshilfe sowie ein Injektionsmörtelfertigprodukt analog den Untersuchungen an den Pull-Out-Körpern verwendet. Die physikalischen Eigenschaften unterschieden sich hauptsächlich in der Druckfestigkeit, die bei den Serien zwischen $f_{cm} = 31$ N/mm² bis $f_{cm} = 57$ N/mm² variierte.

5.1.4 Verwendete Spannstähle

Die Versuche wurden an Spanngliedern aus verschiedenen Materialien durchgeführt. Zur Verwendung kamen einerseits gebrauchte Spannstähle, die zum Teil aus abgebrochenen Brücken gewonnen werden konnten und andererseits werksneue Litzen von einem Spannstahlhersteller aus Österreich. Bei den gebrauchten Spannstählen handelt es sich um gerippte Spanndrähte des Typs Sigma Oval aus der Murbrücke Thalheim und um siebendrähtige Litzen 0,5" aus der PORR-Brücke.

Die Murbrücke Thalheim wurde 1964 gebaut und bestand aus einem gevouteten 3-feldrigen Hohlkastenquerschnitt mit Spannweiten von 56 m, 70 m und 56 m. Die Brücke hatte eine Breite von 9,80 m und war auch quervorgespannt.

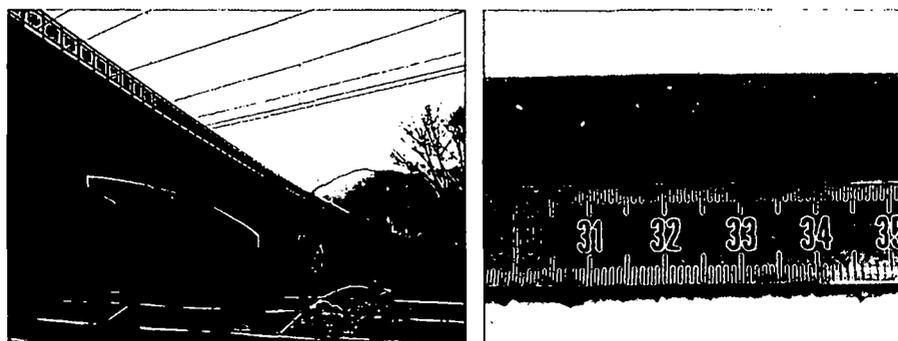


Bild 5.7 Murbrücke Thalheim (links), Spanndraht Sigma Oval St 145/160 (rechts)

Die Längsvorspannung bestand aus Spannkabeln mit 34 Drähten des Typs Sigma Oval St 145/160 ($A_{w,eff} = 41,37 \text{ mm}^2$) für einen Draht.

Bei der PORR-Brücke in Wien handelte es sich um ein einfeldriges Tragwerk aus Segmenten mit einer Spannweite von rund 44,0 m (Bild 5.8). Die Brücke wurde 1975 im Rahmen eines Forschungsprojektes über die Südosttangente (A23) in Wien als Verbindung von Betriebsgründen als vorgefertigte Segmentbrücke hergestellt und hatte eine Längsvorspannung aus insgesamt 20 Spannkabeln mit je 12 siebendrähtigen Litzen 0,5“ des Typs St 1570/1770 ($A_{w,eff} = 100 \text{ mm}^2$).

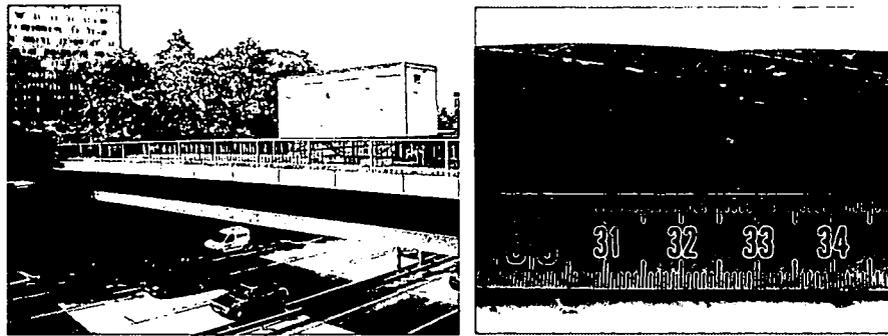


Bild 5.8 PORR- Brücke Wien (links), Spannstahllitze St 1570/1770 (rechts)

An den Spannstählen aus diesen beiden Brücken wurden Untersuchungen zu deren mechanischen und chemischen Eigenschaften durchgeführt. Insgesamt wurden aus der Murbrücke Thalheim 27 Spannglieder mit einer Länge von etwa 4 m und aus der PORR-Brücke Wien ca. 50 lfm Spannkabel entnommen und auf Verpressqualität sowie Korrosion von Hüllrohren und Spannstählen untersucht. Alle untersuchten Spannkabel waren in sehr gutem Zustand, die Hüllrohre waren vollständig verpresst, keine Drähte und Litzen waren gebrochen oder zeigten Anzeichen von Korrosion. Bis auf geringfügige Flugroststellen bei der Brücke in Thalheim waren sämtliche entnommene Spannstähle in einwandfreiem Zustand.

Um den Einfluss von Spannstahloberfläche und den damit zusammenhängenden Verbundeigenschaften zu bestimmen, wurden ebenfalls werksneue Litzen 0,5“ des Typs St 1570/1770 für die Versuchsserien verwendet.

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurden an den gebrauchten Spannstählen Zug-, Ermüdungs-, Korrosions- und Relaxationsversuche durchgeführt und die metallografischen Eigenschaften bestimmt. Für diese Versuchsserien sind jedoch insbesondere die Zugfestigkeiten der alten Stähle von besonderem Interesse und in Tabelle 5.2 als Mittelwerte zusammengestellt. Mit diesen Werten wurden die theoretischen Tragfähigkeiten der ungeschädigten Spannglieder ermittelt. Die maximale Zugkraft F_u sowie die Zugfestigkeit R_u sind in der Tabelle in Fettdruck hervorgehoben. In Tabelle 5.2 wird mit $A_{w,eff}$ die effektive Fläche, mit $F_{p0,2}$ die Kraft bei 0,2% bleibender plastischer Dehnung, mit $F_{p0,01}$ die Kraft bei 0,01% bleibender plastischer Dehnung, mit $R_{p0,2}$ die Spannung bei 0,2% bleibender plastischer Dehnung und mit $R_{p0,01}$ die Spannung bei 0,01% bleibender plastischer Dehnung bezeichnet. Der Elastizitätsmodul E der Stähle ist in der vorletzten Spalte und die Dehnung bei Höchstlast α_{gt} in der letzten Spalte der Tabelle 5.2 angegeben. Bei den Werten handelt es sich um Mittelwerte, wobei die Streuungen sehr gering waren und die Anforderungen nach EN 10204 nur in Einzelfällen geringfügig unterschritten wurden.

<i>Mechanische Eigenschaften der Spannstähle nach EN 10204</i>									
<i>Mittelwerte</i>									
<i>Spannstahl.</i>	$A_{w,eff}$	F_u	$F_{p0,2}$	$F_{p0,01}$	R_u	$R_{p0,2}$	$R_{p0,01}$	E	α_{gt}
	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[-]
<i>Sigma Oval</i>	43,7	65,4	59,7	52,9	1.582,0	1.444,0	1279,3	195,6	4,2
<i>Litzen Porr B. 0,5"</i>	99,2	193,8	176,2	168,2	1.937,9	1.762,0	1.438,0	187,7	5,7
<i>Neue Litzen 0,5"</i>	100,2	190,8	175,5	172,7	1.908,0	1.755,0	1.593,0	199,4	5,8

Tabelle 5.2 Mechanische Eigenschaften der Spannstähle (Mittelwerte)

5.1.5 Verwendete Einpressmörtel

Als Einpressmörtel kamen in den einzelnen Serien unterschiedliche Produkte zur Anwendung. Laut ÖNorm EN 447 ist ein „üblicher Einpressmörtel“ eine Mischung aus herkömmlichen Portlandzement CEM 42,5, Wasser und anderen Zusatzmitteln mit einem W/Z Wert von höchstens 0,44.

Die Einpressmörtel wurden analog der 1. Versuchsreihe der Pull-Out-Versuche erstellt. Die Konsistenz des Produkts muss sich für das Einpressen in lange Spannkanele eignen. Aus diesen Gründen wurde bei diesen Versuchen ein auf dem Markt gängiges Zusatzmittel (Einpresshilfe, EH) Tricosal 181 verwendet. Da bestimmte mechanische Eigenschaften des Einpressmörtels Einfluss auf die Verbundfestigkeit nehmen, wurden grundsätzlich drei unterschiedliche Mischungen verwendet. Die Rezepturen sollten einerseits den Einfluss von Mörtel mit geringer Druckfestigkeit und andererseits Mörtel mit hoher Druckfestigkeit zeigen, um sie mit dem normativ geforderten Mörtel aus CEM 42,5 vergleichen zu können.

Somit kamen für die Serien folgende Rezepturen zum Einsatz:

1. Serie A, B und z.T. D: Portlandzement PZ 375 (CEM I 42,5) mit W/Z = 0,44; 1,5 Vol.% der Zementmasse EH Tricosal 181
2. Serie C: Portlandzement CEM 32,5 R mit W/Z = 0,44; 1,5 Vol.% der Zementmasse EH Tricosal 181
3. Serie D teilweise: Fertigprodukt der Firma EUROGROUT, EuroGrout Inject, 0-0,1

Die einzelnen Einpressmörtel sind detailliert in Tabelle 5.3 aufgelistet.

5.1.5.1 Druckfestigkeitsprüfung

Im Zuge der Verpressarbeiten der Serien wurden Probezylinder mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 80 mm nach EN 445 hergestellt. Vor der Druckprüfung wurden die Flächen planeben geschliffen. Die Mörtelproben wurden annähernd zeitgleich mit den Prüfkörpern getestet. Bei den Serien I, II und III wurden Zylinder mit einer Höhe von 200 mm und einem Durchmesser von 100 mm getestet.

Mörtel- probe	Durchmes- ser [mm]	Höhe [mm]	Masse [g]	Fläche [mm ²]	Volumen [cm ³]	Rohdichte [g/cm ³]	F max [kN]	Druckspan- nung [N/mm ²]
CEM - 1	102,7	86,8	1257,9	8283,8	719,0	1,749	366	44,18
CEM - 2	102,8	76,5	1103,1	8300,0	634,9	1,737	368	44,34
CEM - 3	102,4	82,3	1193,3	8235,5	677,8	1,761	358	43,47
CEM - 4	102,8	87,2	1258,8	8300,0	723,8	1,739	360	43,37
CEM - 5	102,8	84,9	1228,6	8300,0	704,7	1,744	373	44,94
CEM - 6	102,7	80,4	1136,3	8283,8	666,0	1,706	333	40,20
CEM - 7	102,6	86,0	1217,2	8267,7	711,0	1,712	324	39,19
Serie IV CEM 42,5							Mittelwert	42,81
							Standardabweichung	2,05
EGI - 1	102,4	90,9	1445,7	8235,5	748,6	1,931	478	58,04
EGI - 2	102,4	76,3	1201,1	8235,5	628,4	1,911	452	54,88
EGI - 3	102,5	88,3	1389,7	8251,6	728,6	1,907	452	54,78
EGI - 4	102,8	75,3	1197,7	8300,0	625,0	1,916	495	59,64
EGI - 5	102,7	71,4	1131,6	8283,8	591,5	1,913	509	61,45
EGI - 6	102,8	80,3	1273,4	8300,0	666,5	1,911	489	58,92
EGI - 7	102,9	78,6	1241,3	8316,1	653,6	1,899	472	56,76
EGI - 8	102,8	80,7	1276,5	8300,0	669,8	1,906	444	53,49
EGI - 9	102,7	82,8	1315,4	8283,8	685,9	1,918	478	57,70
Serie IV Eurogrout							Mittelwert	57,30
							Standardabweichung	2,43
V1	103,4	201,7	2903	8397	1690	1714	119,9	14,3
V2	104,3	198,6	2880	8544	1700	1697	170,3	19,98
V2	103,2	187,7	2745	8365	1570	1748	154,0	18,4
Serie III CEM 32,5							Mittelwert	17,6(31,3)
							Standardabweichung	2,39
M1	100	205	-	7854	1741	-	319,5	40,67
M2	100	199	-	7854	1690	-	327,2	41,66
M2	100	198	-	7854	1681	-	214,8	27,3
Serie I+II CEM 42,5 (PZ 375)							Mittelwert	36,6 (61,2)
							Standardabweichung	6,55

Tabelle 5.3 Druckfestigkeit der Einpressmörtel

Im Rahmen der Untersuchungen der Serie IV wurden beide Prüfkörperformen der selben Mischung einer Druckprüfung unterzogen. Dabei erreichten die 80 mm hohen Prüfkörper eine 1,79fach höhere Druckfestigkeit als die 200 mm hohen Zylinder [Flatz, 2004]. Somit wären

die Mittelwerte der 200 mm hohen Zylinder bei Serie I, II und III mit diesem Faktor umzurechnen, was in der Tabelle in Klammerwerten angegeben ist. Weiterhin ist zu bemerken, dass die Prüfzylinder mit Eurogrout Inject teilweise starke Schwindrisse aufwiesen.

5.1.6 Verwendete Betonstäbe und Hüllrohre

Einige Prüfkörper wurden mit einer Bewehrung ausgebildet. Es wurde Rippenstabstahl BSt 550 mit einem Durchmesser von 5 mm verwendet. Die mechanischen Eigenschaften wurden durch Zugversuche bestimmt. Die mittlere aufnehmbare Zugfestigkeit lag bei $662,5 \text{ N/mm}^2$ bei einer mittleren Bruchdehnung von 2,4 %.

Als Hüllrohre kamen Blechhüllrohre der Firma Vorspanntechnik Salzburg GmbH mit einem Innendurchmesser von 65 mm und einem Außendurchmesser von 72 mm zum Einsatz. Die Blechstärke lag bei 0,35 mm.

5.1.7 Herstellung der Versuchskörper

Die Probekörper wurden im Prüflabor des Institutes für Tragkonstruktionen der TU Wien hergestellt. Nach dem Erstellen der vordefinierten Draht- oder Litzenbrüche wurden die Spannstähle zu Bündeln zusammengefasst und in Hüllrohre eingezogen. Nach dem Fixieren der Bündel wurden die Hüllrohre mittels einer Pumpe verpresst. Ein Teil der Prüfkörper erhielt eine Ummantelung mit Beton C25/30 mit einer maximalen Größe des Zuschlagskorns von 4 mm, wobei einige Körper bewehrt ausgeführt wurden. Um eine fließfähige Konsistenz zu erreichen und somit die Verarbeitbarkeit zu erleichtern, wurden dem Beton Zusatzmittel in Form von Verzögerer und Fließmittel vom Transportbetonwerk beigegeben.

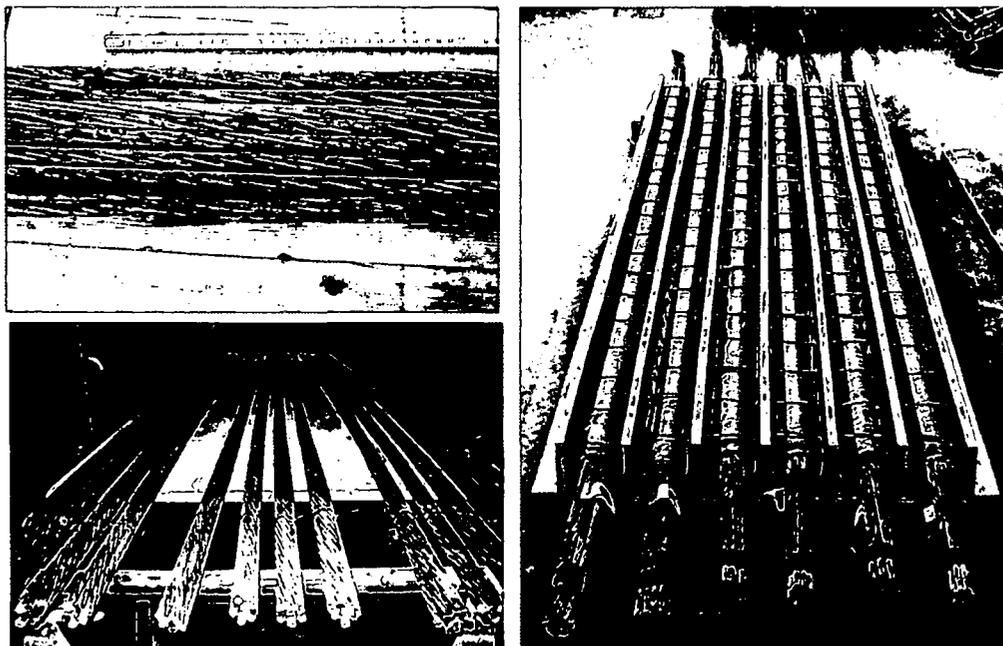


Bild 5.9 Erstellen der Litzenbrüche (links oben); Herstellung der Bündel (links unten); vor dem Herstellen der Betonummantelung (rechts)

Um Rissbildung während der Aushärtung des Betons zu vermeiden, wurden die Betonkörper über einen Zeitraum von 28 Tagen zur Nachbehandlung mit Folien abgedeckt und feucht gehalten.

5.1.8 Versuchseinrichtung und Durchführung

5.1.8.1 Prüfanlage für die Versuche

Die Zugversuche wurden an einer einaxialen Zugprüfmaschine durchgeführt. Die Prüfeinrichtung bestand im Wesentlichen aus einem Stahlrahmen sowie zwei hydraulischen Pressen, mit denen Zugkräfte bis 2000 kN erzeugt werden können (Bild 5.10).

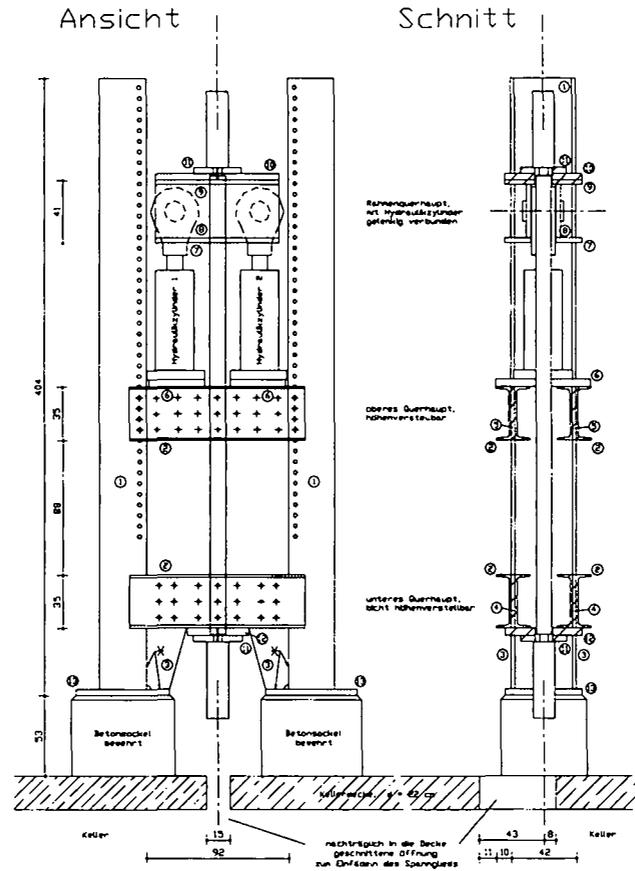


Bild 5.10 Prüfvorrichtung für die Versuchsdurchführung

5.1.8.2 Messtechnik und Messdatenerfassung

Zur berührungslosen Weg- und Dehnungsmessung wurde ein Videoextensiometer, das im Wesentlichen aus einer Videokamera und bildgebenden Sensoren besteht, eingesetzt. Zusätzlich wurde die Dehnung der Prüfkörper mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Messung der Kraft erfolgte über kalibrierte hydraulische Pressen. Zur Kalibrierung des Maschinenwegs wurde die Längenänderung der Prüfeinrichtung und die Verformung der Ankerplatten mittels induktiven Wegaufnehmern kontinuierlich gemessen.

5.1.8.3 Versuchsdurchführung und Belastungsgeschichte

Die Versuche wurden weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,02 mm/s durchgeführt. Bei markanten Lastniveaus wurde die Wegrampe der Prüfanlage für ca. 5 min angehalten um die Rissbildung der Betonummantelung zu dokumentieren und die Rissbreiten aufzunehmen.

5.2 Versuchsergebnisse

5.2.1 Versuchskörper mit 8 Spanndrähten

Basierend auf den Ergebnissen der Zugversuche an den Einzeldrähten (Tabelle 5.2) kann die maximal aufnehmbare Zugkraft eines achtdräftigen Spannglieds ohne Brüche mit $F_{cal} = 65,4 \cdot 8 = 523,2$ kN bestimmt werden. Die theoretisch maximal übertragbare Kraft eines Spannglieds mit Spannstahlbrüchen liegt bei 87,5 % der Kraft eines ungeschädigten Spannglieds, weil das Versagen des Spannglieds an einer Stelle auftreten wird, wo ein Drahtbruch simuliert wurde. Die Kraft-Probekörperverlängerungsdiagramme für die Versuche D18 bis D24 mit 8 Drähten in unbewehrtem Beton sind in Bild 5.11 dargestellt und die Versuchsdaten in Tabelle 5.4 zusammengefasst. Die angegebenen Probekörperverlängerungen beziehen sich auf eine Länge des Versuchskörpers bei Versuchsbeginn von 3,20 m.

Serie	Versuch Nr.	Art	Draht-anzahl	Bruch-anzahl	Bruch-abstand	Bruchlast F_u [kN]	Probekörper-verlängerung [mm]	F_u/F_{cal} [%]
I	18	nur Hüllrohr	8	0	----	506,8	87,8	96,8
I	19	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	444,2	47,9	84,8
I	20	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	453,7	48,2	86,6
I	21	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	459,0	72,4	87,6
I	22	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	459,4	50,1	87,7
I	23	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	412,0	37,2	78,7
I	24	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	414,2	44,9	79,1

Tabelle 5.4 Versuchsergebnisse für Spannglieder mit 8 Spanndrähten

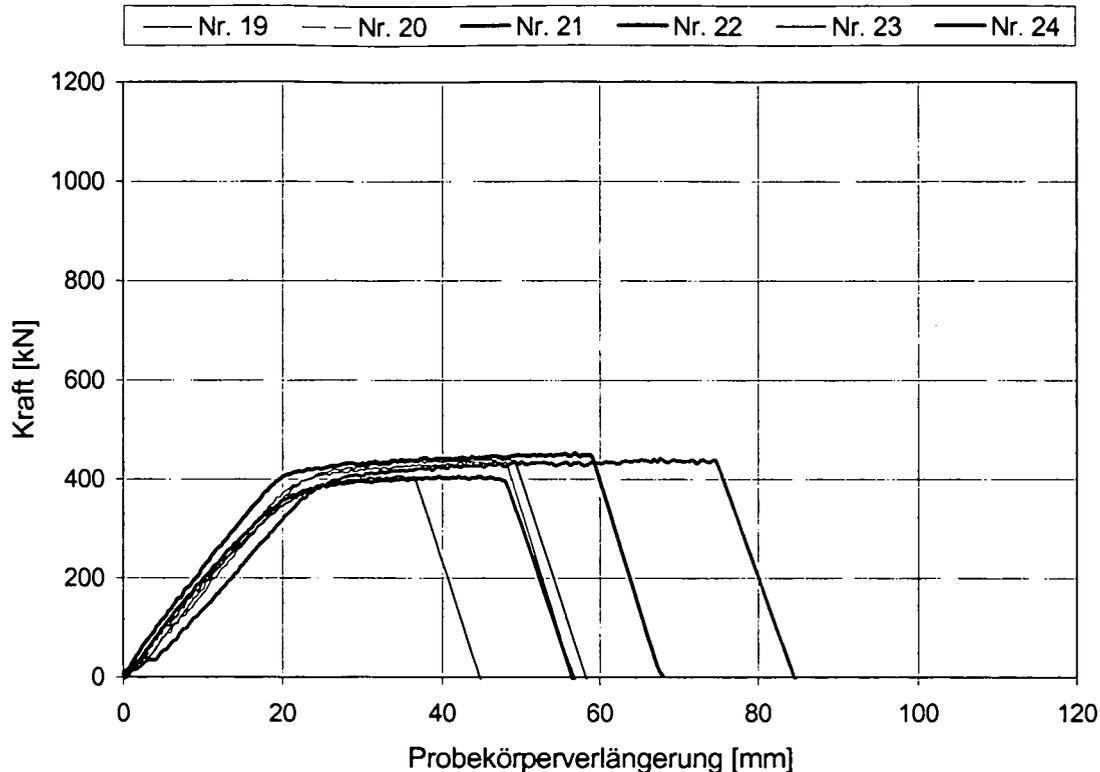


Bild 5.11 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 8 Spanndrähten

Charakteristisch für alle Versuche waren die relativ großen Verlängerungen der Probekörper von 37,2 bis 87,8 mm und die damit verbundenen großen Rissbreiten. Die Versuchskörper mit Abständen zwischen den Drahtbrüchen von 0,75 m zeigten nur eine geringe Anzahl breiterer Risse, während gleichmäßiger verteilte, schmalere Risse an den Versuchskörpern mit 0,50 m Abstand zwischen den gebrochenen Drähten gemessen wurden.

Bei allen Versuchen konnten vor dem Versagen sehr große Verformungen und signifikante Risse festgestellt werden. Wie aus dem Verhältniswert F_u/F_{cal} in Tabelle 5.4 ersichtlich ist, wurde die Bruchlast bei Abständen zwischen den gebrochenen Spannstählen von sowohl 0,75 m als auch 0,50 m im Mittel um 15% reduziert. Bei einem Bruchabstand von 0,25 m war die Bruchlast ungefähr 20% kleiner als die eines intakten achtdräftigen Spannkabels. Trotz der großen Anzahl an gebrochenen Drähten war somit die erreichte Bruchlast noch relativ hoch.

5.2.2 Versuchskörper mit 12 Spanndrähten

Auf Grundlage der Ergebnisse der Versuche an den Einzeldrähten kann die maximal aufnehmbare Zugkraft eines ungeschädigten Spannglieds mit $F_{cal} = 65,48 \cdot 12 = 785,76$ kN bestimmt werden. Auch im Versuch D1 ohne Brüche wurde eine gute Übereinstimmung mit dem berechneten Ergebnis erzielt, wobei die maximal gemessene Verlängerung des Probekörpers von 136,6 mm nennenswert hoch ist. Ebenso wie bei den Prüfkörpern mit 8 Drähten gehen den Brüchen sehr signifikante und große Risse sowie Verformungen voraus, die das Versagen ankündigen. Die Kraft-Probekörperverlängerungsdiagramme für die Versuche mit 3, 6 und 11 Drahtbrüchen sind nachfolgend dargestellt. Tabelle 5.5 gibt eine Übersicht der Testergebnisse [Petraschek, 2002], wobei sich die angegebenen Probekörperverlängerungen auf eine Länge des Versuchskörpers bei Versuchsbeginn von 3,20 m beziehen.

Serie	Versuch Nr.	Art	Draht-anzahl	Bruch-anzahl	Bruch-abstand	Bruchlast F_u [kN]	Probekörper-verlängerung [mm]	F_u/F_{cal} [%]
II	D1	nur Hüllrohr	12	0	----	781,3	136,6	99,4
II	D2	nur Hüllrohr	12	0	----	742,5	88,5	94,5
II	D3	unbewehrter Beton	12	3	0,75 m	709,2	57,7	90,3
II	D4	unbewehrter Beton	12	3	0,75 m	671,3	56,4	85,4
II	D5	nur Hüllrohr	12	3	0,75 m	699,1	54,4	89,0
II	D6	bewehrter Beton	12	3	0,75 m	727,3	36,0	86,6
II	D7	bewehrter Beton	12	3	0,75 m	749,6	38,3	89,3
II	D8	unbewehrter Beton	12	6	0,50 m	688,8	74,5	87,6
II	D9	unbewehrter Beton	12	6	0,50 m	696,9	65,4	88,7
II	D10	nur Hüllrohr	12	6	0,50 m	714,2	66,3	90,9
II	D11	bewehrter Beton	12	6	0,50 m	693,7	30,6	82,6
II	D12	bewehrter Beton	12	6	0,50 m	704,1	34,1	83,9
II	D13	unbewehrter Beton	12	11	0,25 m	648,5	46,0	82,5
II	D14	unbewehrter Beton	12	11	0,25 m	642,3	51,3	81,7
II	D15	nur Hüllrohr	12	11	0,25 m	591,5	41,1	75,3
II	D16	bewehrter Beton	12	11	0,25 m	705,5	43,4	84,0
II	D17	bewehrter Beton	12	11	0,25 m	658,1	25,6	78,4

Tabelle 5.5 Versuchsergebnisse für Spannglieder mit 12 Spanndrähten

Wie der Verhältniswert F_u/F_{cal} in Tabelle 5.5 erkennen lässt, war bei Prüfkörpern mit Bruchabständen von 0,75 m bzw. 0,50 m in unbewehrtem Beton nur ein relativ geringer Einfluss der Drahtbrüche auf die Bruchlast - ähnlich jenem für die achtadrätigen Spannglieder - erkennbar. Die absolute Abnahme der Bruchlast ist bei den zwölfadrätigen Spanngliedern höher als bei den achtadrätigen, was mit einem für den Verbund zwischen Spannstahl und Einpressmörtel ungünstigeren Verhältnis zwischen Spannstahl und Hüllrohr zu erklären ist. Die Rissbreiten und -abstände waren ähnlich wie bei den achtadrätigen Spanngliedern. Die Bruchlasten für Probekörper ohne Betonmantel (Versuche D5 und D10) und in unbewehrtem Beton (Versuche D3, D4 und D8, D9) erreichten vergleichbare Werte, d.h. bei Bruchabständen von 0,75 m bzw. 0,50 m hatte der umgebende Beton keinen Einfluss auf die Bruchlast.

5.2.2.1 Ergebnisse der Drahtspannglieder mit 12 Drähten und 3 Brüchen

In Bild 5.12 sind die Last-Probekörperverlängerungsdiagramme für die Spannglieder mit 3 Brüchen bei einem Bruchabstand von 75 cm dargestellt. Deutlich zu erkennen ist der lineare Anstieg bis zur Fließgrenze bei 680 kN und das ausgeprägte Fließplateau vor Versagenseintritt. Die Bruchkraft wurde im Vergleich zu einem ungeschädigten Spannglied im Mittel um ca. 14 % reduziert.

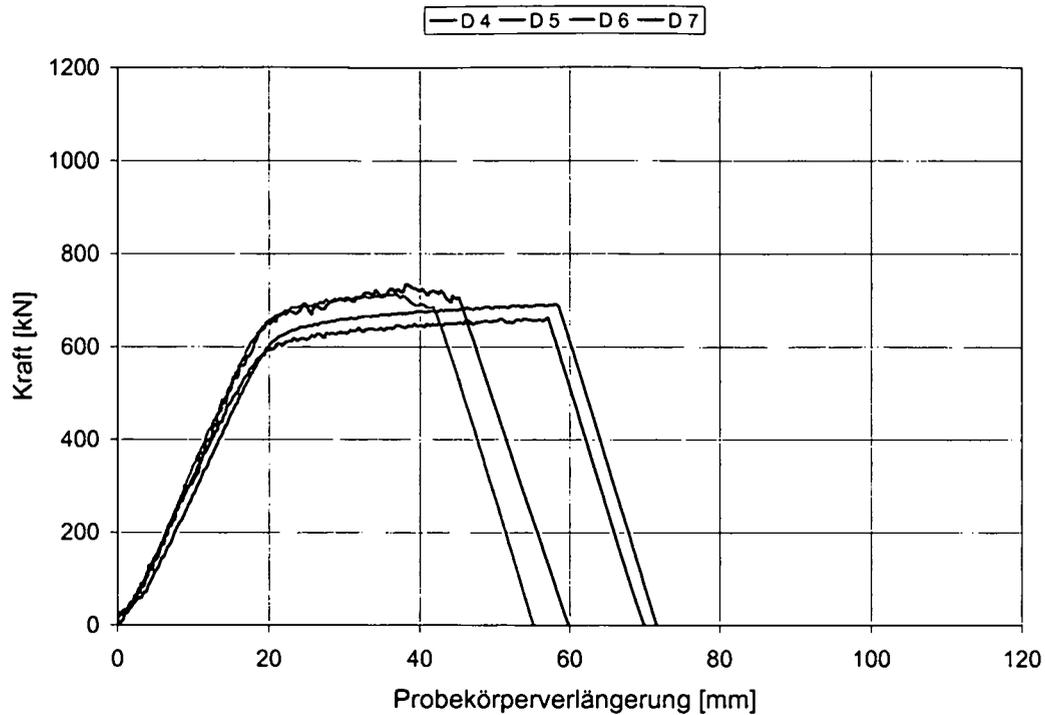


Bild 5.12 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 12 Spanndrähten und 3 Brüchen

5.2.2.2 Ergebnisse der Drahtspannglieder mit 12 Drähten und 6 Brüchen

In Bild 5.13 sind die Last- Probekörperverlängerungsdiagramme für die Drahtspannglieder mit 6 Brüchen dargestellt. Im Vergleich zu den Versuchen mit 3 Brüchen ist prinzipiell kein signifikanter Unterschied zu erkennen.

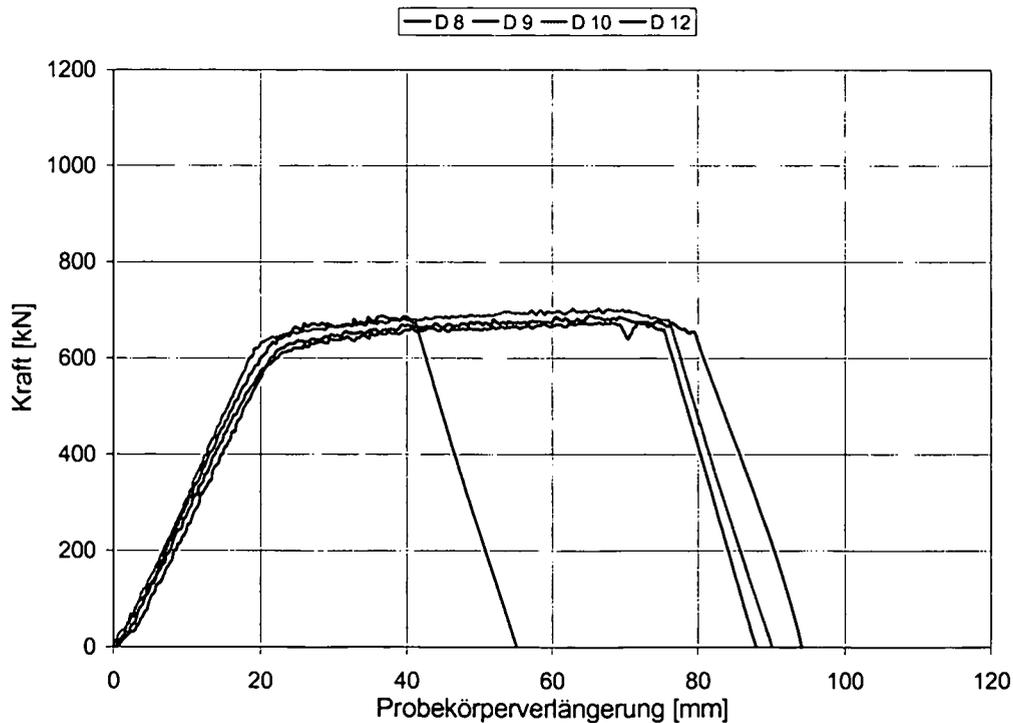


Bild 5.13 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 12 Spanndrähten und 6 Brüchen

5.2.2.3 Ergebnisse der Drahtspannglieder mit 12 Drähten und 11 Brüchen

Die Versuche an Probekörpern mit unbewehrtem Betonmantel mit Bruchabständen von 0,25 m zeigten eine Abnahme in der Bruchlast von ca. 20% im Vergleich zum ungeschädigten zwölfdrähtigen Spannglied. Im Vergleich zu den Probekörpern mit Bruchabständen von 0,75 m bzw. 0,50 m waren die Risse gleichmäßiger verteilt und hatten geringere Breiten. Beachtlich sind die Ergebnisse der Versuche ohne Betonmantel mit Bruchabständen von 0,25 m (Versuch D15).

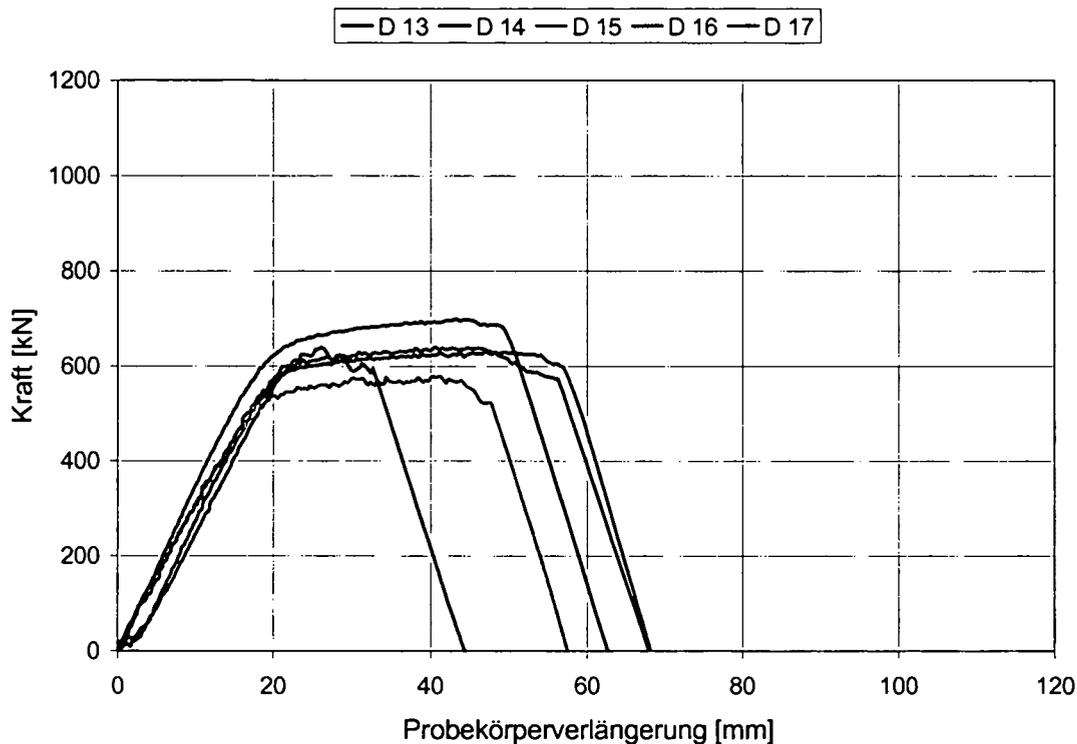


Bild 5.14 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 12 Spanndrähten und 11 Brüchen

Verglichen mit den Spanngliedern in unbewehrtem Beton (Versuche D13 und D14 in Tabelle 5.5) wird in diesem Fall die Tragfähigkeit um weitere 7% reduziert. Dies kann damit begründet werden, dass die behinderte Querdehnung, die durch den Betonmantel entsteht, eine Verbesserung des Verbundverhaltens zur Folge hat.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Betonmantel gerade bei kleinen Bruchabständen einen wesentlichen Einfluss auf die Bruchlasten hat, wenn die Abstände die Verankerungslängen unterschreiten. Nachfolgend sind alle Versuche der Serie II nochmals in einem Diagramm dargestellt. Im Allgemeinen kann kein signifikanter Unterschied der Bruchabstände festgestellt werden.

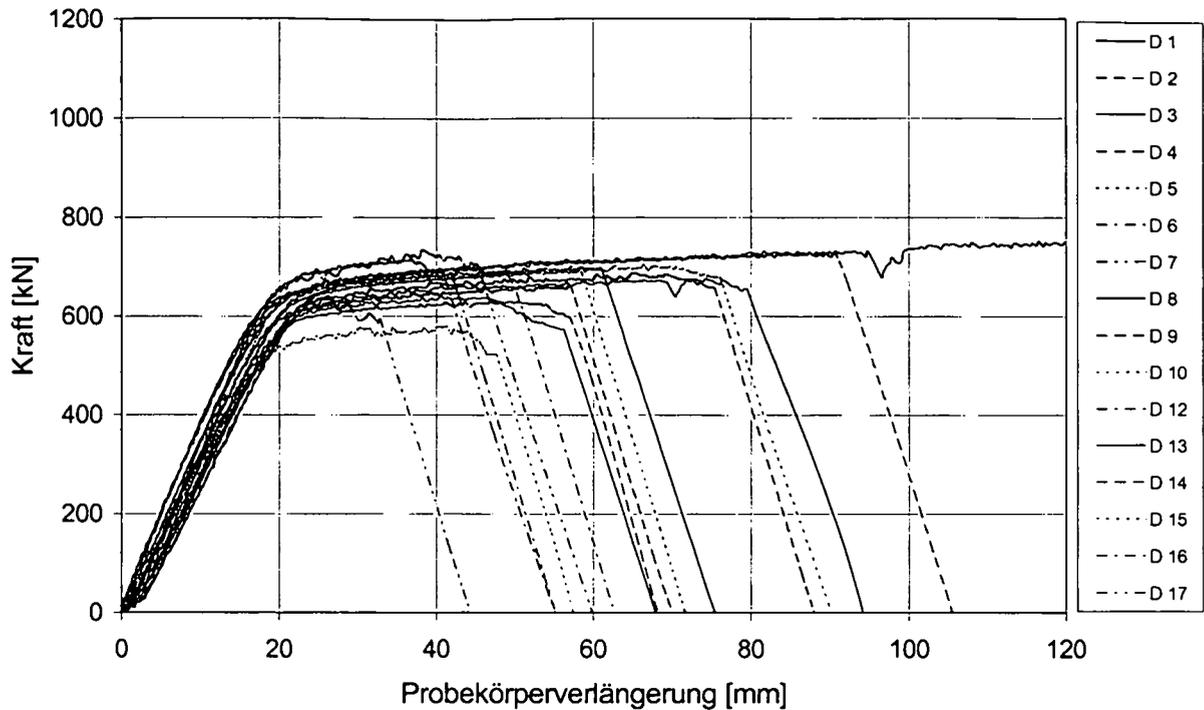


Bild 5.15 Vergleich der Serien: Darstellung der Versuchskörper ohne Brüche (schwarz); mit 3 Brüchen (blau); mit 6 Brüchen (rot); mit 11 Brüchen (grün)

Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit der zwölfdräftigen Spannglieder in bewehrtem Beton wurde der Einfluss der Längsbewehrung ($4 \times \varnothing 5$ mm) berücksichtigt. Die theoretisch aufnehmbare Kraft eines ungeschädigten Spannglieds in bewehrtem Beton erhöht sich somit um 53,8 kN auf 839,6 kN. Die Versuche zeigten, dass bei Bruchabständen von 0,75 m die Bruchlast um 10% reduziert wurde. Bei Bruchabständen von 0,25 m wurde kein positiver Einfluss einer Bewehrung auf die Bruchlast beobachtet. Für die Versuche in bewehrtem Beton wurde ebenso wie für die unbewehrten Prüfkörper eine Reduktion der Bruchlast um 20% festgestellt.

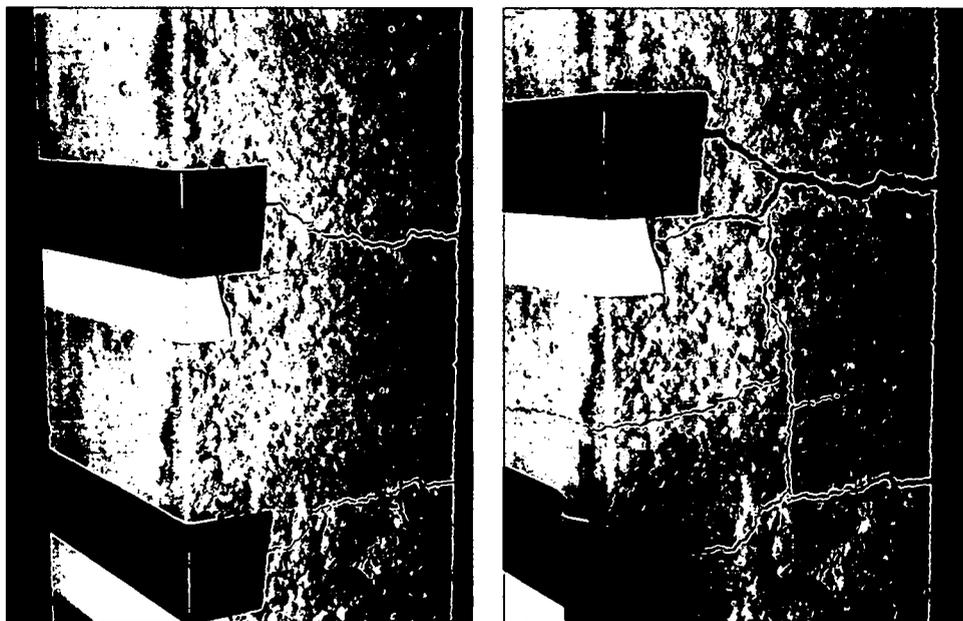


Bild 5.16 Rissbildung des Prüfkörpers D19 bei einer Last von 150 kN (links); bei etwa 450 kN (rechts)

Das Rissbild war für alle drei Bruchabstände ähnlich. Alle Risse bildeten sich im Bereich der Bügel und zeigten bis zu einer Kraft von 650 kN ähnliche Rissbreiten. Im Bereich höherer Lastniveaus vergrößerten sich die Risse erheblich.

5.2.3 Versuchskörper mit 8 Spanndrahtlitzen

Basierend auf den Ergebnissen der Zugversuche an den Einzellitzen kann die maximal aufnehmbare Zugkraft eines Spannglieds mit acht alten Litzen ohne Brüche mit $F_{cal} = 193,8 \cdot 8 = 1550,4$ kN bestimmt werden. Bei der Serie mit den neuen Litzen errechnet sich die maximal aufnehmbare Last ohne Brüche mit dem Wert einer Litze von 190,8 kN auf einen etwas geringeren Wert von ca. 1526,4 kN. Die Serie IV ist folglich auf diesen Wert bezogen [Pechhacker, 2003],[Flatz, 2004]. Die in der Tabelle 5.6 angegebenen Probekörperverlängerungen beziehen sich auf eine Länge des Versuchskörpers vor Versuchsbeginn von 3,54 m.

Serie	Versuch Nr.	Art	Litzenanzahl	Bruchanzahl	Bruchabstand	Maximallast F_m [kN]	Probekörperverlängerung [mm]	F_m/F_{cal} [%]
III	L3	nur Hüllrohr	8	3	0,75 m	1131,85	78,15	73,00
III	L4	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1163,60	75,02	75,05
III	L5	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1172,80	74,79	75,65
III	L6	bewehrter Beton	8	3	0,75 m	1145,15	77,7	71,38
III	L7	bewehrter Beton	8	3	0,75 m	1213,59	52,95	75,65
III	L8	nur Hüllrohr	8	6	0,50 m	969,53	66,05	62,53
III	L9	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	960,23	57,38	61,93
III	L10	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	999,54	68,51	64,47
III	L11	bewehrter Beton	8	6	0,50 m	994,60	53,28	62,00
III	L12	bewehrter Beton	8	6	0,50 m	976,89	44,14	60,89
III	L13	nur Hüllrohr	8	11	0,25 m	488,44	33,74	31,50
III	L14	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	569,06	39,19	36,70
III	L15	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	529,10	29,57	34,13
III	L16	bewehrter Beton	8	11	0,25 m	598,27	25,79	37,29
III	L17	bewehrter Beton	8	11	0,25 m	643,05	28,74	40,08
IV	3-1	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1183,30	67,80	77,52
IV	3-2	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1162,87	60,97	76,18
IV	3-3	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1145,30	66,94	75,03
IV	3-4	unbewehrter Beton	8	3	0,75 m	1195,50	74,75	78,32
IV	6-1	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	966,86	58,41	63,34
IV	6-2	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	1031,61	82,66	67,58
IV	6-3	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	991,31	96,96	64,94
IV	6-4	unbewehrter Beton	8	6	0,50 m	1015,31	54,95	66,52
IV	11-1	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	580,75	56,64	38,05
IV	11-2	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	542,97	49,71	35,57
IV	11-3	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	561,89	25,04	36,81
IV	11-4	unbewehrter Beton	8	11	0,25 m	535,89	42,14	35,11

Tabelle 5.6 Versuchsergebnisse für Spannglieder mit 8 Spanndrahtlitzen

5.2.3.1 Ergebnisse der Spannglieder mit 8 Litzen und 3 Brüchen

Charakteristisch für die Versuche mit nur 3 Brüchen sind die hohen Resttragfähigkeiten der Spannglieder. Weiterhin lässt Bild 5.17 auch ein sehr gleichmäßiges Last-Verformungsverhalten bis zu einer Dehnung im Fließbereich von ca. 60 mm Dehnweg feststellen.

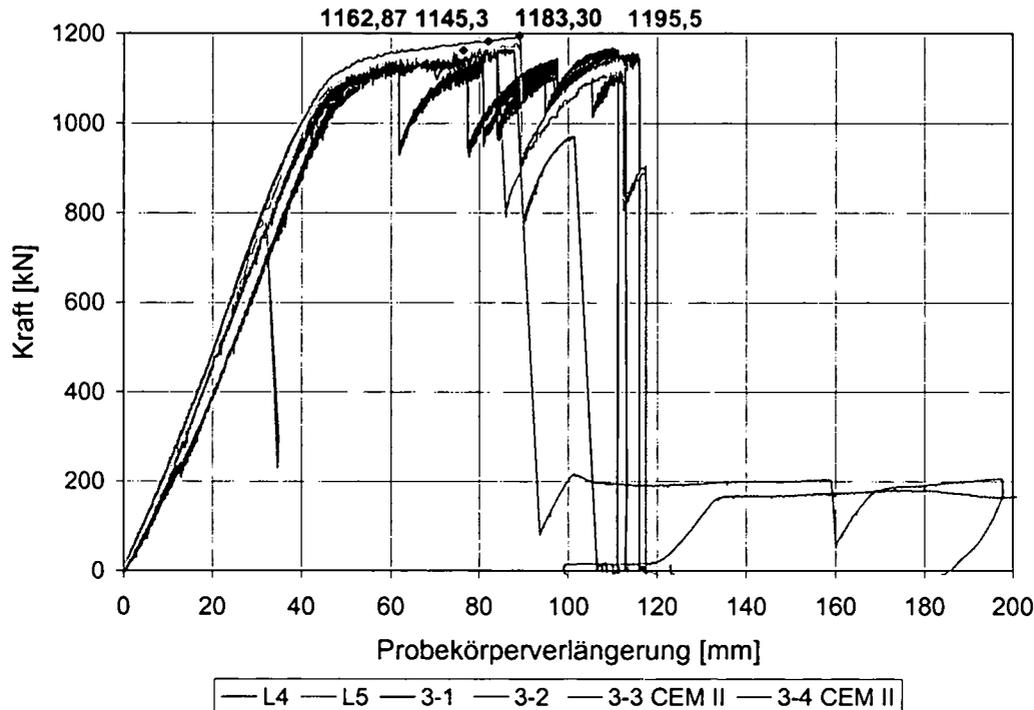


Bild 5.17 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 8 Spanndrahtlitzen und 3 Brüchen

Alle Prüfkörper wiesen bis auf anfängliche Unterschiede bedingt durch Keileinzug ein sehr gleichmäßiges Tragverhalten auf. Die in Bild 5.17 deutlich zu erkennenden Kraftabfälle von ca. 200 kN vor dem eigentlichen Versagen ab etwa 90 bis 120 mm sind mit dem Schlupfen von einzelnen Litzen in den Verankerungen zu begründen. Während des Versuches war dieser Effekt auch deutlich anhand von Geräuschen zu erkennen.

5.2.3.2 Ergebnisse der Spannglieder mit 8 Litzen und 6 Brüchen

Die anfänglich unterschiedlichen Steifigkeiten der Versuchskörper sind durch Imperfektionen resultierend aus dem verdrehten Einbau einzelner Spannlitzen und dem unterschiedlichen Keileinzug in der Verankerung bedingt. Deutlich zu erkennen ist ebenfalls das Fließplateau, das innerhalb der Tests mit gleicher Anzahl an Brüchen gleichmäßig ausgebildet ist.

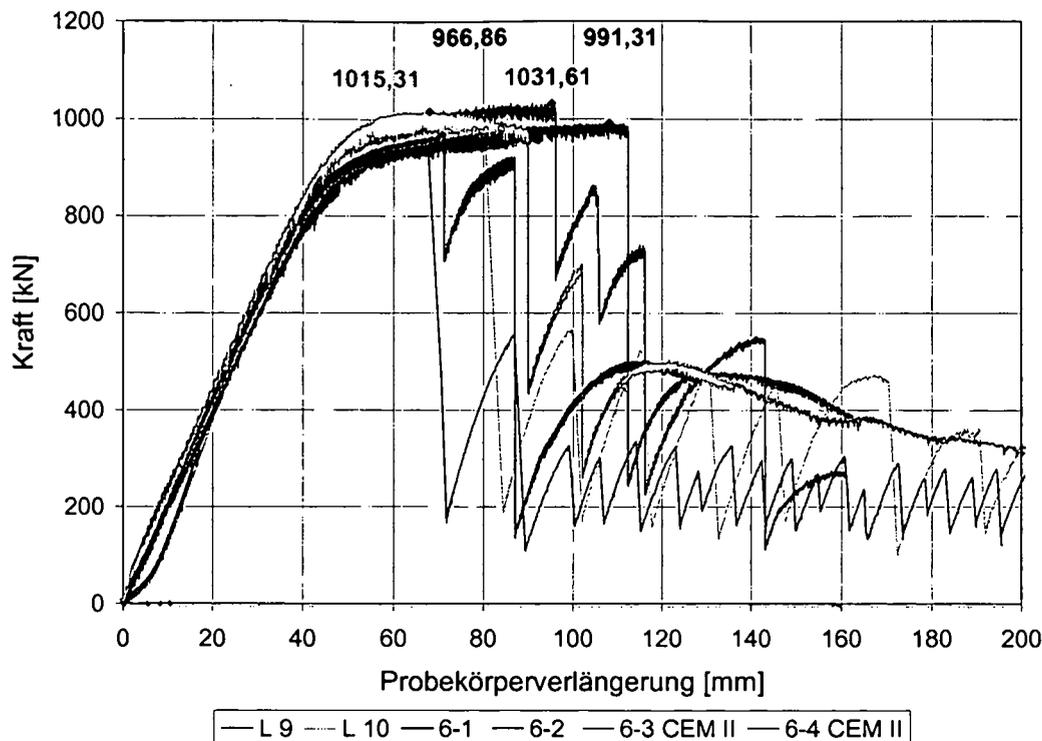


Bild 5.18 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 8 Spanndrahtlitzen und 6 Brüchen

Das Versagen ist nicht bei allen Versuchen bei gleicher Dehnung aufgetreten, was durch den unterschiedlichen Einbau der leicht gekrümmten Litzenbündel verursacht wurde. Interessant ist auch das Nachbruchverhalten. Bei drei der vier ummantelten Versuchskörper baute sich bis zu 20 mal eine Kraft von maximal 570 kN auf und fiel dann schlagartig wieder auf eine Last von ungefähr 200 kN ab. Die Litzen verankerten sich nach Zerstörung des Mörtelgefüges im Bereich des Risses zum rissferneren Bereich. Das endgültige Versagen wurde durch Bruch der beiden durchgehenden Litzen verursacht.

5.2.3.3 Ergebnisse der Spannglieder mit 8 Litzen und 11 Brüchen

Ein ähnliches Verhalten ergab sich auch bei den Versuchen mit 11 Brüchen. An den Kraft-Probekörperverlängerungsdiagrammen zeigte sich eindeutig, dass die Verankerungslänge der Litzen weitaus größer als die Bruchabstandslänge von 0,25 m war. Der Anstieg der Kurve ist wieder durch Imperfektionen beeinflusst und flacht dann allmählich ab. Die Höchstzugkraft trat bei ungefähr gleicher Dehnung, aber stark variierender Kraft ein. Das Versagen erfolgte ohne ein ausgeprägtes Fließplateau langsam und kontinuierlich, wobei die Litzen bis zum Erreichen des maximalen Maschinenwegs schlupften und dabei kontinuierlich ihren Verbundbereich durch die großen Relativverschiebungen schwächten (Bild 5.19). Kennzeichnend für alle Versuche waren große Dehnungen im mittleren Bereich sowie große Rissweiten mit gleichen Abständen.

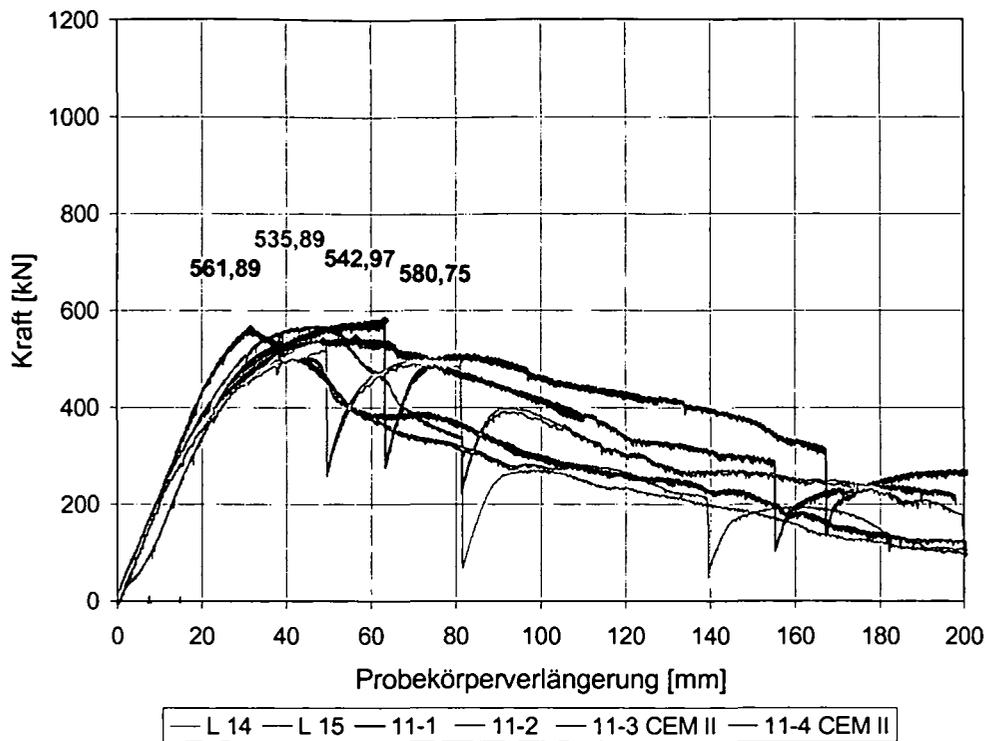


Bild 5.19 Kraft- Probekörperverlängerungsdiagramm für Versuche mit 8 Spanndrahtlitzen und 11 Brüchen

Um Informationen über die Lage der gebrochenen Drähte beim Versagen sowie den Schlupf der Drähte im Hüllrohr und den Zustand des Einpressmörtels zu erhalten, wurden die Prüfkörper im Anschluss an die Versuche geöffnet und untersucht. Es wurde festgestellt, dass die Spannglieder in der Nähe der eingebauten Litzenbrüche versagten, wobei einige Litzen erheblich schlupften. Als Beispiel dient Prüfkörper 6-3 (unbewehrter Beton mit elf Brüchen), siehe Bild 5.20 Beim Versagen des Prüfkörpers brachen drei Litzen, während sechs einen Schlupf von ca. 100 mm aufwiesen (Bild 5.21). Die Betondeckung platzte beim Versagen über die gesamte Länge des Körpers ab.

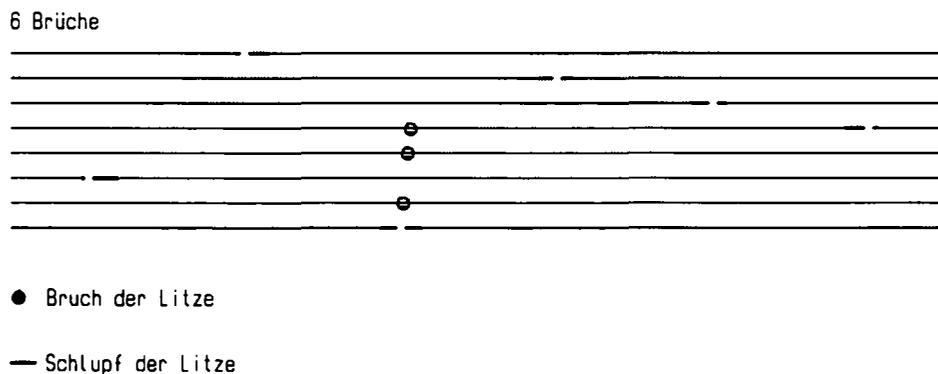


Bild 5.20 Bruchbild des Versuchskörpers 6-3 schematisch



Bild 5.21 Bruchbild des Versuchskörpers 6-3 nach dem Öffnen

5.3 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

5.3.1 Allgemein

Wie die Versuchsergebnisse zeigen, sind Spannglieder mit geschädigten oder gebrochenen Spanndrähten oder Litzen durchaus noch in der Lage, einen relativ hohen Prozentsatz der Bruchlast eines ungeschädigten Spannkabels zu tragen. Selbst bei jenen Versuchen, bei denen die Betonprobekörper unbewehrt ausgeführt waren und somit keine umschnürende Wirkung der Bügel gegeben war, konnten hohe Bruchlasten erreicht werden. Im Falle von drei und sechs Brüchen waren die Tragfähigkeiten der acht- bzw. zwölfdräftigen Spannglieder ca. 10% höher als die der Litzenspannglieder. Bei elf Brüchen wurde die Tragfähigkeit der Litzenspannglieder um ca. 45% gegenüber den Drahtspanngliedern reduziert. Dies liegt daran, dass die erforderliche Verankerungslänge bei Litzenspanngliedern höher ist als bei gerippten Drahtspanngliedern, da zum einen höhere Verbundspannungen aufgrund der Oberflächenbeschaffenheit der Drähte übertragen werden können und zum anderen die Litzen höhere Traglasten aufweisen. Die braune bzw. blaue horizontale Linie Bild 5.22 gibt die Tragfähigkeiten eines Spannglieds mit 7 von 8 Drähten bzw. Litzen oder 11 von 12 Drähten an [Flatz, 2004].

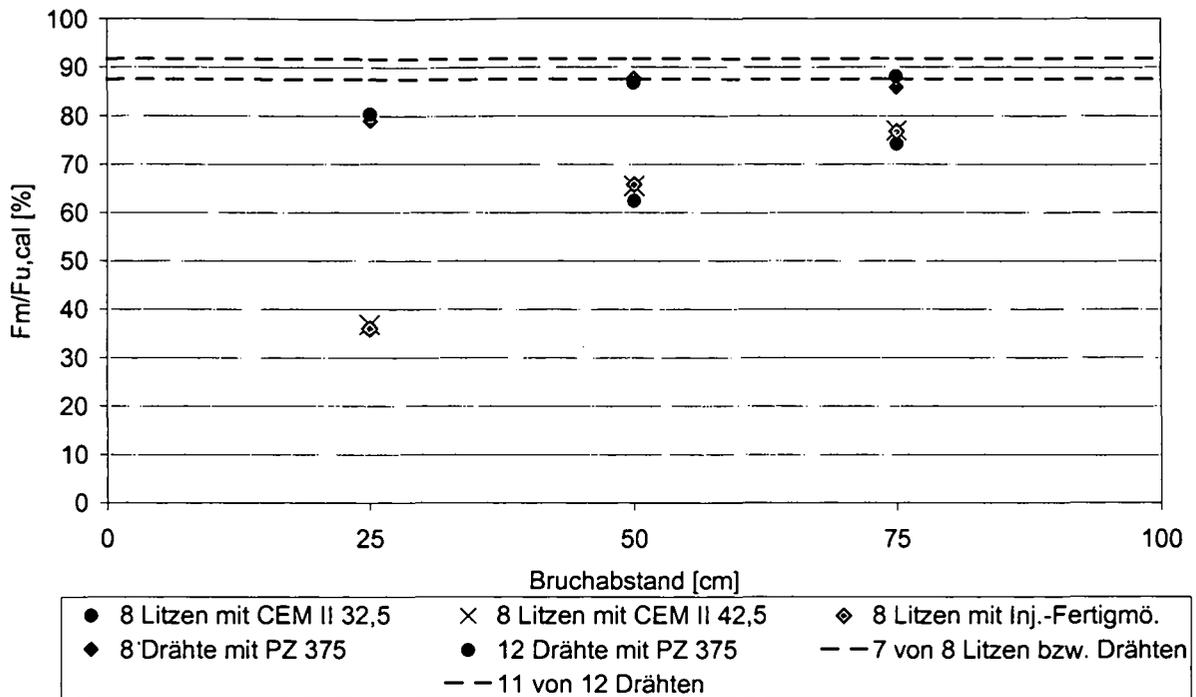


Bild 5.22 Vergleich der einzelnen Serien

In jenen Fällen, in denen die Bruchabstände 0,50 m bzw. 0,75 m betragen, konnte bei Drahtspanngliedern nur eine geringe Reduktion der Tragfähigkeit beobachtet werden. Für Litzenspannglieder war die Reduktion aufgrund des schlechteren Verbundverhaltens und der größeren erforderlichen Verankerungslängen stärker ausgeprägt. Während die Reduktion der Bruchlast der Drahtspannglieder auch bei 0,25 m Bruchabstand lediglich 20% betrug, stieg dieser Wert bei den Litzenspanngliedern auf ca. 65 %. Die Gründe der höheren Traglasten bei den Drahtspanngliedern liegen bei den Unterschieden der zu verankernden Kräfte von Litzen und Drähten. Auch deswegen weisen die Litzen im Vergleich zu den gerippten Drähten höhere erforderliche Verankerungslängen auf. Nichtsdestotrotz konnten auch bei den Litzenspanngliedern trotz der geringen Bruchabstände relativ hohe Bruchlasten und ein gutes Last-Verformungsverhalten festgestellt werden. Vor dem Versagenseintritt wurden bei allen Versuchen große Verformungen und ausgeprägte Risse festgestellt. Wenn die Bruchabstände geringer waren als die erforderliche Verankerungslänge, hatten der Betonmantel sowie die Bewehrung des Prüfkörpers einen positiven Effekt auf die Bruchlast. Dies zeigt sich besonders gut bei den Litzenspanngliedern mit 0,25 m Bruchabstand.

5.3.2 Einfluss der Mörtelfestigkeit

Weiterhin wurde bei den Serien III und IV auch der Einfluss der unterschiedlichen Einpressmörtel Eigenschaften untersucht. Es wurden 3 verschiedene Systeme verwendet: 1. CEM 32,5 ($f_{cm} = 31$ MPa); 2. CEM 42,5 ($f_{cm} = 42$ MPa); 3. Injektionsfertigmörtel ($f_{cm} = 57$ MPa). Die Druckfestigkeiten wurden an den lt. EN 447 vorgeschriebenen Zylindern mit 80 mm Höhe und 100 mm Durchmesser normgemäß geprüft.

Eine signifikante Zunahme der Verbundfestigkeiten als Folge höherer Druckfestigkeiten konnte bei den Versuchen nicht festgestellt werden. Lediglich eine geringe Zunahme der maximalen Zugkräfte wurde bei höheren Mörteldruckfestigkeiten beobachtet. Deutlichere Unterschiede gab es bei den Bruchdehnungen und im Nachbruchverhalten. Anhand Bild 5.11 und Bild 5.12 ist der Unterschied der Bruchlastdehnungen zwischen den verschiedenen Einpressmör-

tehn ebenfalls erkennbar. Die Versuche mit Fertigmörtel und CEM 42,5 hatten mit 85 - 100 mm Probekörperverlängerung beim Bruch gegenüber den Serien mit CEM 32,5 70 – 80 mm ein duktileres Verhalten mit länger ausgebildetem Fließplateau.

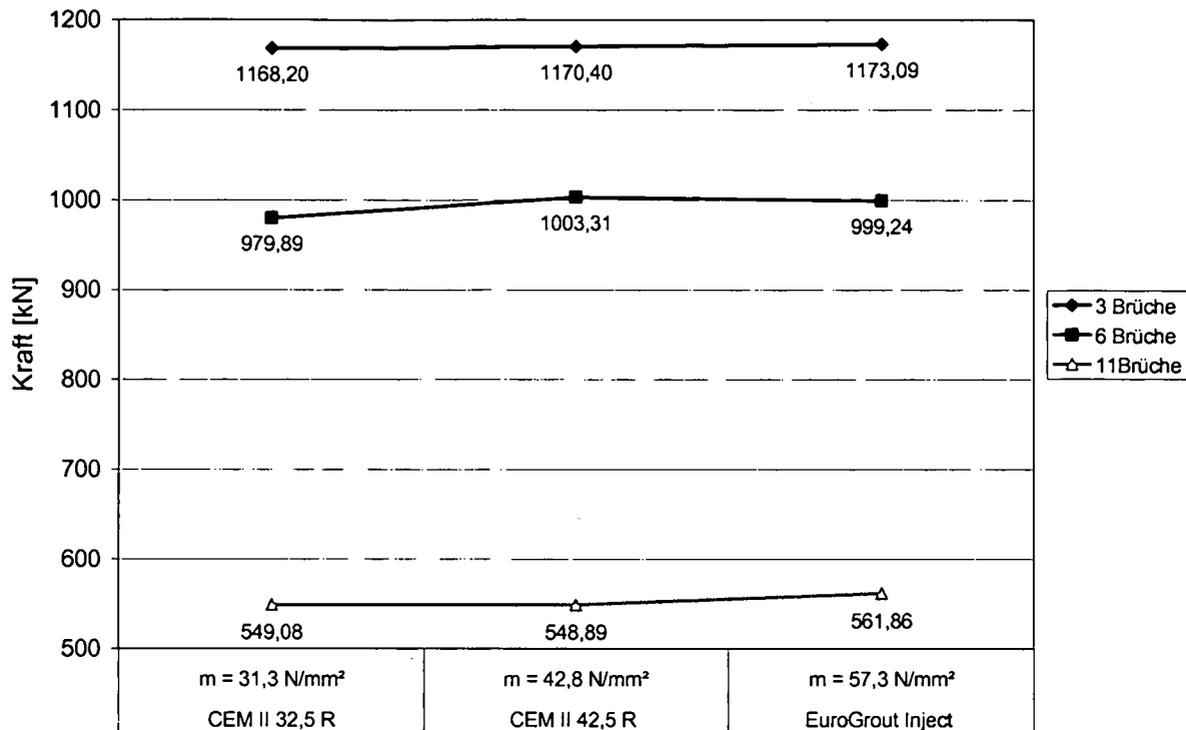


Bild 5.23 Vergleich der Ergebnisse nach Einpressmörtel

Vergleicht man jedoch die Maximalkräfte, so kann keine Verbesserung der Tragfähigkeit bei Einpressmörteln mit einer höheren Festigkeit festgestellt werden. Anhand Bild 5.23 kann lediglich ein leichter Trend erkannt werden. Allerdings wurde beim Öffnen der Spannglieder mit dem Injektionsfertigmörtel Eurogrout eine sehr starke Rissbildung festgestellt, die vermutlich durch Zwangsspannungen infolge Schwinden hervorgerufen wurden. Demzufolge stellten sich auch keine höheren Traglasten ein.

5.3.3 Einfluss des Bruchabstandes

Der Einfluss des Bruchabstandes hatte bei den Litzenspanngliedern den weitaus größten Einfluss, wohingegen bei den Drahtspanngliedern bei 0,50 und 0,75 m Bruchabständen kein signifikanter Unterschied festgestellt wurde, da die Eintragungslängen von Spanndrähten im Bereich von 50 cm liegen.

5.3.4 Einfluss der Betonummantelung

Der Einfluss der Betonummantelung machte sich besonders stark bei den Spanngliedern mit hohen Bruchanzahlen bemerkbar. Bei den Spanngliedern ohne Betonmantel kam es vor Versagen häufig zu Längsrissen des Hüllrohres, da die Ringzugkräfte, die durch die Verbunddruckstreben entstehen vom Hüllrohr und vom Einpressmörtel nicht mehr aufgenommen werden konnten. Bei den Spanngliedern mit 11 Brüchen wurden generell die geringsten Bruchkräfte festgestellt.

5.3.5 Einfluss der Bewehrung

Der Einfluss der Längsbewehrung machte sich bei der Bruchkraft bemerkbar und wurde von den Ergebnissen aus Vergleichbarkeitsgründen abgezogen. Bei den Prüfkörpern mit 11 Brüchen wurden generell geringfügig höhere Bruchlasten festgestellt. Weiterhin waren die Risse gleichmäßiger verteilt und traten häufig an den Bügeln auf. Insgesamt konnte kein signifikanter Zuwachs der Bruchkraft festgestellt werden.

5.3.6 Schlussfolgerung

Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass Spannglieder aus Drähten oder Litzen beträchtliche Tragfähigkeiten aufweisen, selbst wenn eine hohe Anzahl von Spannstahlbrüchen vorliegt, weil sich die geschädigten Drähte bzw. Litzen abhängig von der Einleitungslänge an der Kraftaufnahme beteiligen. In jenen Fällen, in denen die Bruchabstände kürzer sind als die erforderliche Verankerungslänge, hat jedoch der umgebende bewehrte Beton einen durchaus positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit des geschädigten Spannglieds. Zusätzlich ist anzumerken, dass die Versuche mit bereits gebrochenen Stählen verpresst und getestet wurden. Im Gegensatz dazu werden die Spannstähle bei Brücken in vorgespanntem Zustand verpresst, was bei Brüchen eines Spannstahles zu einem lokalen Spannungsabfall führt, der wiederum eine Querdehnung hervorruft, die unter gewissen Umständen (verhinderte Querdehnung durch Betonummantelung, Verbügelung) das Verbundverhalten verbessert.

Es ist zu ergänzen, dass sämtliche Versuche an vollständig verpressten Hüllrohren durchgeführt wurden. Um die Versuchsergebnisse auf praktische Verhältnisse, z.B. für die Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken mit Schäden am Spannstahl, umlegen zu können, muss daher die Verpressqualität der Hüllrohre sichergestellt werden. Bei Heranziehung der in diesem Abschnitt beschriebenen hohen Resttragfähigkeiten von geschädigten Spanngliedern zur Beurteilung von Brücken mit Spannstahlbrüchen sind auch die regelmäßigen Bruchschemata in den Probekörpern zu beachten.

6. RECHENWERTE FÜR DAS VERBUNDVERHALTEN VON SPANNSTÄHLEN AUS DEN VERSUCHSERGEBNISSEN

6.1 Allgemeines

Im vorliegenden Kapitel werden die Ergebnisse der Pull-Out-Versuche den Spanngliedversuchen gegenübergestellt und Ansätze für Berechnungen entwickelt. Besonderes Augenmerk wurde auf die Ermittlung einer rechnerischen Eintragungslänge für die unterschiedlichen Spannstähle gelegt, die Ausgangswerte für Berechnungsmodelle darstellen.

Weiterhin werden diese Ansätze für eine nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung verwendet, die zur Nachrechnung der Versuchsspannglieder aus Kapitel 5 dienen.

Grundsätzlich kann die Eintragungslänge neben den Grundparametern wie Beton/Einpressmörtel, Spannstahloberfläche noch von weiteren Aspekten wesentlich beeinflusst werden. Insbesondere sind dies:

- Einfluss der Spannungsänderung des Spannstahls (Hoyer-Effekt), Querdehnung
- Einfluss der Drehbehinderung bei Litzen
- Flächenverhältnis Spannstahl / Hüllrohrfläche

Für die Ermittlung von Eintragungslängen für Spannstähle werden jedoch die nichtlinearen Einflüsse des Verbundes im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht, da die Auswirkungen auf die Tragfähigkeit bei Spanngliedbrüchen sehr gering sind. Aus diesen Gründen wird in nachfolgenden Berechnungen von einer linearisierten Eintragungslänge ausgegangen, wie in Bild 6.1 abgebildet.

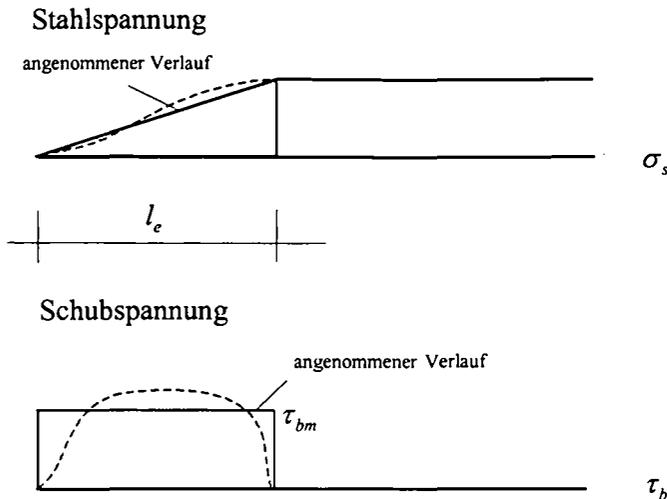


Bild 6.1 Idealisierter Verlauf der Spannungen im Bereich der Eintragungslänge,
(l_e - Eintragungslänge, σ_s - Stahlspannung, τ_b - Verbundspannung, τ_{bm} - mittlere Verbundspannung)

6.2 Ermittlung der Eintragungslänge für gerippte Spanndrähte

6.2.1 Ansätze aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Die Ergebnisse aller Serien sind im Kapitel 4 als Ausgangswerte für die Rechenansätze angeführt. Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus Pull-Out-Versuchen sind generell von einer Vielzahl von Einflüssen wie beispielsweise Körpergröße, Verbundlänge, Belastungsgeschichte usw. abhängig. Dennoch stellen sie im Betonbau eine sehr praktikable Möglichkeit zur Ermittlung der Verbundkennwerte dar.

Bei den Spanndrähten ergeben sich für die Pull-Out-Körper nach RILEM mit $5 \cdot d_p$ sehr kurze Verbundlängen, die unter Umständen zu große Streuungen bewirken und von den Randbedingungen in der Konstruktion stark abweichen. Am stärksten wird jedoch das Ergebnis von der Querverpressung des Stahls beeinflusst, der bei Spannungsverringering gegenüber dem Verpresszustand eine Verstärkung der Haft- und Reibungswirkung hervorruft. Untersuchungen zu diesem Aspekt wurden von Nitsch an Spannstählen für sofortigen Verbund durchgeführt [Nitsch, 2001], die auch für nachträglichen Verbund auch angesetzt werden können. Durch die Veränderung der Stahlspannungen beim Pull-Out-Versuch konnte der Einfluss auf die Verbundwirkung festgestellt werden, was in Bild 6.7 ausgewertet ist.

Bei der Ermittlung der Eintragungslänge wird auf die Mittelwerte der Versuchsergebnisse aus dem Kapitel 5 zugegriffen. Der Einfluss der Einpressmörtelfestigkeit wird wegen der geringen Differenzen an dieser Stelle nicht berücksichtigt. Ausgehend von einer linearen Eintragungslänge nach Bild 6.1 wird die Tragfähigkeit in jedem Querschnitt über die gesamte Trägerlänge ermittelt und in den Diagrammen dargestellt. Durch die Variation der Eintragungslänge ergeben sich nach Bild 6.2 über die Tragfähigkeit der Versuche grafisch für die Spannglieder mit 25 cm Bruchabstand und 8 Spanndrähten 38 cm Verankerungslänge und bei 50 cm Bruchabstand 50 cm Verankerungslänge. Das Verhältnis der Tragfähigkeit $F_{p,g}/F_{p,u}$ (geschädigt/ungeschädigt) ist dabei in Abhängigkeit einer Eintragungslänge eines Spannstahls (idealisierte Verlauf nach Bild 6.1) für Spannglieder mit 25 cm und 50 cm Bruchabstand dargestellt.

Anhand der Abbildung in Bild 6.2 wird die erforderliche Eintragungslänge bei konstanter Verbundspannung mittels der Versuchsergebnisse aus Kap. 5 ermittelt. Für die Versuche der

Drahtspannglieder mit 11 Brüchen bei 8 Drähten ergab sich eine Resttragfähigkeit von 78,9% als Mittelwert. Der Verlauf der Grafen in Bild 6.2 ergibt die Tragfähigkeitsverhältnis $F_{p,g}/F_{p,u}$ [-] in Abhängigkeit der Eintragungslänge an dem maßgebenden Bruchquerschnitt an. Durch den Schnittpunkt des Resttragfähigkeitsverhältnisses ergibt sich bei einem gleichmäßigen Bruchabstand von 25 cm eine Eintragungslänge von 38 cm.

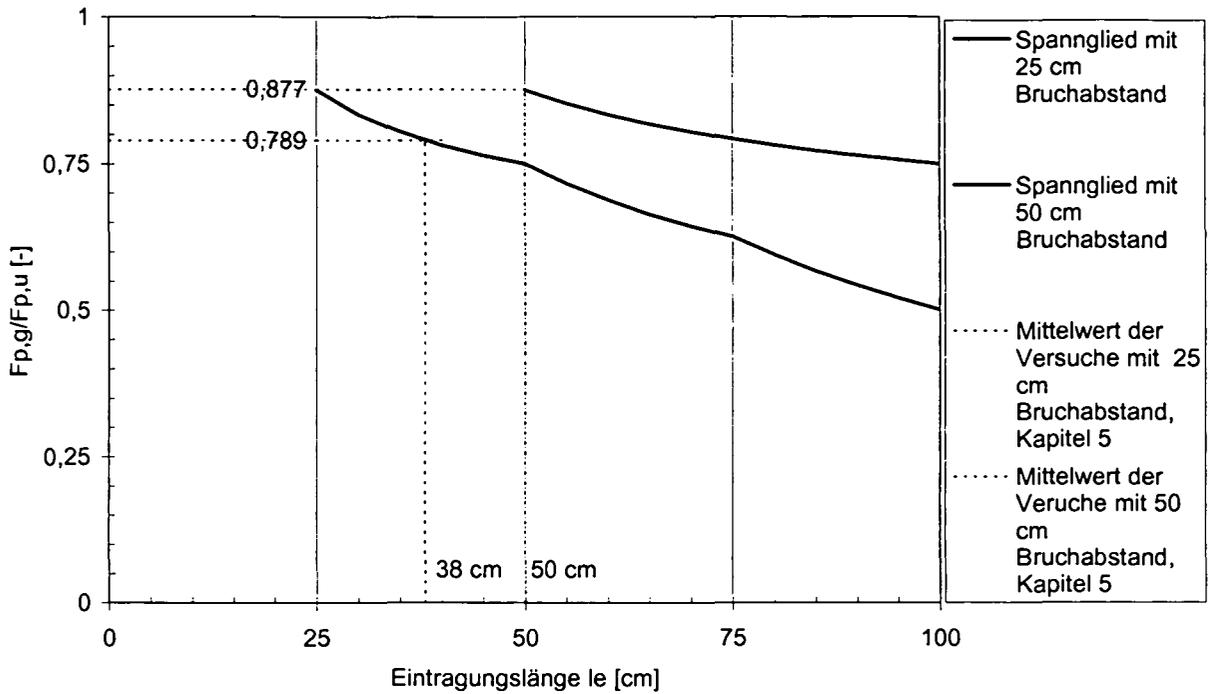


Bild 6.2 Ermittlung der Eintragungslänge für die Spannglieder mit 8 Spanndrähten

Gemäß Bild 6.2 ergeben sich mit den Verhältniswerten der Tragfähigkeit (0,877 bei 50 cm Bruchabstand eine Eintragungslänge von 50 cm.

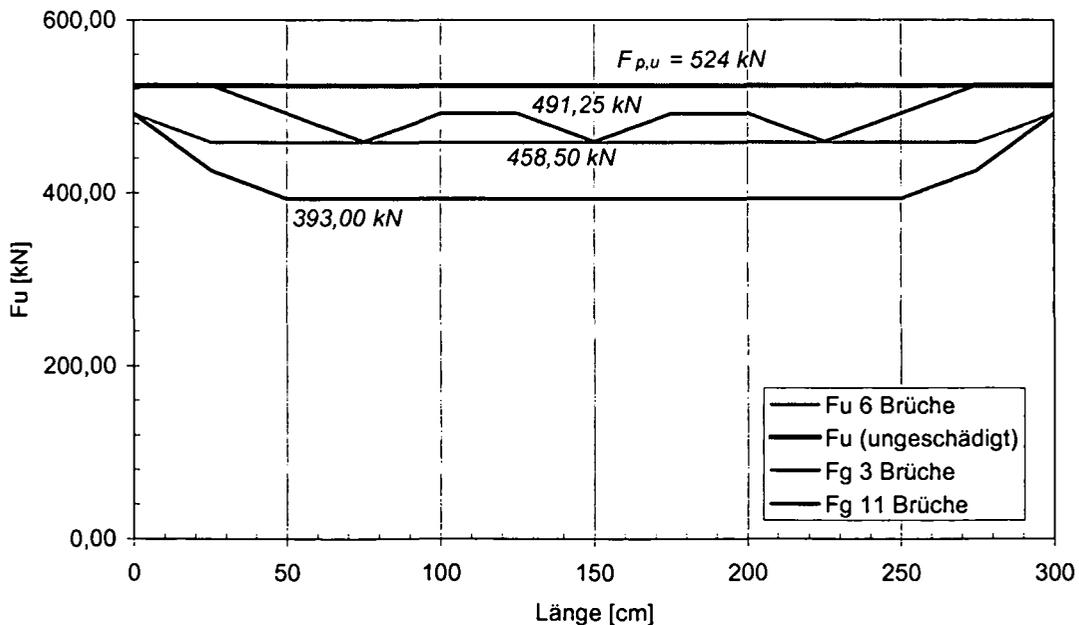


Bild 6.3 Tragfähigkeit über Trägerlänge der Spanngliedversuche mit 8 Spanndrähten mit einer Eintragungslänge von 50 cm

Die rechnerischen Tragfähigkeiten über die Trägerlänge sind in Bild 6.3 für die Spannglieder mit 8 Spanndrähten mit einer Eintragungslänge von 50 cm dargestellt. Bei 3 und 6 Brüchen ergeben sich die gleichen Minimalwerte der Tragfähigkeit der Prüfkörper mit 458,50 kN, was mit dem Mittelwert der Versuchsergebnisse übereinstimmt. Die Prüfkörper versagten bei allen Versuchen an den vorgegebenen Bruchstellen.

Zu bemerken ist weiterhin, dass der Widerstand der Tragfähigkeit bei den Spanngliedern mit 6 Brüchen bei dieser Berechnung annähernd konstant ist und dies zu plastischen Verformungen führt, die über einen längeren Bereich des Prüfkörpers auftreten und somit in Summe zu mehr Fließdehnung vor dem Versagen führt, was bei den im Kapitel 5 beschriebenen Versuchen festgestellt wurde.

6.2.2 Numerische Untersuchung der Spanngliedversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnung – Probekörper mit 8 Spanndrähten

Die Prüfkörper wurden mittels einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung mit dem Programmsystem ATENA 2D als ebener Spannungszustand simuliert. Dabei wurde im Besonderen auf die Verbundwirkung zwischen Einpressmörtel und Drähten eingegangen. Basierend auf den Ergebnissen aus Kapitel 4 wurde die zugehörige Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung als Verbundmodell für die Spanndrähte modelliert. Die Spanndrahtbrüche wurden durch Spannstahlflächen mit einer Fläche gleich null simuliert und die Enden an den Verankerungsstellen für Relativverschiebungen gesperrt. Die Prüfkörper wurden in Anlehnung an die Versuche weggesteuert in Abschnitten belastet. Als Iterationsmethode wurde das Standard Newton-Raphson Verfahren angewendet.

<i>Variable</i>	<i>Bezeichnung</i>	<i>Einheit</i>	<i>Mittelwert</i>
<i>Materialkennwerte: Einpressmörtel-Beton</i>			
f_c	Zylinderdruckfestigkeit	[MPa]	41,0
E_c	Elastizitätsmodul	[GPa]	37
μ	Querdehnzahl	[-]	0,2
f_t	Zugfestigkeit	[MPa]	2,5
ε_c	Grenzstauchung	[-]	0,00286
<i>Quadrilateral Element, CCQ10SBeta</i>			
<i>Materialkennwerte: Spanndraht gerippt Sigma Oval ST 145/160</i>			
$f_{p,m}$	Zugfestigkeit	[GPa]	1,594
$f_{p,0,2}$	0,2% Streckgrenze	[GPa]	1,445
E_π	Elastizitätsmodul	[GPa]	195,0
ε_{br}	Bruchdehnung	[-]	0,04
τ_b	Verbundspannung	[MPa]	Analog den Versuchsergebnissen aus Kapitel 4

Tabelle 6.1 Parameter für die nichtlinearen FE-Berechnungen

Die wesentlichen Kennwerte der Berechnung sind in der Tabelle angeführt. Nachfolgend sind die Ergebnisse als Last-Probekörperverlängerungen aller Berechnungen mit 0, 3, 6 und 11 Brüchen für Spannglieder mit 8 Drähten dargestellt, die mit den in Kapitel 5 beschriebenen Versuchen eine sehr gute Übereinstimmung zeigen.

Die Berechnungen zeigen ein duktileres Verhalten der Spannglieder mit ausgeprägtem Fließplateau. Die Gesamtdehnungen der Prüfkörper betragen 1,1% bis 2,0%, die im Bereich der Brüche lokal größer waren. Auch hier konnte das Versagen durch große Dehnungen im Bereich der Brüche erkannt werden.

Auffallend bei den Ergebnissen ist der Unterschied der Gesamtdehnungen bei annähernd gleicher Bruchlast der Probekörper mit 6 und 3 Brüchen, der bei dem Probekörper mit 6 Brüchen nahezu auf den doppelten Wert anstieg. Bei den Versuchen mit 6 Brüchen waren die Fließbereiche der Drähte bei 6 Bruchstellen vorhanden, wogegen bei 3 Brüchen nur 3 Fließbereiche der Drähte vorhanden waren und somit eine kürzere Gesamtdehnung des Spannglieds hervorgerufen wurde.

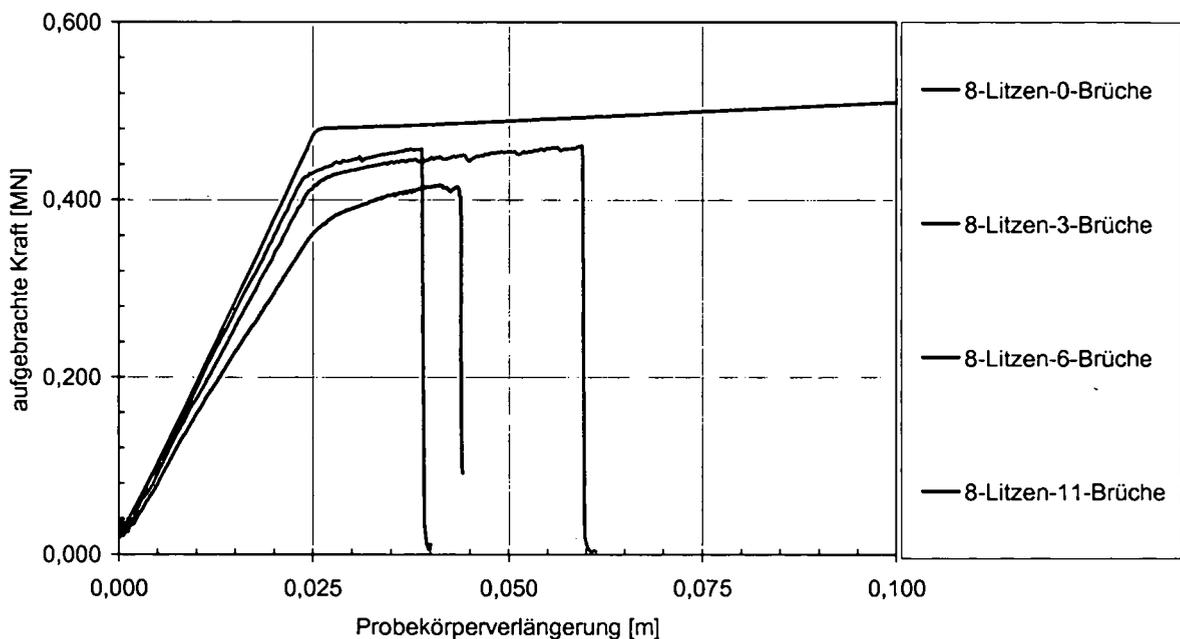


Bild 6.4 Kraft-Probekörperverlängerungsdiagramm

In Bild 6.5 ist der Kräfteverlauf der Drähte des Versuchskörpers mit 3 Brüchen und 8 Spanndrähten für einen Lastschritt kurz vor Versagen dargestellt. Eindeutig zu erkennen sind die gebrochenen Spannglieder in den Viertelpunkten der Konstruktion. An diesen Stellen erreichen die Spannstähle auch die maximale Bruchkraft von ca. 65 kN. Nach der notwendigen Eintragungslänge erreichen auch die gebrochenen Drähte wieder die volle Tragfähigkeit.

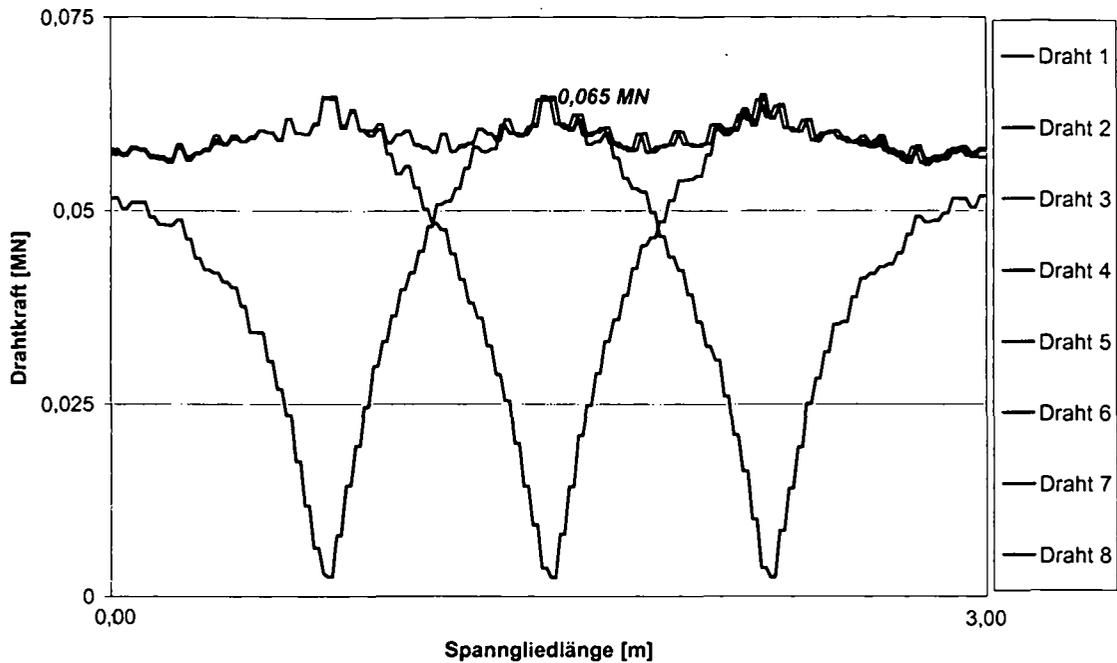


Bild 6.5 Kräfteverlauf der einzelnen Spanndrähte [MN] (Nr. 1 bis 8) mit 3 Brüchen

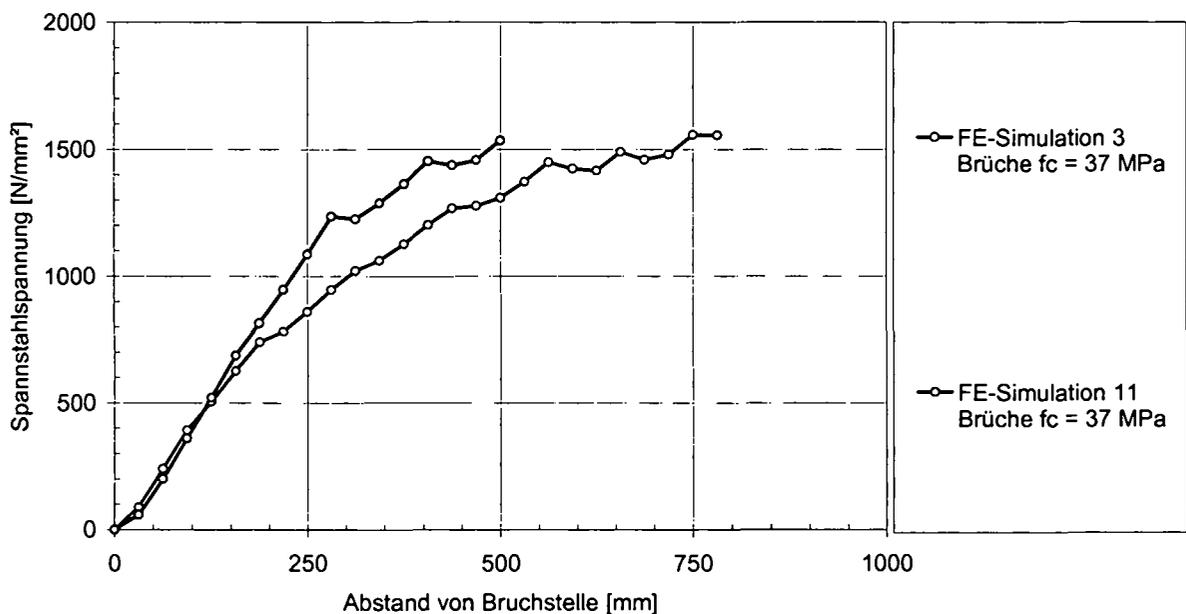


Bild 6.6 Spannstahlspannung im Bereich der Eintragungslänge

Die Eintragungslänge im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die einzelnen Spannglieder unterschiedlich ausgebildet. Für die Versuche mit 3 Brüchen ergeben sich wegen des größeren Bruchabstandes größere Eintragungslängen als bei den Probekörpern mit 11 Brüchen. Diese Tatsache ist unter anderem auch der Grund für die höheren Dehnungen bei den Versuchskörpern mit 6 und 11 Brüchen, da die Spannstähle auf längere Bereiche Spannungen aufweisen, die über der Streckgrenze liegen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Eintragungslängen abhängig von den Bruchabständen und der Beanspruchung zwischen 40 und 65 cm liegen und im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei den entsprechenden Betondehnungen und Rissbildungen wegen des verschieblichen Verbunds eine Scherverbundwirkung durch die Rippen aktivieren, die zu sehr geringen Verankerungslängen führt.

6.3 Ermittlung der Eintragungslänge für Spannstahlitzen

6.3.1 Basiswerte aus den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen

Wie bereits in Abschnitt 6.2 erläutert, werden die Verbundeigenschaften von vielen Faktoren beeinflusst. Grundlagen für die Rechenannahmen sind jedoch die Ergebnisse der Pull-Out-Versuche. Bei Spannstahlitzen stellt im Besonderen die Verdrillung der Einzeldrähte einen erheblichen Einfluss dar. Weiterhin beeinflusst die Querdehnung, hervorgerufen durch Spannungsänderung, die Verbundeigenschaften in starkem Ausmaß (Hoyer-Effekt).

Nach [Den Uijl, 1992] wurde der Einfluss der Spannungsänderung auf die Verbundfestigkeit von Spanndrahtlitzten untersucht und für normalfesten Beton ($f_c = 55,4$ MPa) ermittelt.

Im Rahmen von Reihenuntersuchungen wurde für Relativverschiebungen $> 0,2$ mm die Verbundbeziehung in Abhängigkeit der Verschiebung und der Spannungsänderung $\Delta\sigma_p$ abgeleitet:

$$\tau_{(x)} = 3 + 0,4 \cdot s - 2,5 \cdot 10^{-3} \cdot \Delta\sigma_p + 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot |\Delta\sigma_p| \quad (6-1)$$

In Bild 6.7 ist der Einfluss für einen Litzenschlupf von $s = 0,5$ mm in Abhängigkeit der Würfel Festigkeit gemäß einem Ansatz von Nitsch dargestellt. Eine beachtliche Verbesserung der Verbundwirkungen wurde bei den Versuchen auch bei einer Spannungsverminderung festgestellt, die bei der Spannbettvorspannung beim Durchtrennen der Litzen zustande kommt und in Bild 6.7 deutlich zu erkennen ist.

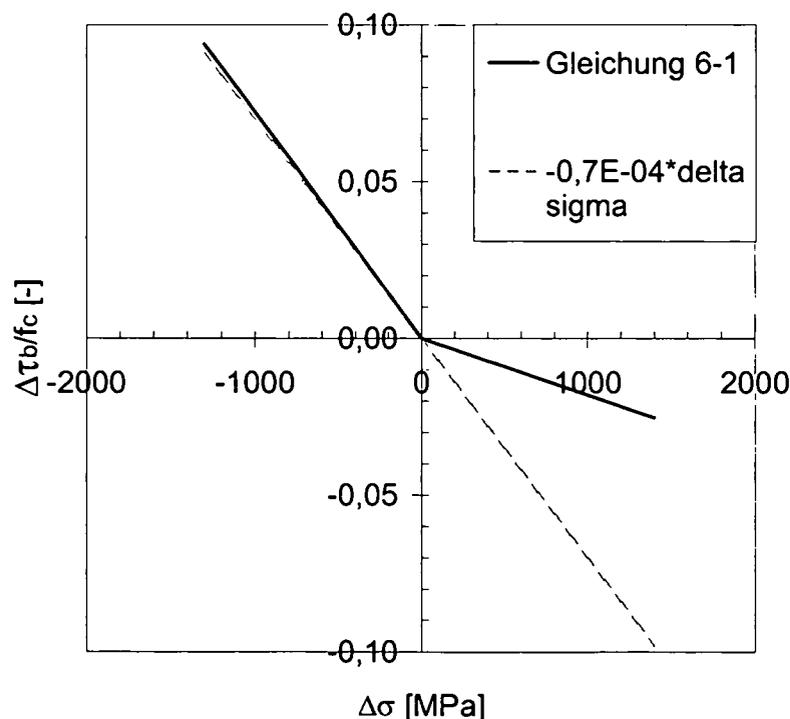


Bild 6.7 Auswirkung des Litzenschlupfes bei Spannungsänderung des Spannstahls

Weiterhin ist die Verbundspannung bei Litzten von einer wirksamen Drehbehinderung abhängig, da sich durch die Verwindung ein Querdruck aufbauen kann, der Scherverbund hervorruft. Beim Auszug ohne Drehbehinderung, analog den durchgeführten Versuchen in Kapitel 4

verdrehen sich die Litzen und Probekörper, was den Anstieg an Verbundfestigkeit verhindert. Auf Grundlage der Untersuchungen von Nitsch [Nitsch, 2001] werden die Einflüsse für Pull-Out-Körper mit und ohne Drehbehinderung aus den Versuchswerten ermittelt.

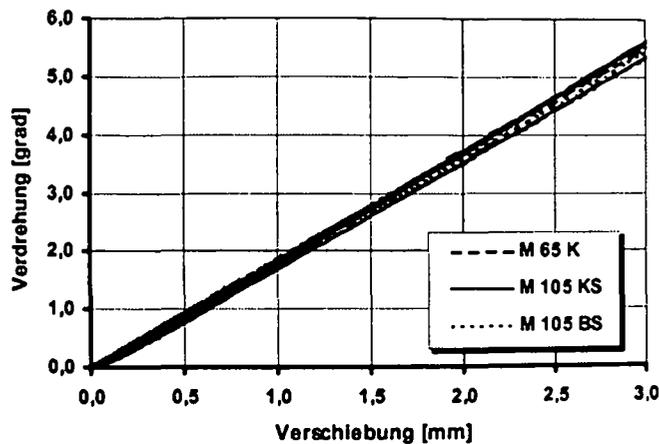


Bild 6.8 Litzenverdrehung in Abhängigkeit der Verschiebung [Nitsch, 2001]

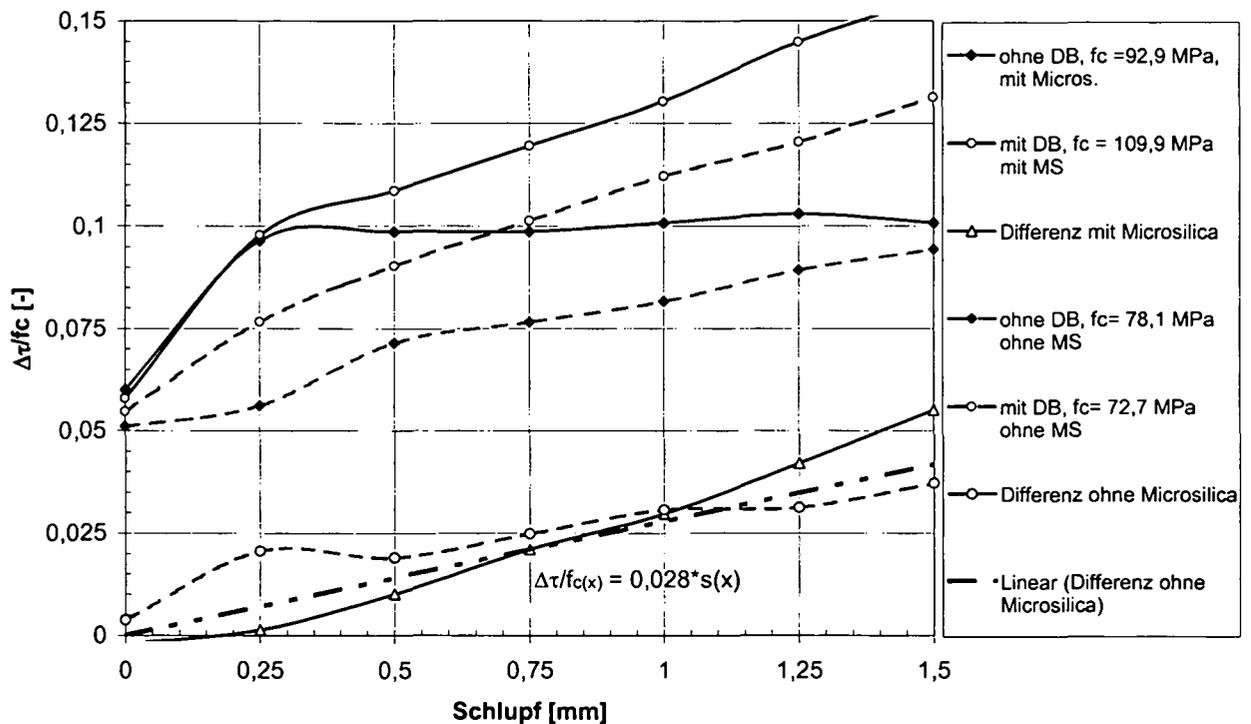


Bild 6.9 Auswertung der Serien [Nitsch, 2001] mit und ohne Drehbehinderung (DB) sowie mit und ohne Mikrosilika (MS)

Für den Ansatz einer Drehbehinderung wurden die Ergebnisse aus den Pull-Out Körpern von Nitsch verwendet. In Bild 6.9 sind die Ergebnisse mit und ohne Drehbehinderung für die Serien mit und ohne Mikrosilika als Änderung der bezogenen Verbundspannungen dargestellt. Ebenso wurden die Differenzen der beiden unterschiedlichen Prüfarten dargestellt und sind als lineare Beziehungen angegeben. Als Änderung der bezogenen Verbundspannung bei Drehbehinderung wurde folgender linearer Ansatz gewählt:

$$\Delta\tau_b / f_{c(x)} = 0,028 \cdot s(x) \quad (6-2)$$

Im Falle einer Endverankerung der Spannstahlilitzen kann jedoch nicht von einer starren Torsionseinspannung ausgegangen werden, da die Torsionssteifigkeit der Litzen zu berücksichti-

gen ist. Aus diesen Gründen kann der Ansatz der vollen Drehbehinderung für die Situation im Einpressmörtel nur zum Teil angesetzt werden. Weiterhin wirkt sich die Spannungserhöhung bei den Litzen negativ auf die Verbundeigenschaften aus, was im Eintragungsbereich zu einer nichtlinearen Veränderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen führt. Demnach ist eine unabhängige Versuchsdurchführung zur Ermittlung der Eintragungslänge sinnvoll, die in dem nachfolgenden Kapitel erläutert wird.

6.3.2 Ermittlung der Eintragungslänge aus den Spanngliedversuchen

Aus den Versuchsergebnissen wurde unter der Voraussetzung einer mittleren Verbundspannung mit linear ansteigenden Stahlspannungen im Eintragungsbereich nach Bild 6.1 die Eintragungslängen aus den Spanngliedversuchen mit 3, 6 und 11 Brüchen grafisch ermittelt.

Für die unterschiedlichen Bruchabstände ergaben sich sehr exakte Werte im Bereich von 138 bis 145 cm, wie in Bild 6.10 zu erkennen ist.

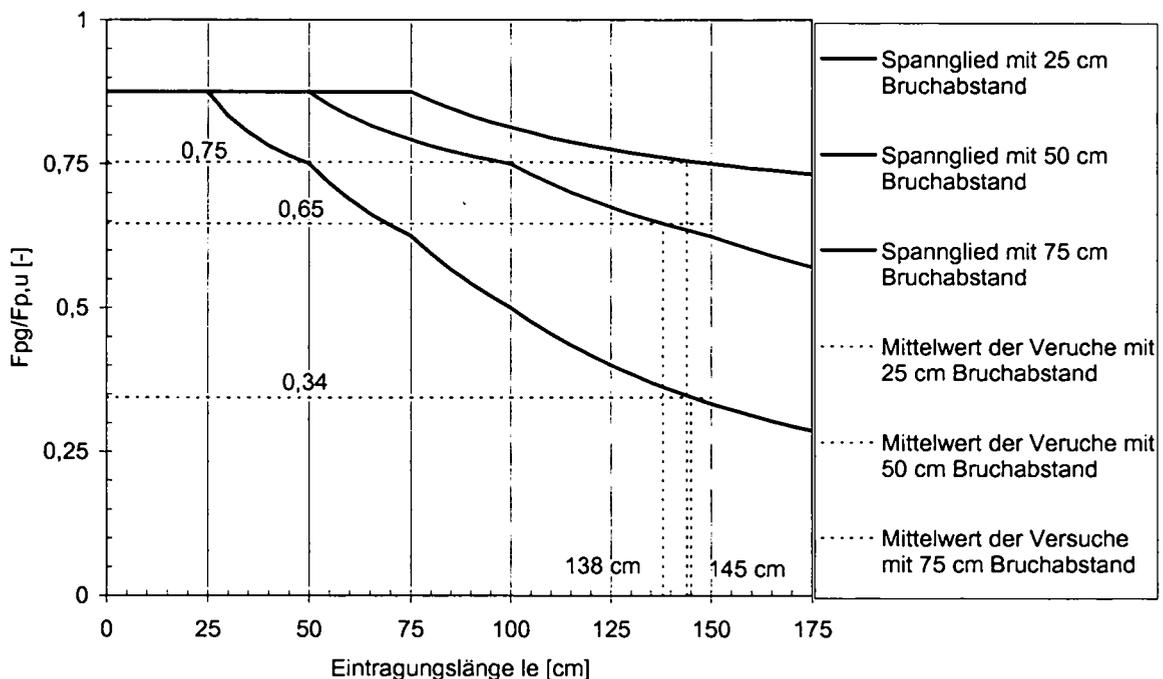


Bild 6.10 Ermittlung der Eintragungslänge

Analog den Berechnungen für die gerippten Spanndrähte ist die Tragfähigkeit an jeder Querschnittsstelle des Versuchskörpers in nachfolgender Abbildung für eine mittlere Eintragungslänge von 143 cm dargestellt. Der Unterschied der maximalen Tragfähigkeiten mit 3, 6 und 11 Brüchen zum ungeschädigten Spannglied ist anhand dieser Grafik im Vergleich zu den Spanngliedern mit gerippten Drähten deutlich zu erkennen.

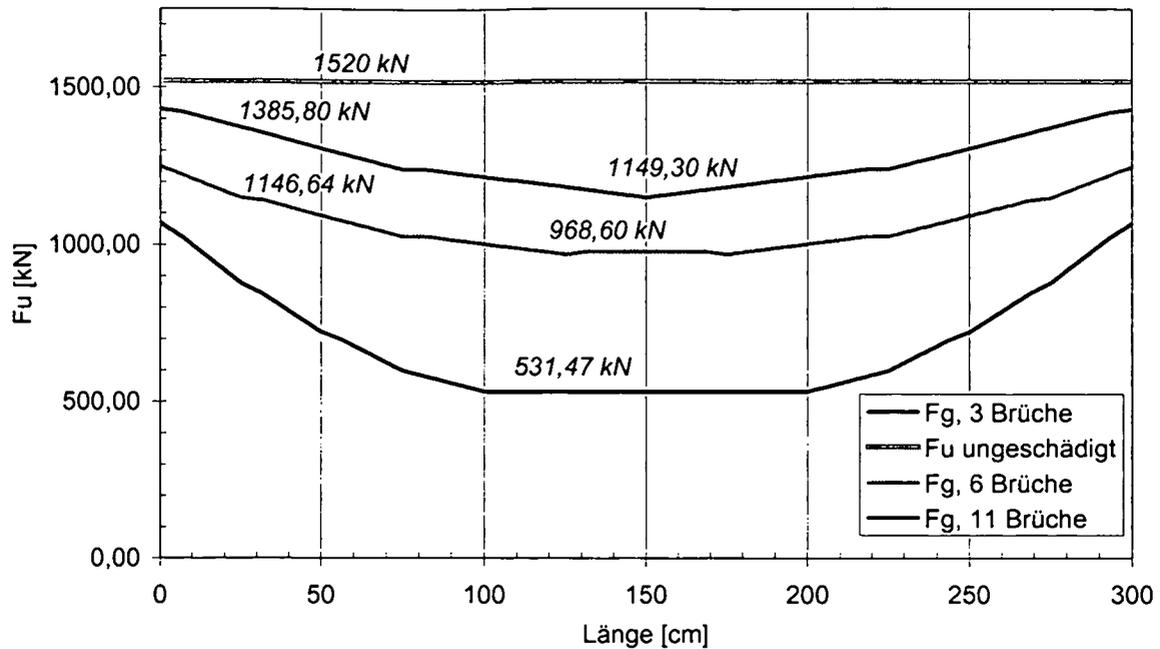


Bild 6.11 Tragfähigkeit der Spanngliedversuche über die Trägerlänge mit einer Eintragungslänge $l_e = 143$ cm

Bei gleicher Eintragungslänge von 143 cm ergeben sich für die Spannglieder gegenüber den Versuchsergebnissen etwas zu geringe Werte, was auf unterschiedliche Eintragungslängen bei unterschiedlichem Bruchabstand und Dehnungsverhalten der einzelnen Prüfkörper zurückzuführen ist.

6.3.3 Numerische Untersuchung der Spanngliedversuche mittels nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnung – Probekörper mit 8 Spannstahllitzen

Analog der Berechnungen der Spannglieder mit den Drähten wurden die Prüfkörper der Serie III und IV ebenfalls mit einer nichtlinearen Berechnung nachgerechnet. Grundlage für die Modellierung der Verbundeigenschaften waren die Ergebnisse der Pull-Out-Versuche aus Kapitel 4 sowie die Ansätze zur Drehbehinderung der Litzen und der Spannstahlspannungsänderung.

Bei den Spanngliedversuchen kam es wegen der Einspannung an den Verankerungen zum Aufbau einer Drehbehinderung die nicht als starre Torsionseinspannung zu betrachten ist, sondern zu einer Drehfederwirkung, die stark vom Ausziehweg und der Probekörperlast abhängig war. Aus diesen Gründen wurden die Ansätze der Drehbehinderung, ausgewertet in Kapitel 6.3.1, nur anteilmäßig berücksichtigt. Da die Auswirkungen der Spannungsänderung im Zugbereich nur gering sind, wurde dieser Einfluss innerhalb dieser Berechnungen nicht berücksichtigt.

In Tabelle 6.2 sind die Eingabewerte für Materialeigenschaften der Litzen angeführt.

Materialkennwerte: Spannstahllitzen ST 1570/1770			
$f_{p,m}$	Zugfestigkeit	[GPa]	1,930
$f_{p,0,2}$	0,2% Streckgrenze	[GPa]	1,760
E_{π}	Elastizitätsmodul	[GPa]	195,0
ε_{br}	Bruchdehnung	[-]	0,05
τ_b	Verbundspannung	[MPa]	Analog den Versuchsergebnissen aus Kapitel 4

Tabelle 6.2 Parameter für die nichtlinearen FE-Berechnungen

In Bild 6.12 sind die Last-Probekörperverlängerungen für die Spanngliedversuche aus den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen dargestellt. Die Berechnungen wurde für Spannglieder mit 0 Brüchen, 1 Bruch, 3, 6 und 11 Brüchen durchgeführt und zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus den Versuchen. Die im Diagramm ersichtlichen Steifigkeitsunterschiede von den geschädigten zu den ungeschädigten Körpern resultieren aus den Dehnungszuwächsen der verbleibenden Litzen an den Bruchstellen und sind bei einem Kraftniveau von 1,00 MN mit 5 mm (0,15%) erkennbar.

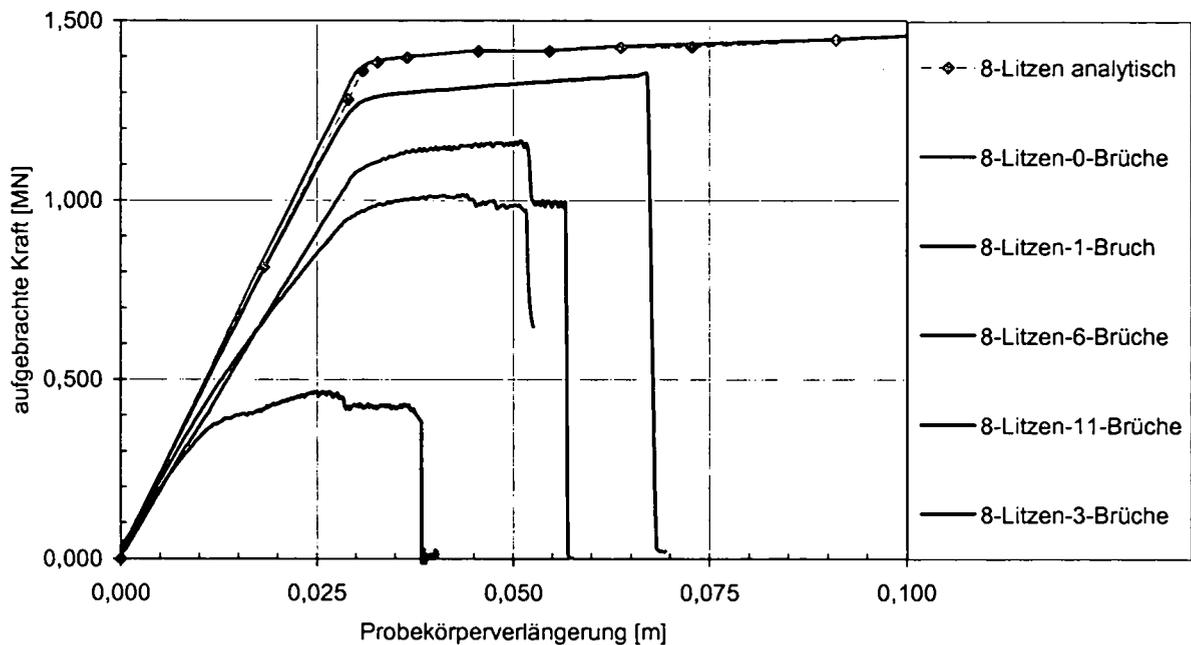


Bild 6.12 Kraft-Probekörperverlängerung für die Versuche mit 8 Litzen

In Bild 6.13 ist der Kräfteverlauf der Einzellitzen des Versuchskörpers mit 3 Brüchen und 8 Spannstahllitzen für einen Lastschritt kurz vor Versagen dargestellt. Eindeutig zu erkennen sind die gebrochenen Spannglieder in den Viertelspunkten der Konstruktion. An diesen Stellen erreichen die Spannstähle auch die maximale Bruchkraft von ca. 184 kN. Nach der notwendigen Eintragungslänge erreichen auch die gebrochenen Stähle annähernd wieder die volle Tragfähigkeit und sind an der Bruchlast des Spannglieds beteiligt.

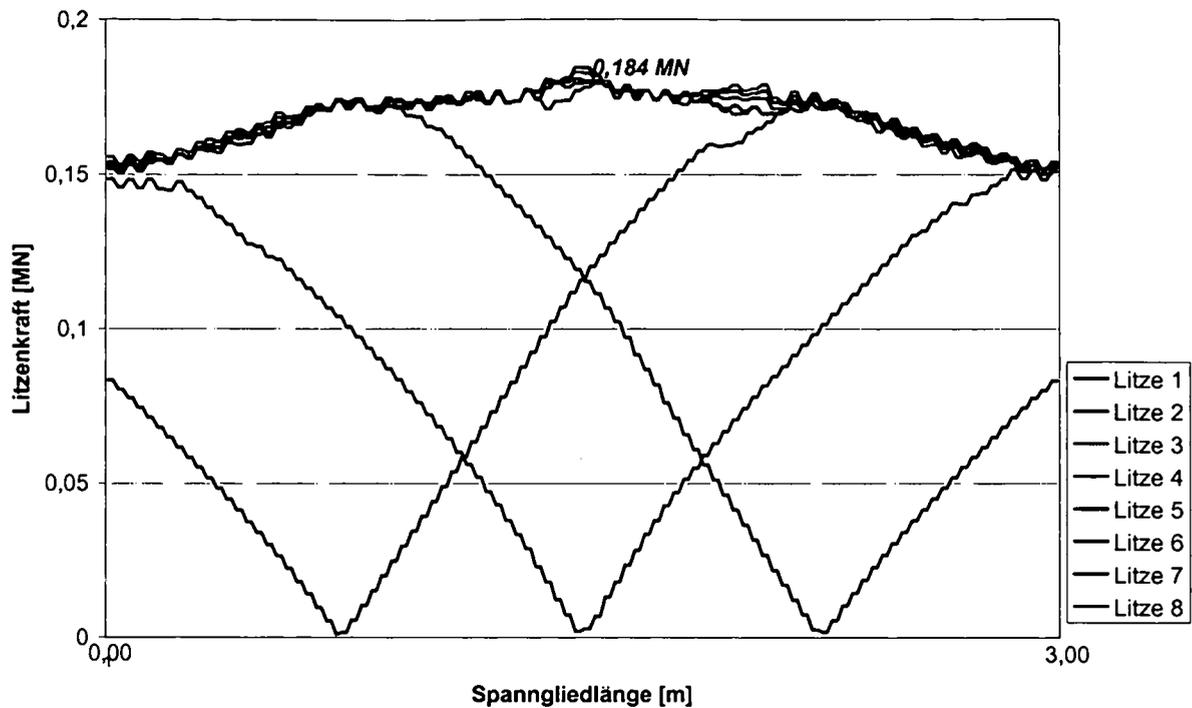


Bild 6.13 Kräfteverlauf der einzelnen Litzen Nr. 1 bis Nr. 8 kurz vor Versagen

Weiters werden die Eintragungsbereiche der Litzen von den einzelnen FE-Simulationen mit Berechnungsansätzen aus den Normen und einem Bemessungskonzept [Nitsch, 2001] für sofortigen Verbund verglichen. Wie in Bild 6.13 zu erkennen ist, verankern sich die Spannstahllitzen nach einem Abstand von ca. 140 cm nahezu vollständig auf eine Spannstahlspannung von 1750 MPa, was mit den Ergebnissen aus der analytischen Berechnung der Eintragungslänge aus Kapitel 6.3.2 gut übereinstimmt.

6.3.4 Vergleich der Ergebnisse der numerischen Berechnung mit Bemessungsmodellen für sofortigen Verbund

Im Bild 6.14 sind die Eintragungslängen für $f_{p0,1k}$ nach den Berechnungsmodellen der DIN 1045-1 (2001) sowie nach Nitsch [Hegger et. al., 2004] für sofortigen Verbund angegeben. Nach DIN 1045-1 ergeben sich je nach Ausdehnung der Rissbildung unterschiedliche Eintragungsbereiche. Für die Spannkraft, die im Zuge der Herstellung als Vordehnung im Spannbett eingeleitet wird, ergeben sich bessere Verbundbedingungen wegen der Querpressung und des Hoyer Effekts. Die Endverankerungslänge l_{ba} errechnet sich nach [Hegger et. al. 2004] für den Fall der Rissbildung außerhalb der Übertragungslänge l_{pd} nach folgender Gleichung:

$$l_{ba} = l_{bpd} + \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pmi}}{f_{bp} \cdot \eta_l \cdot \eta_p} \quad \text{mit} \quad (6-3)$$

$$\text{mit } l_{bpd} = 1,2 \text{ oder } 0,8 \cdot l_{bp} = \alpha_1 \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp} \cdot \eta_l} \quad (6-4)$$

$\alpha_1 = 1,0$ stufenweises Eintragen der Vorspannkraft

= 1,25 schlagartiges Eintragen der Vorspannkraft

d_p Nenndurchmesser der Litze, bei 0,5“ = 12,5 mm

σ_{pm0} Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung auf den Beton

f_{bp} Verbundspannung in der Übertragungslänge nach [Hegger et. al., Tab. 1, 2004] (in diesem Vergleich für $f_{cm} = 40$ MPa $f_{bp} = 4,0$ MPa)

σ_{pd} Bemessungsspannung im Spannstahl

σ_{pmt} Spannung im Spannstahl nach Abzug der Spannungsverluste

$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton

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

In der Vergleichsberechnung wurde die Endverankerung für eine Betonzylinderdruckfestigkeit von 40 MPa berechnet und den Ergebnissen aus der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung gegenübergestellt. Analog zur Gleichung 6-3 wurde von Nitsch aus Versuchsergebnissen ein ähnlicher Ansatz gewählt, der im Allgemeinen etwas kürzere Verankerungslängen ergibt.

Bild 6.14 zeigt, dass die eigenen Versuchsergebnisse zwischen den Berechnungsmodellen der Norm und dem Berechnungsmodell von Nitsch [Nitsch, 2001] für sofortigen Verbund liegen.

Ausgehend von den Bemessungsgleichungen wurde nach Gleichung 6-3 die Verankerungslänge l_{ba} nach beiden Bemessungsmodellen berechnet, wobei der 1. Term des Ausdrucks wegen der fehlenden positiven Querdehnung (kein Hoyer-Effekt bei Versuchen) und einer Rissbildung, die nicht außerhalb der Übertragungslänge liegt, zu 0 gewählt und sich die Länge der Endverankerung nach folgender Gleichung errechnet:

$$l_{ba} = \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pd}}{f_{bp} \cdot \eta_1 \cdot \eta_p} \quad (6-5)$$

Die Ergebnisse, berechnet für eine Betondruckfestigkeit von 40 MPa, sind für die Bemessungsmodelle nach DIN 1045-1 und Nitsch in Bild 6.14 als strichlierte Linien dargestellt. Die durchgezogenen Linien ergeben sich für die Spannkrafteinleitung für sofortigen Verbund bei Spannbettvorspannung.

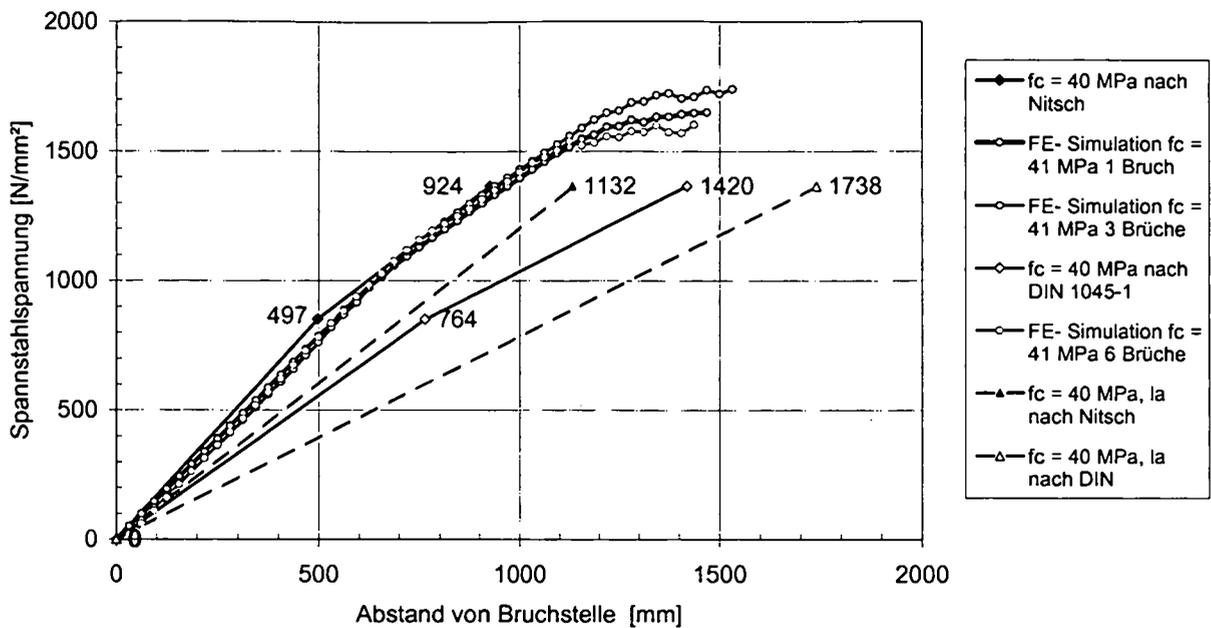


Bild 6.14 Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Berechnungsmodellen für sofortigen Verbund

Anhand der Vergleichsrechnung kann festgestellt werden, dass die Berechnungsergebnisse der nichtlinearen FE-Berechnung eine gute Übereinstimmung mit den Bemessungsmodellen darstellen. Allerdings muss erwähnt werden, dass die Bemessungsmodelle für sofortigen Verbund erstellt wurden und hierbei die Auswirkung des Hoyer-Effekts durch die Spannbettherstellung eine Verbesserung der Verbundbedingungen hervorrufen. Bei den Spanngliedversuchen war dieser Effekt nicht vorhanden, da die Litzen beim Verpressen nicht vorgespannt waren. Für den Fall eines Spannstahlbruches bei nachträglichem Verbund würde sich durch den Spannungsabfall ebenfalls eine solche Querpressung einstellen, die die Verbundwirkung verbessert und kürzere Verankerungslängen hervorruft. Dieser Einfluss wurde im Rahmen der Versuche nicht untersucht und kann an dieser Stelle anhand von eigenen Ergebnissen nicht genauer verifiziert werden.

6.3.5 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Spanngliedversuche mit den Verbundkennwerten Einpressmörtel aus ultrahochfestem Beton

Weiterhin wurden die Modelle der Spanngliedversuche mit 3, 6 und 11 Brüchen mit den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Pull-Out-Körper der Serie UH berechnet. Dabei wurden die in Kapitel 6.3.3 verwendeten Modelle modifiziert, um Ergebnisse über die Tragfähigkeit der Versuchsspannglieder unter der Verwendung von hochfestem Einpressmörtel zu erhalten. Die Kraft-Probekörperverlängerungsdiagramme sind in Bild 6.15 dargestellt.

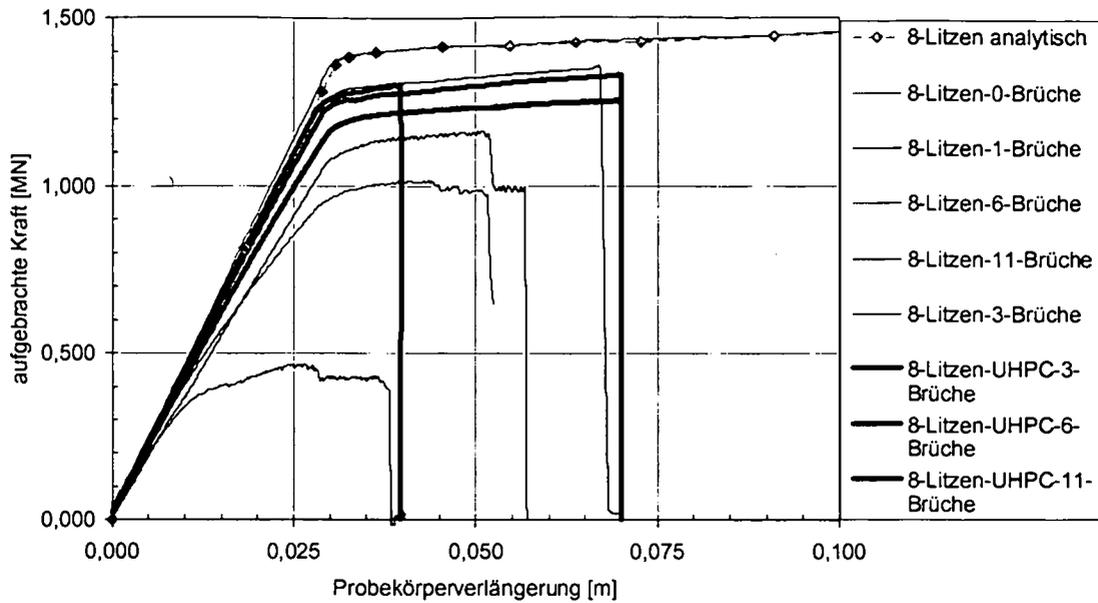


Bild 6.15 Kraft-Probekörperverlängerungsdiagramm mit den Ergebnissen für ultrahochfestem Mörtel UH
 Insgesamt wurden bei allen Bruchabständen höhere Tragfähigkeiten erreicht, wie in Bild 6.15 der Vergleich mit den Spanngliedern aus normalfestem Mörtel zeigt. Selbst bei 11 Brüchen konnten sehr hohe Tragfähigkeiten erreicht werden. Die Ursache für dieses Ergebnis liegt in der besseren Verbundwirkung, die bei den Pull-Out-Versuchen mit der Serie UH erreicht wurden. Vergleicht man die übertragbaren Verbundspannungen der Serie Z4 ($f_c = 54,5 \text{ MPa}$) mit der Serie UH ($f_c = 168,9 \text{ MPa}$) so ergibt sich bei einem Schlupf von 0,5 mm ein Faktor von $\tau_{b(UH)}/\tau_{b(Z4)} = 11,5 \text{ MPa}/1,9 \text{ MPa} = 6,05$. Vereinfachend gerechnet ergibt dies eine Eintragungslänge der Litzen mit UH von $l_e = 143 \text{ cm}/6,05 = 24 \text{ cm}$, wenn andere Einflüsse ausgeschlossen werden. Nachfolgend wird das Ergebnis der Versuche mit den Spanngliedern aus Kapitel 5 nochmals in Bild 6.16 dargestellt und mit den berechneten Tragfähigkeiten der Spannglieder mit UH – Einpressmörtel ergänzt.

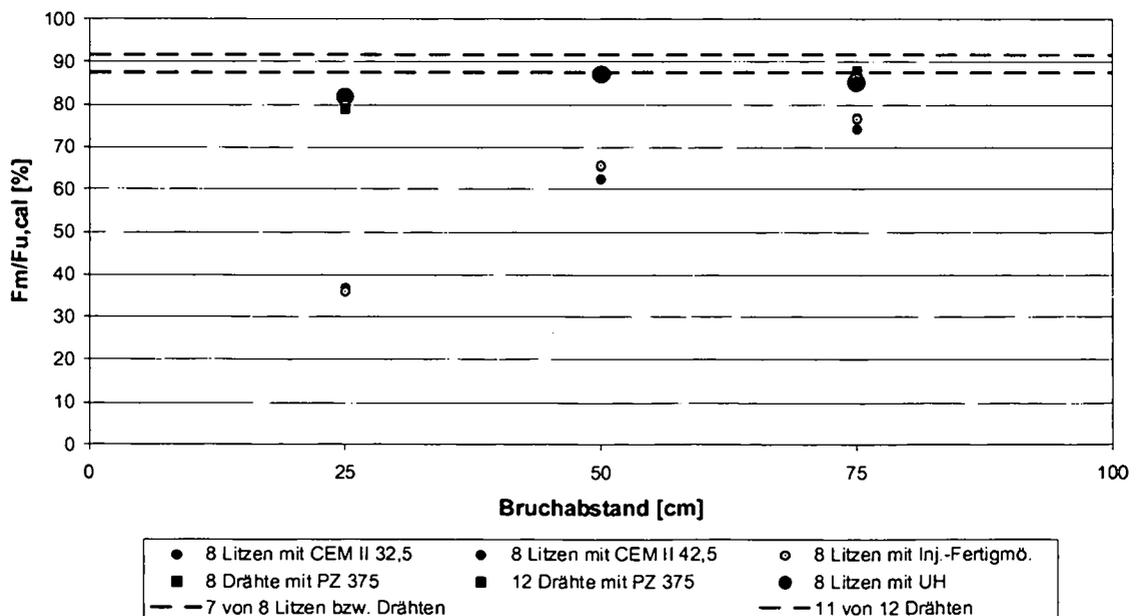


Bild 6.16 Vergleich der Versuche aus Kapitel 5 mit der FE-Berechnung mit UH Einpressmörtel

In der Abbildung ist der Unterschied der Versuche mit normalfestem Mörtel und ultrahochfestem Mörtel deutlich zu erkennen. Bei 50 und 75 cm Bruchabstand zeigt sich kein Unterschied

in der maximalen Tragfähigkeit. Das Verhältnis liegt bei ca. 87,5 %. Erst bei einem Bruchabstand von 25 cm ergibt sich eine Verringerung der Tragfähigkeit, was darauf schließen lässt dass die Eintragungslänge für die Bruchkraft einer 0,5“ Litze zwischen 25 und 50 cm für den Einpressmörtel der Serie UH liegt.

6.4 Zusammenfassung

Festzustellen bleibt, dass die Ergebnisse der nichtlinearen FE- Simulation sowie die Versuchsergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsansätzen aus Normen und Versuchsergebnissen darstellen und somit eine realistische Grundlage für die Beurteilung der Resttragfähigkeit einer geschädigten Vorspannung bilden.

In Tabelle 6.3 sind die Eintragungslängen für Spannstahllitzen 0,5“ und gerippte Spanndrähten des Typs Sigma Oval zusammengefasst. Die Ergebnisse für den normalfesten Mörtel wurden aus den Versuchen der Pull-Out-Körper (Kapitel 4) und der Dehnkörper (Kapitel 5) mit Draht- und Litzenbrüchen ermittelt und waren aus normalfesten Mörteln hergestellt. Die Ergebnisse der analytischen Berechnung der Eintragungslänge mit konstanten Schubspannungsverlauf nach Bild 6.1 zeigten gute Übereinstimmung mit der nichtlinearen FE-Berechnung, die auf Grundlage der Ergebnisse aus der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen erstellt wurde. Die in Tabelle 6.3 angegebenen Werte für die Eintragungslänge von Litzen bei ultrahochfestem Mörtel der Serie UH resultieren aus den Ergebnissen der nichtlinearen Finite-Elemente-Simulation (Kapitel 6.3.3).

<i>Spannstahlart</i>	<i>Bruchkraft [kN]</i>	<i>Normalfester Einpressmörtel, $f_c = 30$ bis 45 MPa</i>	<i>Hochfester Einpressmörtel mit Mikrosilika. Serie UH, $f_c = 168,9$ MPa</i>
<i>Drähte Sigma Oval gerippt St 145/160 $A_p = 41,37$ mm²</i>	<i>65,4</i>	<i>38 - 55</i>	<i>-</i>
<i>Litzen 0,5“ St 1570/1770 $A_p = 100,00$ mm²</i>	<i>190,4</i>	<i>138 - 143</i>	<i>25 - 50</i>

Tabelle 6.3 Eintragungslänge für die angegebene Bruchkraft [cm]

Die Ergebnisse aus der nichtlinearen FE-Simulation der Litzenspannglieder liefern mit den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Serie UH aus ultrahochfesten Einpressmörtel eine beträchtliche Steigerung der Resttragfähigkeit. Die erforderliche Eintragungslänge verringert sich unter der Verwendung des ultrahochfesten Fertigproduktes in großem Ausmaß.

7. BERECHNUNGSMODELL ZUR BEURTEILUNG DES TRAGVERHALTENS VON GESCHÄDIGTEN SPANNBETONTRAGWERKEN

7.1 Allgemeines

Aufbauend auf den Versuchsergebnissen werden in diesem Abschnitt Grundsätze für Berechnungsmodelle untersucht, mit denen geschädigte Spannbetonkonstruktionen hinsichtlich ihres Tragverhaltens beurteilt werden können. Dabei wird im Besonderen auf die möglichen Schadensszenarien eingegangen, die von vielen Faktoren beeinflusst werden können. Einen wesentlichen Aspekt stellt hierbei die Spannstahlart dar, zumal beispielsweise vergütete Spannstähle, die bis in das Jahr 1965 verwendet wurden, sehr empfindlich gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrisskorrosion sind. In diesen Fällen wird es an den Außenflächen des Tragwerks im Regelfall nur geringe Zeichen eines Schadens geben, da eine etwas ausgeprägtere Rissbildung zu erwarten ist. Die ausfallenden Spannstähle stellen in diesen Fällen für die Systemsteifigkeit nur eine geringe Reduzierung dar und sind wegen der günstigen Verbundeigenschaften nur auf kurze Abschnitte beschränkt. Deshalb ist nicht unbedingt mit einer auffälligen Rissbildung und außerplanmäßigen Durchbiegungen zu rechnen, die während einer Bauwerksinspektion zweifellos erkannt werden könnten.

Demzufolge ist es von Vorteil, die Schädigungsszenarien einer Brücke aufgrund der Konstruktionsart zu klassifizieren und diese Schädigungsmechanismen in ein Berechnungsmodell einzuarbeiten.

7.2 Kriterien zu Untersuchungen bei Spannstahlausfall

Spannstahlausfälle können an Bauwerken durch verschiedenste Gegebenheiten ausgelöst werden. Von besonderer Bedeutung bei der Beurteilung des Tragverhaltens ist die Klärung, welche Problembereiche bei der Konstruktion bestehen, welches Schadensausmaß zu erwarten ist und in welchem Umfang das Versagen eines tragenden Elements das Totalversagen auslösen kann. Demnach sind zur Beantwortung dieser Grundsatzfragen Aufschlüsse über spezielle Pa-

parameter notwendig, damit eine realitätsnahe Modellbildung für den Berechnungsablauf gefunden werden kann. Die wesentlichen Parameter, die das Tragverhalten im geschädigten Zustand beeinflussen, werden in nachfolgender Übersicht angeführt:

<i>Einflussfaktor</i>	<i>Auswirkung</i>
<i>Querschnittsform</i>	<i>Offene oder geschlossene Querschnitte, Umlagerungsmöglichkeiten</i>
<i>Schlankheit</i>	<i>Ankündigung durch Rissverhalten, kritische Bereiche</i>
<i>Statisches System</i>	<i>Umlagerungsmöglichkeiten</i>
<i>Bauweise</i>	<i>Dauerhaftigkeit – generelle konstruktive Probleme z.B. Segmentbrücken</i>
<i>Spannstahlart</i>	<i>Empfindlichkeit gegenüber Spannungsrisskorrosion</i>
<i>Vorspanngrad</i>	<i>Ankündigungsverhalten, Rissbildung bei unterschiedlichen Vorspanngraden</i>
<i>Schlaffe Bewehrung</i>	<i>Ankündigungsverhalten</i>

Tabelle 7.1 Einflussfaktoren

7.2.1 Querschnittsform

Die Ausbildung der Querschnittsform ist bei der Beurteilung grundsätzlich für zwei Auswirkungen bedeutsam. Bei Plattenbalken mit mehr als einem Steg besteht die Möglichkeit, die Belastung bei ausreichender Plattensteifigkeit auf die benachbarten Stege umzulagern. Weiterhin ergibt sich bei Plattenbalken auch ein günstigeres Ankündigungsverhalten (Riss vor Bruch) als bei Hohlkästen, weil wegen des höheren Betontragwiderstandes die kritischen Bereiche in Auflagernähe oder bei Momentennullpunkten kürzer sind [Pauser, 2000]. Bei Tragwerken mit einem Steg ist in Querrichtung keine Umlagerungsmöglichkeit vorhanden.

7.2.2 Biegeschlankheit

Weit gespannte, schlanke Tragwerke verhalten sich bezüglich Vorankündigung einer Schädigung durch das Auftreten von Rissen oder geringen Verformungen günstiger als gedrungenere, kurze und massige Bauteile mit geringer Schlankheit. Das Ankündigungsverhalten „Riss vor Bruch“ bei der notwendigen globalen Restsicherheit $\gamma_R > 1,0$ ist bei schlanken Bauteilen günstiger, da das Rissmoment des unbewehrten Betonquerschnittes niedriger als bei massigen Bauteilen ist. Aus diesem Grund ergeben sich auch hierbei kürzere kritische Bereiche in Auflagernähe und im Bereich von Momentennullpunkten bei statisch unbestimmten Systemen (vgl. Kapitel 2.5.2).

7.2.3 Statisches System

Der Grad der statischen Unbestimmtheit spielt hinsichtlich der Umlagerungsmöglichkeiten eine entscheidende Rolle, da durch die Bildung von Fließgelenken Schnittgrößen umgelagert werden können. Auf der anderen Seite stellen Konstruktionen, bei denen der Ausfall eines Stabes das Gesamtversagen der Konstruktion auslöst ein hohes Gefährdungspotential dar. Diese Konstruktionen bieten keine Umlagerungsmöglichkeiten, auch wenn sie mehrfach sta-

tisch unbestimmt sind (z.B.: Rahmenbrücken, Brücke bei Melle). Weiterhin ist bei statisch unbestimmten Systemen die Zwangsbeanspruchung aufgrund Vorspannung zu berücksichtigen.

7.2.4 Bauweise, Bausystem

Ein genauer Kenntnisstand über den Herstellvorgang kann Aufschlüsse von eventuellen konstruktiven Schwachpunkten oder Oberflächenbesonderheiten geben. Ebenfalls ist die Kenntnis der Koppelstellen von besonderer Bedeutung, da in diesen Bereichen Rissbildungen infolge Ermüdungserscheinungen von Spanngliedkopplungen auftreten können. Eine weitere Besonderheit stellt die Segmentbauweise dar. Bereits in den 50er Jahren wurden Bauteilelemente vorgefertigt und über Vorspannung miteinander verbunden. Schwachpunkte dieser Ausführung stellen die Fugen dar, die früher mittels Zementmörtel und später mittels Epoxidharz verklebt wurden. Meistens verfügen diese Fugenkonstruktionen nicht über eine ausreichende Dauerhaftigkeit und weisen Undichtigkeiten und somit Wege für den Zutritt von schadhaften Stoffen zu den Spanngliedern auf (Brücke in Wales Ynys-Y-Gwas).

7.2.5 Spannstahltyp

In der Frühzeit des Spannbetonbaus wurden vergütete Stähle im Brückenbau verwendet, die durch den Herstellprozess ausgezeichnete Eigenschaften aufwiesen. Durch Schäden im Hochbaubereich wurde festgestellt, dass diese Stähle besonders empfindlich gegenüber wasserstoffinduzierter Spannungsrissskorrosion sind, und Bauwerke mit diesen Stählen deshalb als besonders gefährdet einzustufen sind (Vgl. Kapitel 2). Durch die gefährliche Anrissbildung kann es zum Sprödbruch bei einem bestimmten Spannungsniveau kommen, was nur durch eine etwas verstärkte Rissbildung von außen wahrgenommen werden kann.

7.2.6 Vorspanngrad

Der Grad der Vorspannung, teilweise, beschränkt oder voll, ist von weiterer Bedeutung für das Ankündigungsverhalten. In den Vorgängernormen waren im Gebrauchszustand Zugspannungen von bis zu 5,0 MPa [DIN 4227, 1988] zulässig. Diese Spannungen liegen oftmals über den Zugfestigkeiten des Betons und können eine geringe Rissbildung zur Folge haben, die unter Umständen mit Ankündigungsrisse eines Spannstahlausfalles verwechselt werden können. Weiterhin ist der Ausfallgrad $[(A_p - A_{p,r})/A_p]$, bei dem Rissbildung auftritt, abhängig vom Vorspanngrad. Je höher vorgespannt wird (bei gleicher Spannstahlausnutzung) um so höher ist der für die Rissbildung notwendige Ausfallgrad, wobei die Restsicherheit bei statisch bestimmten Systemen nicht beeinflusst wird.

7.2.7 Schlanne Bewehrung

Das Vorhandensein einer schlaffen Bewehrung in der vorgedrückten Zugzone begünstigt das Ankündigungsverhalten indem eine Restsicherheit bei Erstrissbildung gegeben ist. Um eine Rissbildung zu erhalten, muss auch bei einem gemischt bewehrten Querschnitt die gleiche Menge an Spannstahlfläche ausfallen. Die erforderliche Restsicherheit wird dann durch die schlaffe Bewehrung erreicht.

7.3 Ermittlung der Resttragfähigkeit bei kontinuierlichem Ausfall von Spannstählen

7.3.1 Bekanntes Schadensbild

Bei bekanntem Schadensbild infolge eines Messergebnisses einer zerstörenden oder zerstörungsfreien Überprüfung kann die Resttragfähigkeit eines Spanngliedes und somit der Tragwerkswiderstand für Biegebeanspruchung ermittelt werden. Grundlage hierfür sind die ermittelten Verbundkennwerte aus den Pull-Out-Versuchen, Spanngliedversuchen und den Kennwerten für die Eintragungslänge aus Kapitel 6. Dabei kann folgende Beziehung für den Verhältniswert der Restbiegetragfähigkeit eines geschädigten Querschnitts angegeben werden:

$$v_{red} = \frac{M_{R,g}}{M_{R,u}} \quad (7-1)$$

Unter einer bestimmten charakteristischen Einwirkung lässt sich die globale Restsicherheit bei veränderlichem Spanngliedverlauf mit folgendem Ansatz darstellen:

$$\gamma_{red}(\xi) = \frac{M_{R,u}(\xi) \cdot v(\xi)}{M_E(\xi)} \quad (7-2)$$

$M_E(\xi)$ einwirkendes Moment

An einem betrachteten Querschnitt ergeben sich die Tragfähigkeiten:

$$\begin{aligned} \text{ungeschädigt : } M_{R,u} &= A_{p,u} \cdot f_{pk} \cdot z_{p,u} \\ \text{geschädigt : } M_{R,g} &= A_{p,g} \cdot f_{pk} \cdot z_{p,g} \end{aligned} \quad (7-3)$$

Bei einem geschädigten Spannglied mit einer gewissen Anzahl von Brüchen an und in der Umgebung eines betrachteten Querschnitts, ergeben sich folgende Beziehungen:

$$F_{p,g} = \sum_{i=1}^n F_{st,i} \cdot \frac{a_i}{l_e}; \quad \frac{a_i}{l_e} \leq 1,0; \text{ sonst } 1,0 \text{ setzen} \quad (7-4)$$

a_i ... Abstand des Spannstahlbruches vom betrachteten Querschnitt

l_e ... Eintragungslänge des Spannstahles

$F_{st,i}$... Einzelspannstahlkraft

$$F_{p,g} = \sum_{i=1}^n A_{st,i} \cdot \frac{a_i}{l_e} \cdot f_{pk}; \quad \frac{a_i}{l_e} \leq 1,0; \text{ sonst } 1,0 \text{ setzen} \quad (7-5)$$

$A_{st,i}$... Spannstahlfläche

Die entsprechenden Werte für die Eintragungslänge sind in Kapitel 6 zusammengestellt. Unter Verwendung des Ansatzes (7-4) ergibt sich der Biegezugwiderstand zu:

$$M_{R,g} = \sum_{i=1}^n (A_{st,i} \cdot \frac{a_i}{l_e} \cdot f_{pk}) \cdot z_{p,g}; \quad \frac{a_i}{l_e} \leq 1,0 \quad (7-6)$$

$z_{p,g}$... Hebelarm mit Restquerschnittsfläche

Bei dem zuvor angegebenen Ansatz kann im Falle von schlaffer Bewehrung der Tragwiderstand erhöht werden. Voraussetzung für die Anwendung dieser Gleichungen ist ein maßgebendes Stahlversagen bei intakter Druckzone.

7.3.2 Spannstahlbrüche mit gleichmäßigem Bruchabstand

Bei Spannstahlbrüchen mit gleichmäßigem Bruchabstand (vgl. Kapitel 5) kann die Gleichung (7-5) für gleiche a -fache Bruchabstände von der betrachteten Querschnittsstelle wie folgt angesetzt werden:

$$F_{p,g} = A_{st} \cdot f_{pk} \cdot \frac{a}{l_e} \sum_{i=1}^n \frac{b_i}{a}; \quad \frac{b_i}{a} \leq \frac{l_e}{a}; \text{ sonst } \frac{l_e}{a} \text{ setzen}$$

$A_{st,i}$... Spannstahlfläche

a ... Bruchabstand der Stähle

l_e ... Eintragungslänge

b_i ... a -facher Abstand des Bruches vom betrachteten Querschnitt

(7-7)

Anhand der Abbildung in Bild 7.1 wird die Gleichung 7-7 mittels eines Beispiels von 4 Spannstählen bei einem regelmäßigen Bruchabstand von $a = 2$ und einer Eintragungslänge von $l_e = 3$ erläutert.

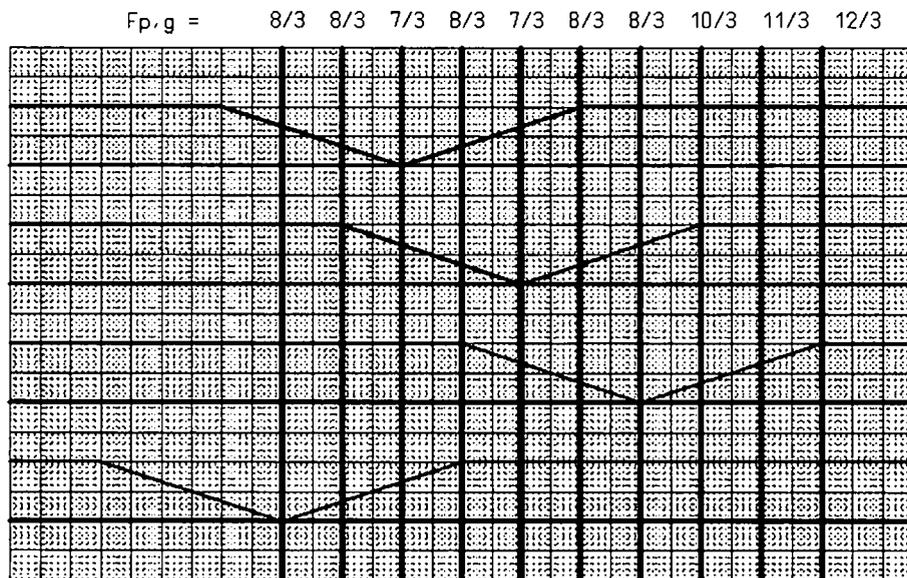


Bild 7.1 Systematische Darstellung bei gleichmäßigem Bruchabstand bei $l_e = 3$, $a = 2$, $A_{st,i} = 1$ und $f_{pk} = 1$

Für diese Form der Schädigung wird eine kurze Parameterstudie durchgeführt um die Einflüsse von Eintragungslänge, Bruchabstand und Spannliedanzahl zu verdeutlichen. Es werden die Verhältnisse Bruchabstand/Eintragungslänge von 1,0 bis 0,1 variiert. Gleichzeitig werden Spannlieder mit 4, 16 und 24 Spannstählen untersucht.

In Bild 7.2 wird der Einfluss der Spannstahlanzahl bei einem regelmäßigen Bruchabstand dargestellt.

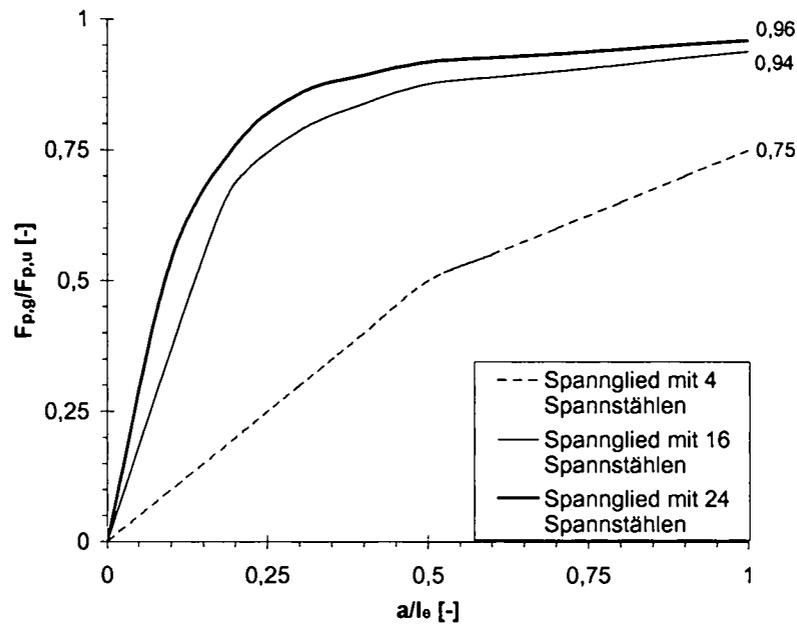


Bild 7.2 Verhältnisse der Tragfähigkeit geschädigt/ungeschädigt

Auf der Abszisse ist der Verhältnisswert von Bruchabstand a zu Eintragungslänge l_e des Spannstahltyps aufgetragen. Auf der Ordinate ist das Verhältnis der Resttragfähigkeit des geschädigten Spannglieds $F_{p,g}$ zum ungeschädigten Spannglied $F_{p,u}$ aufgetragen. Wie aus der Abbildung leicht erkennbar, verhalten sich Spannglieder mit einer großen Anzahl von Spannstählen günstiger als Spannglieder mit einer geringen Anzahl von Spannstählen bei gleichem Bruchabstand und gleicher Eintragungslänge.

Exemplarisch werden die Versuchsergebnisse aus Kapitel 5 für Litzenspannglieder mit 8 Litzen untersucht. Über den ermittelten Verhältnisswert a/l_e lässt sich die Eintragungslänge der Litzen aufgrund des bekannten Bruchabstandes grafisch ermitteln (Bild 7.3)

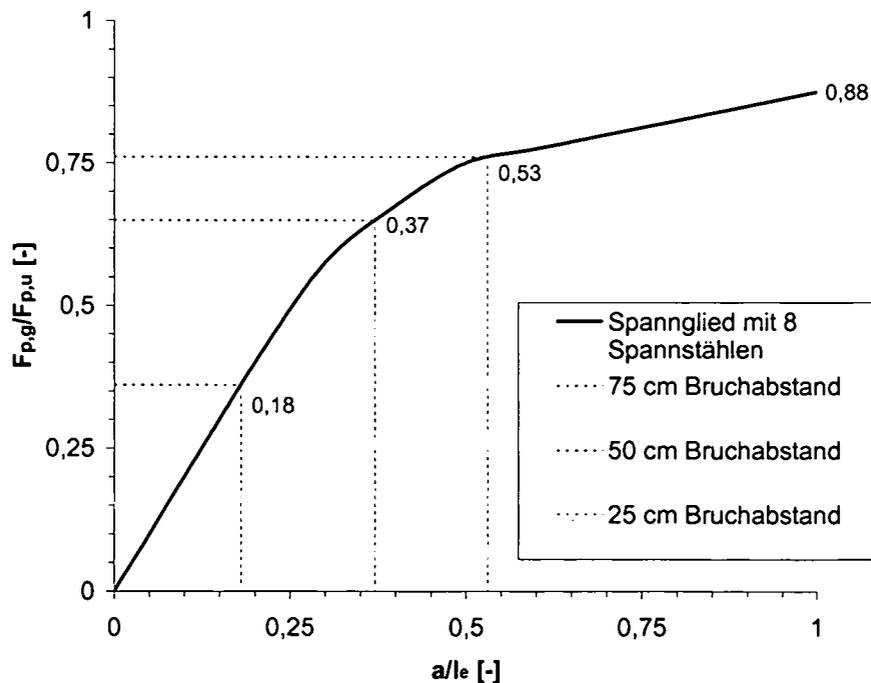


Bild 7.3 Grafische Ermittlung der Eintragungslänge l_e für Litzenspanngliedversuche

Aus den Schnittpunkten des Grafen mit den Verhältnisfaktoren der Resttragfähigkeit lassen sich die Beziehungen a/l_e ablesen und auswerten:

Bei 75 cm Bruchabstand:

$$F_{p,g}/F_{p,u} = 0,76; \quad a/l_e = 0,53$$

$$l_e = 75/0,53 = 141 \text{ cm}$$

Bei 50 cm Bruchabstand:

$$F_{p,g}/F_{p,u} = 0,65; \quad a/l_e = 0,36$$

$$l_e = 50/0,36 = 139 \text{ cm}$$

Bei 25 cm Bruchabstand:

$$F_{p,g}/F_{p,u} = 0,36; \quad a/l_e = 0,18$$

$$l_e = 25/0,18 = 139 \text{ cm}$$

Betrachtet man den Mittelwert der Auswertungen von 140 cm kann eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus Kapitel 6 festgestellt werden.

Da regelmäßige Bruchabstände in der Realität selten vorzufinden sind, dient diese Auswertung in erster Linie zur Überprüfung der Versuchsergebnisse sowie zur Verbesserung der Anschaulichkeit.

7.3.3 Unbekanntes Schadensbild – Simulation von Spannstahlbrüchen mittels Berechnungsprogramm

In der Realität treten an Bauwerken Schäden von Spannstählen auf, die keinem regelmäßigen Raster und Schadensbild gleichen. Die Brüche sind häufig willkürlich über die Konstruktion verteilt oder häufen sich an den Stellen konstruktiver Schwachpunkte und an Schäden der Brückenausrüstung (Abdichtung, Entwässerungseinrichtungen, usw.). In den Fällen von konstruktiven Mängeln ist das Ankündigungsverhalten günstiger als bei willkürlichen Schäden und kann für eine Schadenserfassung und eine Beurteilung der Tragfähigkeit herangezogen werden.

Aus diesem Grund wurde ein Simulationsprogramm entwickelt, welches Brüche an zufällig verteilten Stellen der Vorspannung erzeugt und die Resttragfähigkeit in Abhängigkeit von der Schädigung über die gesamte Trägerlänge ermittelt. Auf Grundlage der durchgeführten Versuche (vgl. Kapitel 4 und Kapitel 5) wurden die Eingangsparameter definiert. Die möglichen Schadensszenarien fließen dabei in das Modell ein und werden mittels einer Simulation zufällig über die Konstruktion verteilt. Die Schädigung kann an den charakteristischen Stellen sukzessive bis zum rechnerischen Versagen unter einer speziellen Einwirkung erzeugt werden. Bei jedem ausgelösten Bruch wird die Tragfähigkeit der Konstruktion über die gesamte Länge in Abhängigkeit der Schädigung neu ermittelt. Das Verbundverhalten der Spannstähle wird mittels Versuchsergebnissen über eine Eintragungslänge definiert.

Bei dem Programm werden die wesentlichen Parameter der Vorspannung von Spannanzahl, Spannstahlbruchkraft, Spannstahllänge, Eintragungslänge sowie eine gewählte Anzahl an maximalen Bruchsimulationen als Eingabedaten erfasst. Im nächsten Schritt wird ein Integerfeld $M(I,J)$ mit der Anzahl der Zugelemente (NZ, Spannanzahl) und der Anzahl der Stützstellen (NS, Spanngliedlänge) erzeugt. Danach wird in einem Zugelement über einen Zufallsgenerator ein Bruch ausgelöst. Die Bruchstelle darf nicht an einer bestehenden Bruchstelle liegen und soll weiterhin auch nicht im Bereich der angegebenen Eintragungslänge des jeweiligen Spannstahls liegen. An der Bruchstelle können an den restlichen Spannstählen jedoch Brüche ausgelöst werden. Im Falle des Vorhandenseins eines Bruches innerhalb der Eintragungslänge des betrachteten Spannstahls wird zunächst kein Bruch ausgelöst sondern eine neue Bruchsimulation durchgeführt. Nach Bruchauslösung erfolgt eine Ermittlung der Tragfähigkeit an jeder Stützstelle des Spannglieds. In diesem Zusammenhang wird weiterhin eine Berechnung der maximalen, der minimalen und der mittleren Tragfähigkeit des Spannglieds nach den Gleichungen in Kapitel 7.3.1, durchgeführt. Weiterhin erfolgt eine Berechnung des mittleren Bruchabstandes bezogen auf die Anzahl der Stützstellen (Spannstahllänge). In Bild 7.4 ist der Algorithmus des Programms dargestellt.

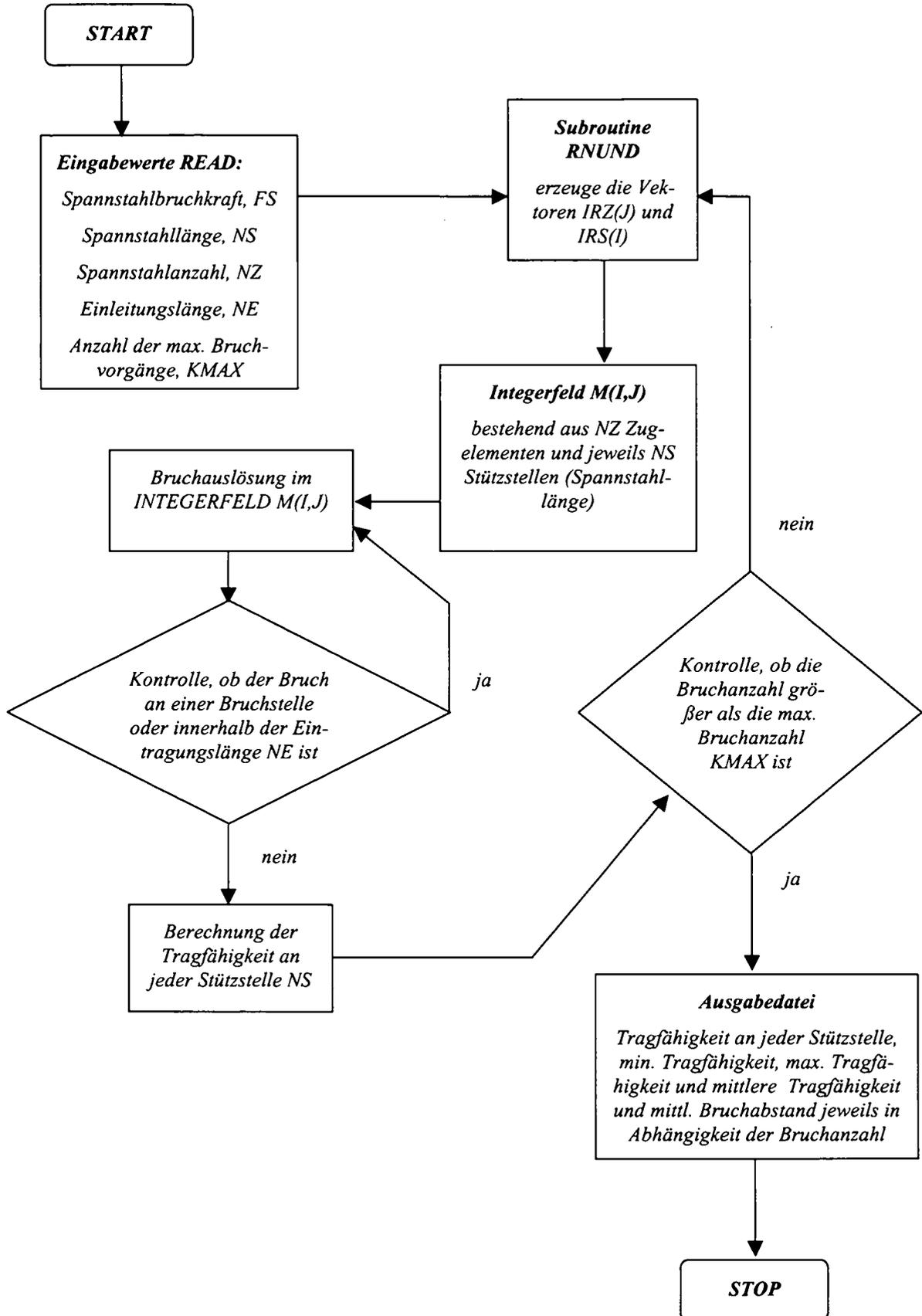


Bild 7.4 Flussdiagramm des Simulationsprogramms

Diese Bruchsimulation wird bis zum Erreichen der vordefinierten maximalen Bruchversuche (KMAX) oder einer maximal möglichen Bruchanzahl durchgeführt.

Nach den Gleichungen in Kap. 7.3.1 können die Restbiegetragfähigkeit sowie die reduzierte globale Sicherheit der geschädigten Konstruktion ermittelt werden.

Mit dem Simulationsprogramm wird im Nachfolgenden der Einfluss der Spanngliedlänge auf das Kriterium eines mittleren Bruchabstandes untersucht. In Anlehnung an die Versuchsergebnisse aus den Spanngliedversuchen aus Kap. 5 wird ein Spannglied mit 12 Spanndrähten des Typs Sigma Oval St145/160 und unterschiedlichen Längen modelliert und den Versuchsergebnissen mit regelmäßigem Bruchabstand gegenübergestellt. Die Spanngliedlängen werden mit einer Länge von 3 m, 30 m und 300 m gewählt. Als Eintragungslänge wird 50 cm in Anlehnung an Kapitel 6 gewählt. Der mittlere Bruchabstand wird nach folgender Gleichung ermittelt:

$$a_m = \frac{NS}{KB + 1}$$

a_m ... mittl. Bruchabstand,

NS ... Anzahl Stützstellen (Spanngliedlänge)

KB ... Bruchanzahl

(7-8)

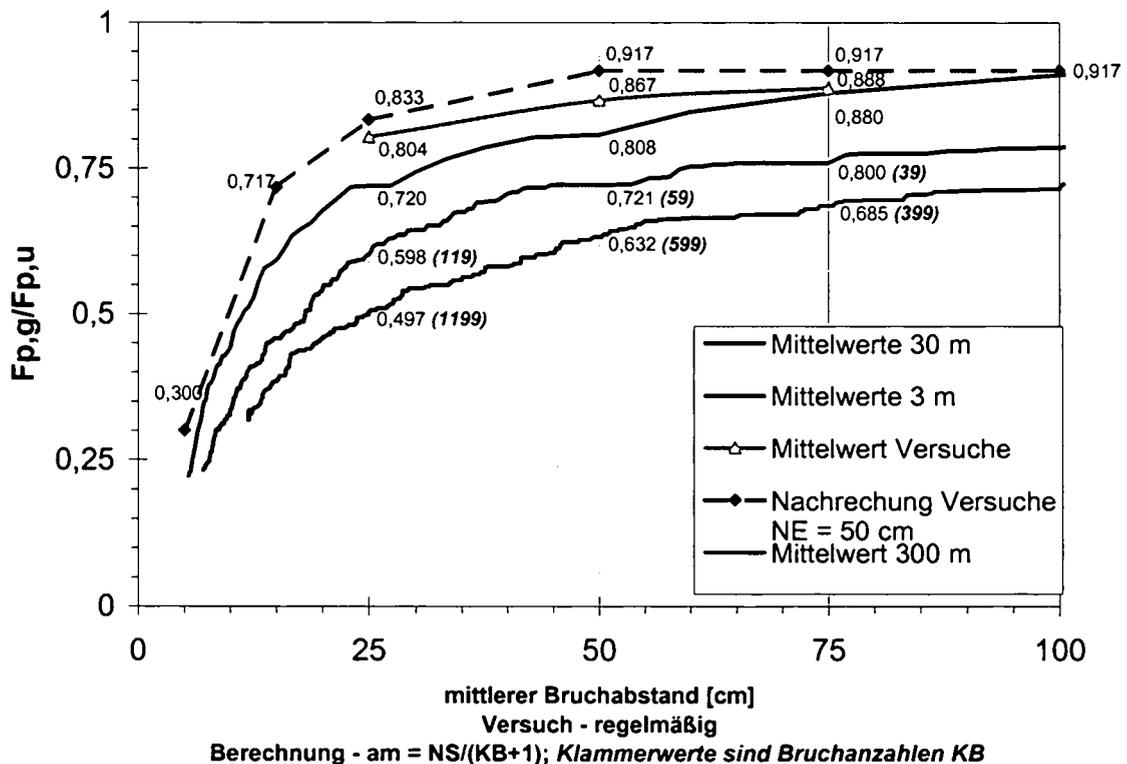


Bild 7.5 Vergleich der Verhältnisswerte der Resttragfähigkeiten von Spanngliedern mit 12 Drähten und variabler Länge

In Bild 7.5 sind die auf mittlere Bruchabstände bezogenen Verhältnisswerte der Resttragfähigkeiten dargestellt. Die Ergebnisse der Versuche mit 75, 50 und 25 cm Bruchabstand ergeben eine geringfügige Abweichung von etwa 4% gegenüber den rechnerischen Ergebnissen mit einem regelmäßigem Bruchabstand. Diese Abweichungen sind bei Versuchen dieser Art vertretbar. Aus der Grafik ist weiterhin ersichtlich, dass eine zunehmende Länge des Spanngliedes

eine Verringerung der Resttragfähigkeit bewirkt, da mit steigender Anzahl an Brüchen auch die Wahrscheinlichkeit zunimmt, dass mehrere Brüche an einem Querschnitt auftreten. Bei einer Spanngliedlänge von 300 m würde die Resttragfähigkeit nur noch 50 % betragen, wenn im Mittel von 25 cm ein Spannstahl gebrochen ist. Das würde in Summe eine Bruchanzahl von etwa 1200 Brüchen ergeben.

Festzustellen bleibt jedoch, dass bei einer Spanngliedlänge von beispielsweise 30 m bei einem mittleren Bruchabstand von 50 cm (59 Brüche) eine relativ hohe Resttragfähigkeit von 72% vorhanden ist. Weiterhin ist zu erwähnen, dass diese Spannglieder besonders im Brückenbau zumeist mit mehr als 12 Drähten des Typs Sigma Oval St145/160 ausgeführt waren. Dies ergäbe eine geringere Reduktion der Tragfähigkeit bei gleichem Bruchabstand, wie die Parameterstudie in Kapitel 7.3.2 für regelmäßige Bruchabstände zeigt.

7.4 Zusammenfassung

Mit den Berechnungsansätzen sowie dem Simulationsprogramm dieses Abschnittes ist eine Möglichkeit gegeben, Spannglieder mit Draht- oder Litzenbrüchen bei nachträglichem Verbund hinsichtlich des Tragverhaltens rechnerisch zu beurteilen. Man kann statt einzelnen Spannstählen eines Spannglieds auch komplette Spannglieder mit dem Simulationsprogramm erfassen und damit den kompletten Ausfall eines Spannglieds modellieren.

Auf Grundlage der ermittelten Resttragfähigkeit der Spannglieder kann der Tragwiderstand für die gesamte Konstruktion unter Voraussetzung eines Stahlversagens ermittelt werden. Bei statisch unbestimmten Tragwerken sind in speziellen Fällen die entsprechenden Zwangsbeanspruchungen (statisch unbestimmter Anteil des Moments aus Vorspannung usw.) bei ungünstiger Wirkung zu berücksichtigen.

Mit dem Ansatz von realen Lastbildern ist es möglich, eine reduzierte globale Restsicherheit für bestimmte Gebrauchszustände (Schwerverkehr usw.) deterministisch zu errechnen. Weiterhin können diese Ansätze auch für probabilistische Untersuchungen spezieller Grenzzustände verwendet werden.

Die Ergebnisse aus diesen Untersuchungen basieren auf Materialmittelwerten, die aus Zugprüfungen von Stählen abgebrochener Brücken ermittelt wurden. Die Ansätze ermöglichen eine Berechnung der Resttragfähigkeit bei bekanntem Bruchbild oder bei willkürlichem Bruchabständen. Mit diesen Ergebnissen stellt sich in einem nächsten Schritt die Frage, inwieweit mit einem Bruchankündigungsverhalten zu rechnen ist, was im nachfolgenden Kapitel Erläuterung findet.

8. BERECHUNG DER RESTTRAGFÄHIGKEIT UND DER FORMÄNDERUNG VORGESPANNTER KONSTRUKTIONEN MIT SPANGLIEDSCHÄDEN – ANWENDUNGSBEISPIELE

8.1 Grundsätzliche Bemerkungen zu den Untersuchungen

Im vorliegenden Kapitel werden zwei Konstruktionen mit Spannstahl-, oder Spanngliedbrüchen hinsichtlich ihres Verformungs- und Tragverhaltens mit Hilfe von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen untersucht. Weiterhin werden die Berechnungsansätze aus dem Kapitel 7 als Grundlage für die Beispiele zur Ermittlung einer zufälligen Schädigung herangezogen und die Ergebnisse der Resttragfähigkeit mit den Ergebnissen der nichtlinearen Berechnungen gegenübergestellt und diskutiert.

Von besonderem Interesse ist die Frage, ob und in wieweit bei einer Konstruktion ein bestimmtes Vorankündigungsverhalten von Schäden vorausgesetzt werden kann und in welchem Umfang diese Zeichen für die Praxis einen Hinweis auf Schäden bei Bauwerksprüfungen darstellen können. Demgemäß wird bei diesen Berechnungen eine Gegenüberstellung des Trag- und Verformungsverhaltens bei charakteristischen Lastbildern in Abhängigkeit des Schädigungsgrads in den Vordergrund der Berechnungsergebnisse gestellt und detailliert behandelt. Der Unterschied des Verformungsverhaltens gleicher Konstruktionen mit unterschiedlicher Anzahl an Spannstahl- oder Spanngliedschäden bildet hierbei neben dem Auftreten von Rissen und lokalen Dehnungen einen Kernpunkt der Ergebnisinterpretation.

Basis für die Modellierung des Verbundverhaltens stellen die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen der Pull-Out-Versuche aus Kapitel 4 dar. Aus diesen Beziehungen ist im Falle eines Spanngliedbruches das Verformungs- und Dehnungsverhalten der Konstruktion im Wesentlichen abhängig.

Weiterhin werden die Ergebnisse von Belastungsversuchen einer Segmentbrücke mit sukzessiver Schädigung an bestimmten Stellen rechnerisch nichtlinear mit den ermittelten Verbundeigenschaften simuliert und den gemessenen Werten aus den Feldversuchen gegenübergestellt. Somit besteht die Möglichkeit, die Berechnungsmethode zu kontrollieren.

8.2 Beispiel 1: Vorgespannte Segmentbrücke der Firma PORR

Im Jahre 1975 wurde von der allgemeinen Baugesellschaft A. Porr im Rahmen eines Forschungsauftrages eine Segmentbrücke über die A23 Südosttangente in Wien errichtet, bei der die Fugen mit Epoxidharz verklebt und vorgespannt waren. Das Tragwerk diente als Verbindungsbauwerk zweier benachbarter Lagerplätze des Bauunternehmens, die durch die Autobahn getrennt waren. Infolge einer Nutzungsänderung und einer geplanten Einhausung der Autobahn im Bereich Absberg war die Brücke nicht mehr notwendig und außerdem störend für die Decke des Autobahntunnels. Aus diesen Gründen musste die Brücke im Jahre 2002 abgerissen werden. Im Zuge des Abbruchs konnten umfangreiche Untersuchungen zum Alterungsprozess sowie zerstörende Belastungsversuche des Tragwerks durchgeführt werden, indem komplette Spannlieder abschnittsweise durchtrennt wurden, da das Tragwerk ohnehin abgerissen werden musste.

Die wesentlichen Schwerpunkte der Untersuchungen waren die zerstörenden Belastungsversuche mit ausführlichen Messungen, Untersuchungen der Spannlieder und der Baustoffe sowie umfangreiche Untersuchungen an den Epoxidharzfugen [Kirchweiger und Köberl, 2003].

8.2.1 Beschreibung des Tragwerks

Die Porr Brücke, wie im Folgenden bezeichnet, überquerte mit einer Spannweite von 44,50 m als einfeldriges Tragwerk die Südosttangente A23 in Wien, das meistbefahrene Autobahnstück in Österreich. Die Achse des Tragwerks war im Grundriss eine Gerade und im Aufriss eine Nivellette mit einem Radius von 971,8 m. Die Brücke bestand insgesamt aus 18 Segmenten mit einer Länge von je ca. 2,46 m.



Bild 8.1 Porr Brücke im angehobenen Zustand während der Tunnelbauarbeiten

Das Tragwerk war als Hohlkastenquerschnitt mit einer Höhe von 2,10 m und einer Breite von 3,80 m ausgebildet, wobei die Fahrbahnplatte mit den Auskragungen eine Gesamtbreite von 6,20 m aufwies. Die Stege waren mit einer Dicke von 40 cm ausgeführt (Bild 8.1).

Die Segmente hatten eine Länge von 2,46 m und waren mit horizontalen und vertikalen Verzahnungen ausgebildet. Die 18 Elemente ergaben eine Gesamtlänge von etwa 44,50 m und waren mit insgesamt 20 Litzenspannliedern des Typs VT 120L längs vorgespannt. Der Verlauf der Spannlieder war abschnittsweise parabolisch und im mittleren Feldbereich geradlinig. Die Lagen der Spannlieder sind für den Auflager- und Feldbereich aus Bild 8.2 ersichtlich.

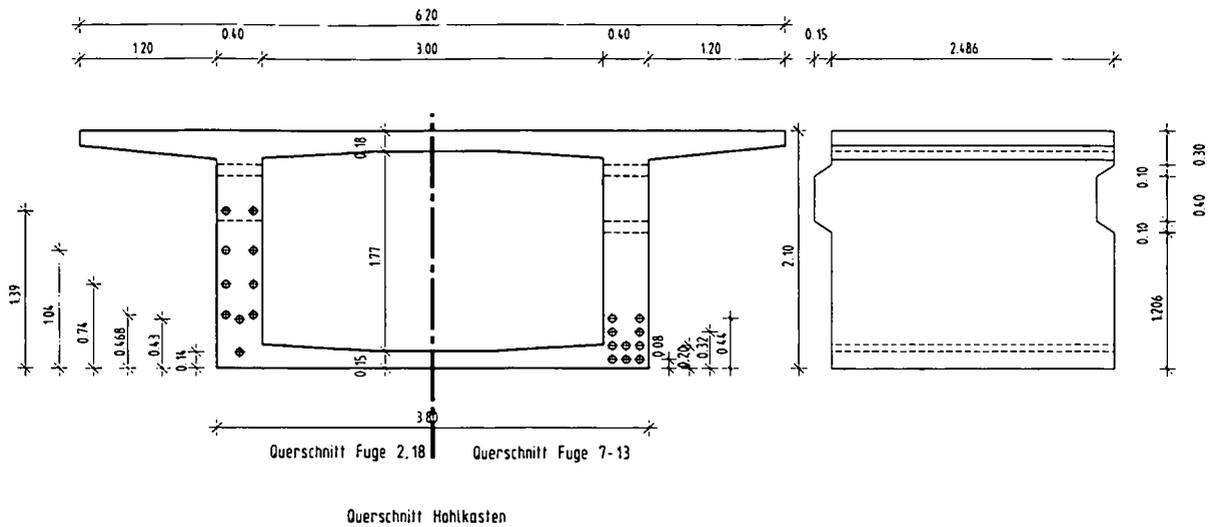


Bild 8.2 Querschnitt auflagnah und Mittelbereich sowie Seitenansicht eines Elements

Die Ergebnisse der Untersuchungen über Baustoffe, und Ausführungsqualität sind detailliert in [Kirchweger und Köberl, 2003] zusammengefasst und in Tabelle 8.1 als Mittelwerte dargestellt.

Material	Eigenschaft	Einheit	Wert
Spannstahllitzen St 1570/1770	Zugfestigkeit	[MPa]	1937,9
	Streckgrenze 0,2%	[MPa]	1762,0
	Elastizitätsmodul	[MPa]	187700,0
	Bruchdehnung	[%]	5,7
Betonstahl - Rippentorstahl 50	Zugfestigkeit	[MPa]	717,0
Beton B 500	Druckfestigkeit	[MPa]	71,2
	Elastizitätsmodul	[MPa]	37600,0

Tabelle 8.1 Materialkennwerte aus den Untersuchungen

Die Untersuchungsergebnisse wiesen nach einer Nutzungszeit von 27 Jahren einen äußerst guten Zustand des Tragwerks auf. Weiterhin wurde auch der Zustand der Spannglieder untersucht, indem Spanngliedabschnitte nach dem Abbruch geöffnet und im Labor hinsichtlich der Verpressqualität, der Spannstahlkorrosion und des Feuchtegrads untersucht wurden. Auch hier zeigte sich ein sehr guter Zustand der Ausführungsqualität.

8.2.2 Ergebnisse der Belastungsversuche

Im Zuge der Abbrucharbeiten konnten zerstörende Belastungsversuche des Tragwerks durchgeführt werden. Dazu musste das Tragwerk während der Bauarbeiten der Tunneldecke angehoben werden wie auf Bild 8.1 ersichtlich ist. Nach Abschluss der Arbeiten an der Tunneldecke konnte das Tragwerk auf Prüfniveau abgesenkt werden, was einen lichten Abstand zur Tunneldecke von ca. 80 cm ergab. Mit zwei hydraulischen Spannpressen konnte eine Prüflast in Fuge 9 (etwa Feldmitte) von 2000 kN erzeugt werden. Die Prüfspannglieder wurden bereits während des Bauablaufs in der Tunnelzwischenwand verankert. Somit konnte die Prüflast

über ein Querhaupt auf der Brückenoberseite und zwei hydraulischen Spannpressen weggesteuert an der Fuge 9 aufgebracht werden.

Neben der aufgetragenen Prüflast, die über den Öldruck gemessen wurde, wurden sämtliche Verformungen des Tragwerks mittels Flächennivellement [Jocksch, 2002], Dehnungen mittels Wegaufnehmern und die Kraft im Spannstahl mittels Dehnmessstreifen gemessen [Kirchweiger und Köberl, 2003], [Eichinger et. al., 2003 III].

Insgesamt wurden zehn Belastungsversuche durchgeführt, wobei der 1. Versuch am ungeschädigten Tragwerk durchgeführt wurde und beim 10. Versuch 50% der Spannglieder an den Fugen durchtrennt waren. Der Mittelwert des Widerstands für Biegung in Fuge 9 $M_{R,m}(F9)$ wird mittels eines interaktiven Programms zur Querschnittsberechnung INCA2 [Pfeiffer, 2003] bestimmt und in Tabelle 8.2 zusammengestellt. Dabei wurden die Materialparameter als Mittelwerte der Zugprüfungen der einzelnen Spannstahlitzen der Brücke herangezogen.

Versuch Nr.	Restfläche des Spannstahls	$M_{Rm,Vi}$ (Versuch) Biege- widerstand	$M_{Rm,Vi}$ / $M_{Rm,Vi}$	$M_{E,g}$ Moment inf. Eigenge- wicht	P_V Prüflast _i	$M_{E,Vi}$ Moment in- folge Prüflast	$M_{E,g}$ + $M_{E,Vi}$ = $M_{E,Ges,Vi}$	γ_{Vi} = $M_{E,Ges,Vi}/$ $M_{Rm,Vi}$
[%]	[%]	[%]	[-]	[MNm]	[MN]	[MNm]	[MNm]	[-]
1	100	82,22	1,00	23,48	2,00	21,72	45,21	1,82
2	80	67,94	0,83	23,48	2,00	21,72	45,21	1,50
3	80	67,94	0,83	23,48	2,00	21,72	45,21	1,50
4	80	67,94	0,83	23,48	2,00	21,72	45,21	1,50
5	70	61,24	0,74	23,48	2,00	21,72	45,21	1,35
6	70	61,24	0,74	23,48	2,00	21,72	45,21	1,35
7	70	61,24	0,74	23,48	2,00	21,72	45,21	1,35
8	60	53,15	0,65	23,48	2,00	21,72	45,21	1,18
9	60	53,15	0,65	23,48	2,00	21,72	45,21	1,18
10	50	43,61	0,53	23,48	1,80	19,54	43,03	1,01

Tabelle 8.2 Zusammenstellung der Tragmomente und Sicherheiten der einzelnen Versuche in Fuge 9

In der Tabelle 8.2 sind die rechnerischen Tragfähigkeiten der Brücke bei den einzelnen Versuchen dargestellt. Die Prüflast betrug in den ersten 9 Versuchen maximal 2000 kN, wobei die Last in Schritten aufgebracht wurde, während die Verformungen des Tragwerks zwischen den Lastschritten gemessen werden konnten. Die Ergebnisse zeigen, dass die Sicherheit gegenüber rechnerischem Versagen (Mittelwerte) in keinem Versuch geringer als 1,0 war. Lediglich beim letzten Versuch konnte die volle Prüflast von 2,00 MN nicht mehr vollständig aufgebracht werden, da ein Versagen der Brücke unter Umständen die Tunneldecke beschädigt hätte.

Berechnet nach der zur Errichtung zugrunde gelegten Norm DIN 4227 liegt das rechnerische Bruchmoment bei Versuch 10 mit $\beta_s=1570$ N/mm² bei 33,11 MNm. Die Lastmomente aus Eigenlast und Verkehrslast, welches der Berechnung laut der damals gültigen ÖNorm B4002 (1970) zugrunde lag, betrug in Feldmitte ca. 35,14 MNm. Weiterhin wäre die globale Restsi-

cherheit gegenüber Versagen (bezogen auf die Mittelwerte) bei Versuch 10 unter Einwirkung der normgemäßen Verkehrseinwirkung $\gamma_{v10, Norm} = 35,14/43,61 = 1,24$.

In Bild 8.3 sind die bei den Versuchen gemessenen Durchbiegungen des Tragwerks dargestellt. Erst ab dem 6. Versuch traten bemerkenswerte Verformungen von 171 mm auf, die im Bereich von $L/250$ liegen. Die bleibende Verformung betrug 21 mm. Bei Versuch 10, bei rechnerischem Bruchversagen, betrug die Verformungen 322 mm, was bezogen auf die Stützweite ein Verhältnis von $L/136$ ergibt.

Am Ende des 9. Versuchs konnte eine deutliche plastische Verformung des Tragwerks durch Überschreiten der Fließgrenze der Spannstahliliten festgestellt werden, was ein Versagen der Konstruktion ankündigte.

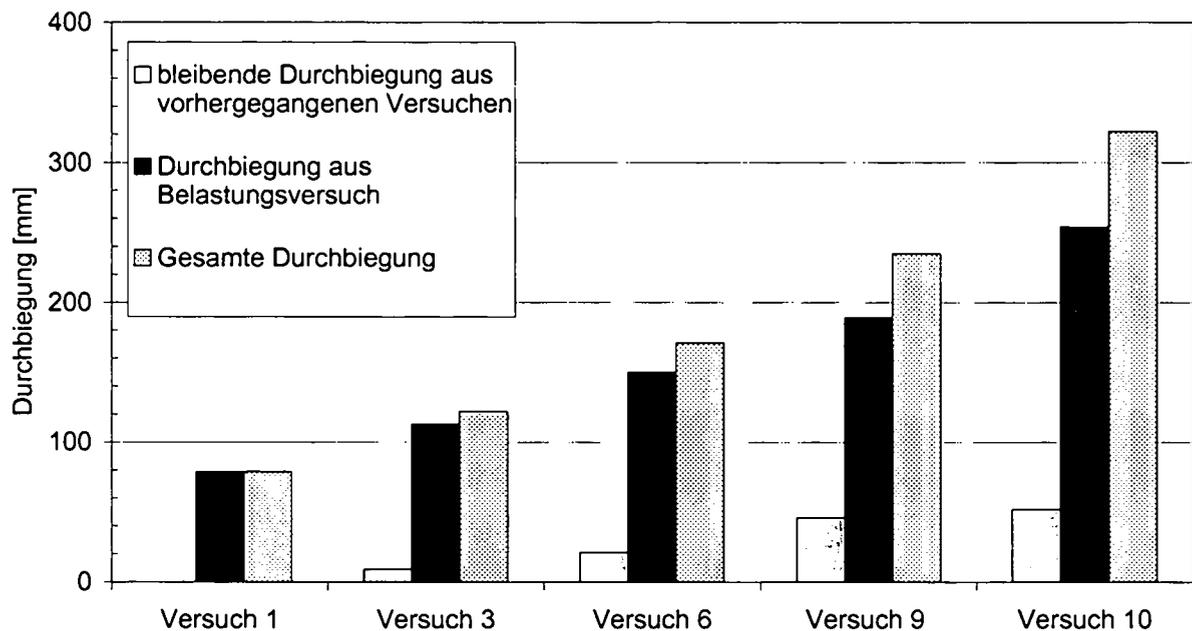


Bild 8.3 Zusammenstellung der Verformungen aus den Versuchen (Prüflast Versuch 1-9: 2,0 MN, Versuch 10: 1,8 MN)

Weiterhin wurde die Rissbildung des Tragwerks untersucht, indem die Risse nach jeder Laststufe gekennzeichnet und dokumentiert wurden (Bild 8.4). Die Rissbildung beschränkte sich auf die Elemente 6 bis 11, wo auch die Spannglieder durchschnitten wurden. Das Rissbild stellte sich im Wesentlichen nach den ersten Versuchen ein und erweiterte sich in Rissbreite und Rissursprung bis zum 10. Belastungsversuch.

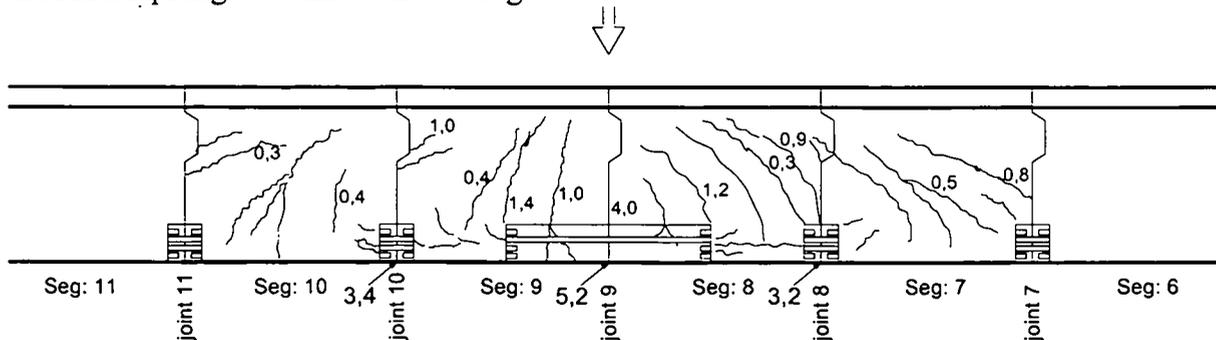


Bild 8.4 Rissbildung an den Segmenten 6 bis 11 bei Versuch 7 (Prüflast 2000 kN, Rissbreite in [mm]), [Kollegger et. al., 2005]

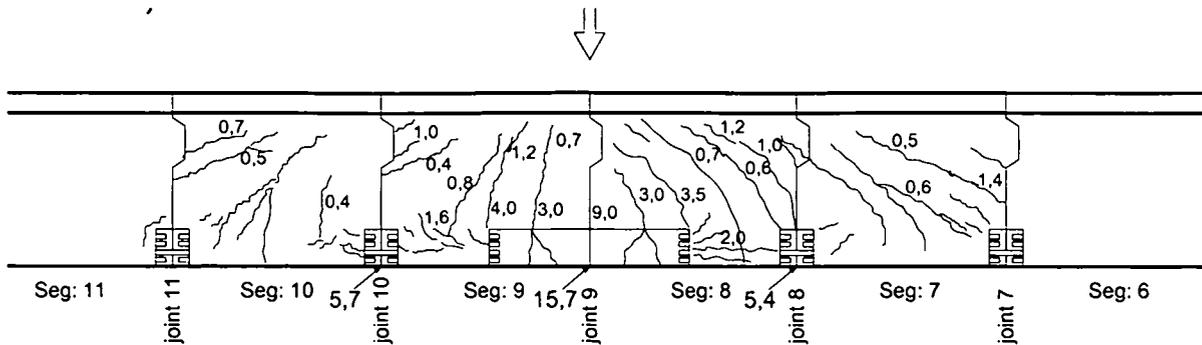


Bild 8.5 Rissbildung an den Segmenten 6 bis 11 bei Versuch 10 (Prüflast 2000 kN, Rissbreite in[mm])
[Kollegger et. al., 2005]

Die Rissbildung kündigte das Versagen der Konstruktion mit Rissweiten von bis zu 4,0 mm deutlich an, wie in Bild 8.5 erkennbar ist. Ebenso konnte an den Fugen eine signifikante Rissbildung mit Rissweiten bei Versuch 10 von 15 mm festgestellt werden.

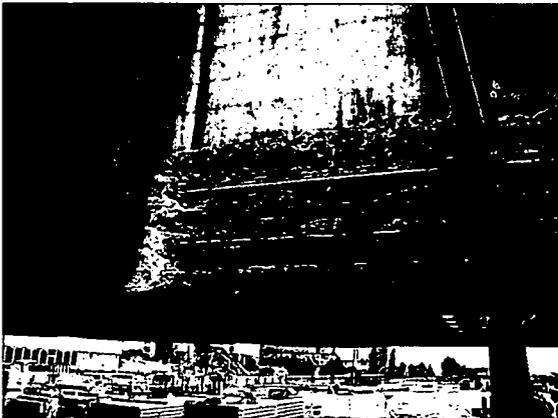


Bild 8.6 freigelegte Spannglieder bei Fuge 9 (links) und Durchtrennen der Spannglieder (rechts)

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass alle Untersuchungen am Tragwerk ein sehr positives Gesamtergebnis ergaben. Die materialtechnologischen Prüfungen an Beton, Bewehrungstahl und Spannstahl lieferten außerordentlich gute Ergebnisse. Der Zustand der Spannstähle, der Verpressqualität und der Zustand der Fugen war ebenfalls sehr gut. Die Belastungstests lieferten sehr gute Ergebnisse mit einem ausgeprägten Ankündigungsverhalten vor Versagen.

8.2.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Belastungsversuche

Zur Verifizierung der Berechnungsmethode mit den verwendeten Ergebnissen aus den Pull-Out-Versuchen und den Dehnkörperversuchen wurden Belastungsversuche mittels einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung mit dem Programmsystem ATENA 2 simuliert. Dabei werden die Belastungsversuche 1 und 10 mit den jeweiligen Spanngliedschäden simuliert. Die Spannglieder werden als Bewehrungselemente im Programm mittels einer Verbundspannung-Schlupfbeziehungen unter realen geometrischen Bedingungen mit einem 2-D-Modell auf Grundlage eines ebenen Spannungszustandes modelliert (Tabelle 8.3). Die verwendeten Verbundspannung-Schlupfbeziehungen stammen aus den Versuchen der Pull-Out-Körper (vgl. Kap. 4).

Variable	Bezeichnung	Einheit	Mittelwert
<i>Einwirkungen</i>			
g_1	Eigenlast	[kN/m]	81,3
g_2	Ausbaulast	[kN/m]	19,0
$P_{v,i}$	Prüflast im Versuch	[kN]	0 - 2000
<i>Materialkennwerte Beton (Betongüte nach Plan: B500)</i>			
f_c	Zylinderdruckfestigkeit Beton	[MPa]	71,4
E_c	Elastizitätsmodul Beton	[GPa]	37,6
μ	Querdehnzahl	[-]	0,2
G_f	Bruchenergie	[N/m]	$1,0 \cdot 10^{-5}$
f_t	Zugfestigkeit Beton	[MPa]	1,25
ε_c	Grenzstauchung	[-]	0,0028
<i>Quadrilateral Element, CCQ10SBeta</i>			
<i>Materialkennwerte Betonstahl Rippentorstahl 50</i>			
$R_{m,s}$	Zugfestigkeit Betonstahl	[MPa]	717
<i>Materialkennwerte Spannstahllitzen St1570/1770</i>			
$f_{p,m}$	Zugfestigkeit	[GPa]	1,937
$f_{p,0,2}$	0,2% Streckgrenze	[GPa]	1,762
E_π	Elastizitätsmodul	[GPa]	187,7
ε_{br}	Bruchdehnung	[-]	0,056
τ_b	Verbundspannung	[MPa]	Analog den Versuchsergebnissen aus Kapitel 4

Tabelle 8.3 Kennwerte für die FE-Berechnung

Die Eigenlast der Konstruktion wurde schrittweise in Laststufen aufgebracht. Die Prüflast wurde als eingeprägte Verschiebung im Bereich der Oberseite der Fuge 9 über Lastverteilungsplatten aus Stahl mit linearem Materialmodell sukzessive aufgebracht. Als Iterationsverfahren wurde das Standard Newton-Raphson Verfahren angewandt. Die Steifigkeitsermittlung erfolgte nach jedem Lastschritt.

Anhand der Berechnungsergebnisse kann in erster Linie das Verformungsverhalten geschädigter Konstruktionen dem Verhalten intakter Konstruktionen gegenübergestellt werden. Die dadurch gewonnenen Ergebnisse liefern Anhaltspunkte zur Abschätzung eines Ankündigungsverhaltens und werden mit den gemessenen Ergebnissen aus dem Feldversuch verglichen. Somit konnte die Genauigkeit des Rechenverfahrens kontrolliert werden. Zu bemerken ist jedoch allerdings, dass die FE-Simulation nur das Eigengewicht der Konstruktion berücksichtigt. Die Ausbaulast (Fahrbahn, Randbalken usw.), die jedoch während der Versuche noch teilweise am Tragwerk vorhanden war, wurde nicht mitsimuliert. Aus diesen Gründen zeigt sich im Kraft-Verformungsdiagramm eine höhere Bruchlast von ca. 2,2 MN im 10. Belastungsversuch. Deshalb ist der Vergleich der Last-Verformungsbeziehungen der Versuche und der FE-Simulation nur unter der Berücksichtigung der Ausbaulast möglich, die die Berechnungsergebnisse verändern würde.

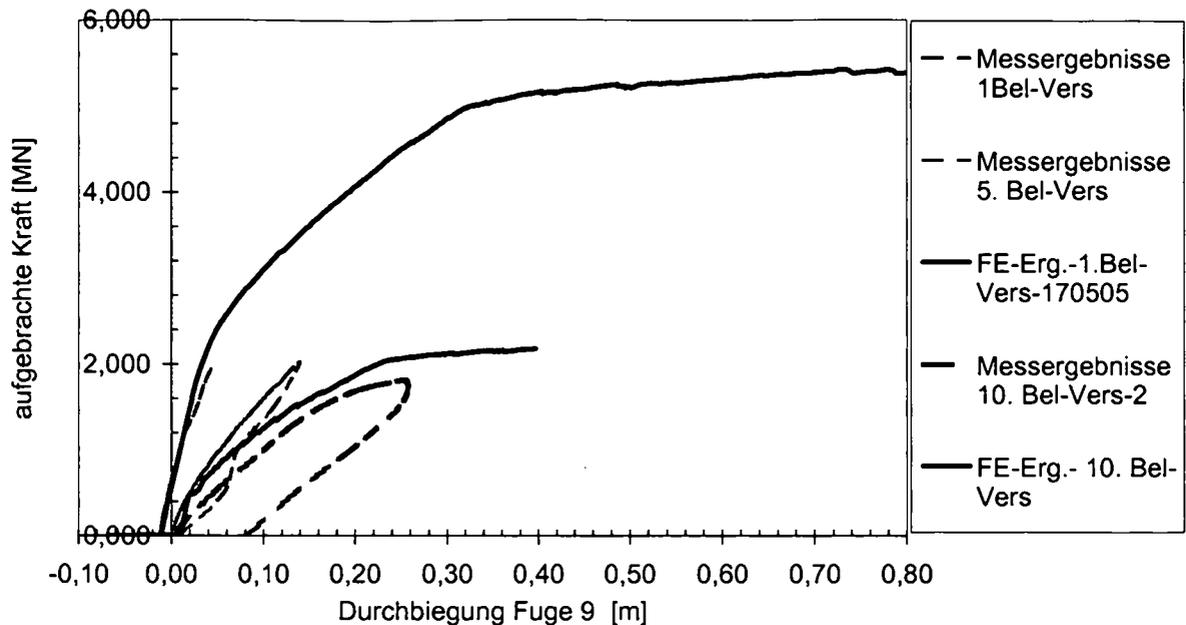


Bild 8.7 Prüflast –Durchbiegungs Diagramm für die Belastungsversuche an der PORR Brücke

In Bild 8.7 ist das Prüflast-Verformungsverhalten der Brücke bezogen auf die Durchbiegung in Fuge 9 dargestellt. Die Konstruktion hätte ohne Vorschädigung bei einer Gesamtprüflast von etwa 5,3 MN versagt. Dieses Ergebnis zeigt eine gute Übereinstimmung mit der analytischen Berechnung, zusammengefasst in Tabelle 8.2. Auch die gemessene Verformung während des Belastungsversuchs mit den Wegaufnehmern zeigen gute Übereinstimmung mit den Rechenergebnissen.

8.2.4 Simulation von willkürlichen Spannstahlbrüchen an den Fugen

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Brücke mit Spanngliedbrüchen an beliebigen Stellen wird die Konstruktion mit dem Simulationsprogramm (Kapitel 7) weiterführend untersucht.

Bei Segmentbrücken mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund liegen die konstruktiven Schwachpunkte an den Segmentfugen. Die Fugenfüllstoffe sind bei älteren Tragwerken durch oftmalige Zug-Druck-Belastung schadhaf und erfüllen ihre abdichtende Funktion aufgrund des Haftverlustes zu einem Element nicht mehr. Somit können schadhafte Substanzen oder Sauerstoff ungehindert durch die Fugenöffnungen an die Spannglieder herantreten und Korrosion verursachen. Die bekannten Schadensfälle, aufgeführt in Kapitel 2, geben Aufschluss über die Problematik von Segmentbrücken. Aus diesen Gründen ist eine Schädigung der Spannglieder mit der höchsten Auftrittswahrscheinlichkeit verbunden. Im Simulationsprogramm wird daher das Auftreten von Brüchen an den Segmentfugen modelliert und gleichzeitig davon ausgegangen, dass gesamte Spannglieder versagen.

Prinzipiell können zwei unterschiedliche Schadensszenarien eintreten. Zum einen können an schadhafte Fugen mit Öffnungsbreiten in der Größenordnung von 0,5mm ungehindert Schadstoffe durch korrodierte Hüllrohre an die Spannglieder gelangen und an einer Fuge somit auch mehrere Spannglieder gleichzeitig schädigen. Zum anderen ist es auch möglich, dass die Fugenfüllmasse nicht durchgehend schadhaf ist und nur einzelne (z.B. außenliegende) Spannglieder beeinträchtigt werden und dies an unterschiedlichen Fugen geschieht.

Bei der ersten Möglichkeit ist eine Simulation mit dem Programm nicht notwendig, da bei bekanntem Schadensbild mit mehreren Spanngliedbrüchen an einer Stelle die Resttragfähigkeit

leicht zu ermitteln ist. Für dieses Szenario wurden auch die Belastungsversuche mit Durchtrennung von 50% der Querschnittsfläche durchgeführt. In derartigen Fällen müssten unter normalen Umständen jedoch Anzeichen von außen (Rissbildung, Korrosionsspuren usw.) ersichtlich sein.

Für den zweiten Fall, einer Schädigung von Spanngliedern an unterschiedlichen Stellen nach dem Prinzip von Zufallsgrößen, kann bei geringem Schädigungsgrad nicht unbedingt von außen erkennbaren Anzeichen ausgegangen werden. Für dieses Szenario ist eine Simulation von Schäden an verschiedenen Stellen mit anschließender Berechnung der Tragfähigkeit sinnvoll und für die Praxis hilfreich.

Die Vorspannung der Brücke wird als ganzes mit 20 Spanngliedern zu je 12 0,5“ Litzen über 18 Fugen modelliert. Als Eintragungslänge für ein Spannglied werden die Ergebnisse aus Kapitel 6 mit 1,40 m gewählt. Somit ergeben sich für das Programmsystem 20 Stützstellen (18+2 Fugen) und 20 Spannglieder. Insgesamt beträgt die theoretisch maximale Bruchanzahl 400. Mit dem Simulationsprogramm wird der Schädigungsprozess gestartet und die Resttragfähigkeit nach jedem ausgelöstem Bruch berechnet.

Bei vorausgesetztem Stahlversagen, dass bei einer reduzierten Stahlfläche zutreffend ist, kann die Biegetragfähigkeit in Abhängigkeit der Schadensanzahl ermittelt werden. Für dieses Beispiel ist das Ergebnis für 10 Simulationsläufe in Bild 8.8 dargestellt. Das Ergebnis der Biegetragfähigkeit ist als Verhältniswert zur ungeschädigten Konstruktion dargestellt.

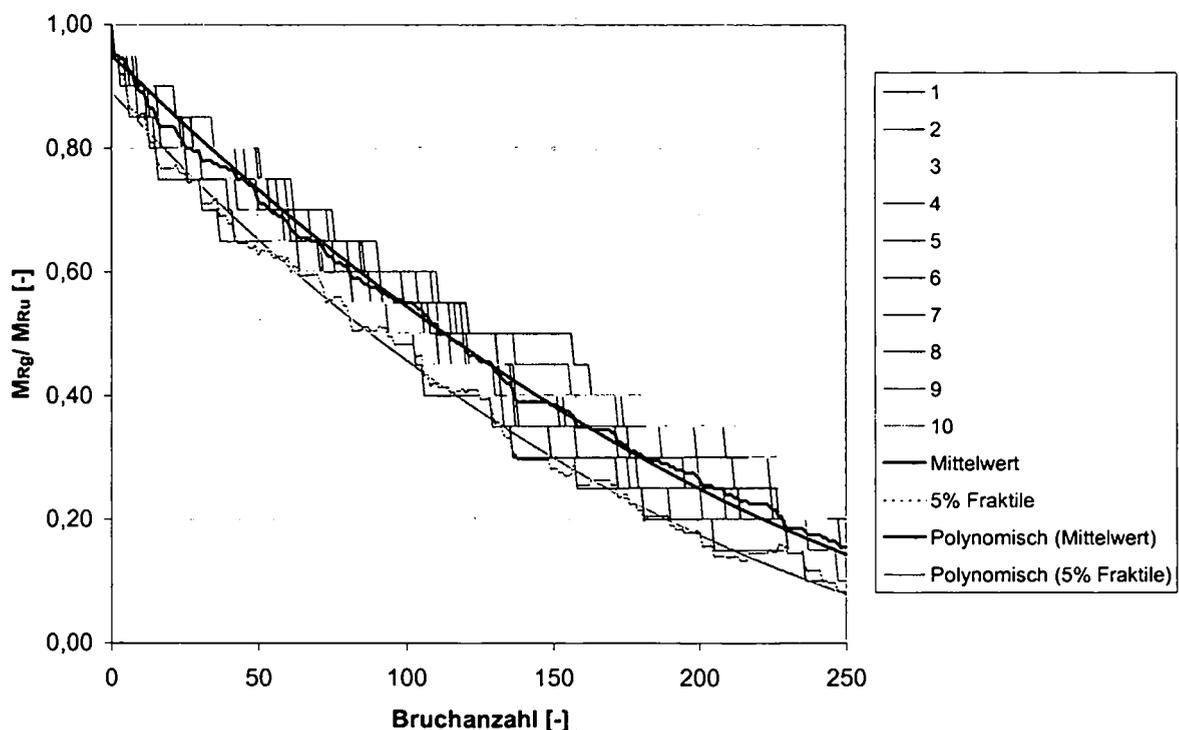


Bild 8.8 Verhältnis Resttragfähigkeit in Abhängigkeit der Bruchanzahl

Aus Bild 8.8 ist ersichtlich, dass sich die Tragfähigkeit mit steigender Bruchanzahl bis 400 Brüchen dem Wert 0 annähert. In der Grafik sind die Ergebnisse von 10 Einzelsimulationen, der daraus resultierende Mittelwert sowie eine 5% Fraktile, errechnet aus den Standardabweichungen der Simulationen dargestellt. Für die Tragfähigkeit wurde jeweils das Minimum aus den einzelnen Stützstellen (Elementfugen) dargestellt. Betrachtet man die Mittelwerte der 10 Simulationen, so ergibt sich bei 50 Brüchen eine Resttragfähigkeit von 73 % und bei 150 Brüchen von 38%. Diese Ergebnisse zeigen, dass auch bei vielen Bruchstellen von gesamten

Spanngliedern hohe Resttragfähigkeiten erreicht werden können und ein plötzliches Versagen erst nach einer hohen Bruchanzahl unter charakteristischen Lasten eintreten wird.

Von besonderem Interesse ist jedoch an dieser Stelle das Formänderungsverhalten bei einer Bruchanzahl und das Tragverhalten. Deshalb wird im folgenden Abschnitt eine Untersuchung der Brücke mittels einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung mit Spanngliedbrüchen durchgeführt.

8.2.5 Nichtlineare Finite-Element Berechnung der Brücke unter Simulation von zufällig verteilten Brüchen

Um Aufschlüsse über die Verformungseigenschaften der Brücke mit zufällig verteilten Brüchen zu erhalten, wurden die aus dem Simulationsprogramm erhaltenen Bruchbilder als Spannstahlbrüche mit einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung simuliert. Die Brücke wurde als idealisierter Querschnitt mit zweidimensionalen Elementen unter der Annahme eines ebenen Spannungszustandes simuliert. Die Spannglieder wurden als Bewehrungselemente, bestehend aus 12 Einzellitzen mit Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen modelliert und auf ein angenommenes Niveau von 0,95 GPa vorgespannt.

Die ständige Last der Konstruktion wurde als Elementlast in Lastschritten aufgebracht, die Ausbaulast mittels zweier eingepprägter Verschiebungen nahe der Fugen 8 und 12. Auch die Verkehrslast, die nach Bemessungsnorm aus einer Flächengleichlast und einer Fahrzeuglast bestand, wurde durch den gleichen verformungsgesteuerten Lastschritt sukzessive aufgebracht. Als Iterationsverfahren wurde das Newton-Raphson Verfahren mit kontinuierlicher Steifigkeitsermittlung gewählt.

8.2.5.1 Ergebnisse der Berechnung ohne Brüchen

Aus Vergleichszwecken wurde die Brücke zunächst ohne Spanngliedbrüche simuliert. Die Vorspannung, bestehend aus 20 Spanngliedern des Typs VT 120 L aus 12 Litzen 0,5" mit insgesamt $20 \cdot 12 \text{ cm}^2$, beträgt je Spannglied ohne Berücksichtigung der Verluste 1,2 MN.

Für die Verbundeigenschaften wurden die Spannglieder mit dem wirksamen Umfang der 12 Einzellitzen von 605,5 mm und den Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus den Untersuchungen aus Kapitel 6 modelliert.

In Bild 8.9 ist das Last- Durchbiegungsdiagramm für die Brücke ohne Brüchen als Referenzberechnung dargestellt. Die Durchbiegung bezieht sich auf einen Ausgangswert einer ideal geraden Ausgangslage ohne Überhöhung oder Durchhang der Konstruktion. Die Eigenlast der Konstruktion beträgt für den Brückenquerschnitt in etwa 3,5 MN, die als Elementlast aufgebracht wurde. Die restliche Belastung ist als Summe der weggesteuerten Verschiebungen in Fuge 8 und 12 angegeben. In der Grafik ist die Gesamtlast als Summe der Anteile aus Eigenlast und weggesteuerter Verschiebung dargestellt.

Die Brücke erreichte nach einer Gesamtlast von 9,5 MN den plastischen Bereich, was durch das Fließen des Spannstahls hervorgerufen wurde, und zeigte bis zu einer Last von 9,8 MN ein duktileres Verhalten. Allerdings wurde die Berechnung nicht bis zum Versagen der Brücke infolge Erreichen der Bruchdehnung des Spannstahls durchgeführt, sondern nach einem Lastschritt bei einer Spannstahlspannung von 1,78 MN bei einer maximalen Stahldehnung von 1,45 % abgebrochen.

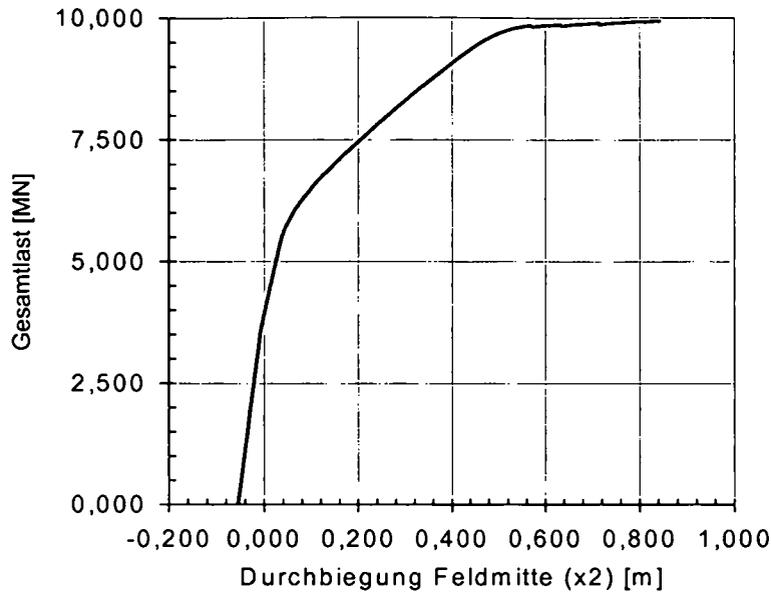


Bild 8.9 Belastungs-Verformungs-Beziehung

Weiterhin kann aus Bild 8.9 der Übergang von Zustand I zu Zustand II bei ca. 6,0 MN und einem Durchhang von 2 cm durch die Änderung des Kurvenverlaufs deutlich erkannt werden. Nach dem Übergang in Zustand II ist ein nahezu ideal-elastisches Verhalten der Konstruktion bis zum Erreichen der Fließgrenze bei einer Durchbiegung von 50 cm und einer Gesamtlast von 9,0 MN zu erkennen.

Step 1320,
Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <-1.794E-03;1.020E-02>[None]



Bild 8.10 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 1320,

Die Brücke ist im Bild 8.10 als verformtes System mit 1,0facher Darstellung bei Lastschritt 1320 nach Überschreiten der Fließgrenze dargestellt. Dabei beträgt die Spannstahlspannung 1780 MPa bei einer Dehnung von 1,45%. Weiterhin sind die Betondehnungen dargestellt. Deutlich zu erkennen ist der Bereich der starken Beanspruchung in Feldmitte bei einer max. Dehnung von +1,0 %, was erhebliche Rissweiten in diesen Bereichen hervorrufen würde.

Die Druckzone ist auf die obere Fahrbahnplatte begrenzt und erfährt Betonstauchungen von max. 0,18 %. Somit kann davon ausgegangen werden, dass die Brücke wegen der ausreichend großen Druckzone infolge Fließens des Stahls versagen würde, was durch eine Vorankündigung im Zuge einer Brückeninspektion eindeutig zu erkennen wäre.

8.2.5.2 Ergebnisse der Berechnung mit 50 Brüchen

In diesem Abschnitt wird das gleiche Tragwerk mit 50 Spannstahlbrüchen, die willkürlich über die Fugen der Konstruktion und die Spannglieder nach Bild 8.11 verteilt sind, simuliert.

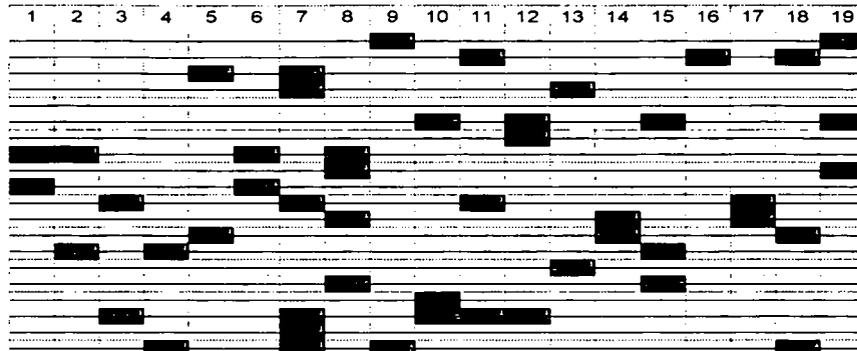


Bild 8.11 Schema mit 50 Brüchen an den Fugen 1 bis 19

Die Berechnung wurde analog der Berechnung des ungeschädigten Trägers durchgeführt und die Vorspannung auf alle Spanngliedabschnitte in Lastschritten aufgebracht. Ähnlich wie bei der Berechnung ohne Spanngliedbrüche verhielt sich die Konstruktion gleichartig mit einem ungerissenen elastischen und einem plastischen Bereich, der jedoch ein kürzeres Fließplateau aufzeigt. Die Brücke versagte bei einer Gesamtlast von 8,0 MN und einer Durchbiegung von 65 cm, was in etwa 75% -80% der Traglast der ungeschädigten Brücke entspricht (Bild 8.12).

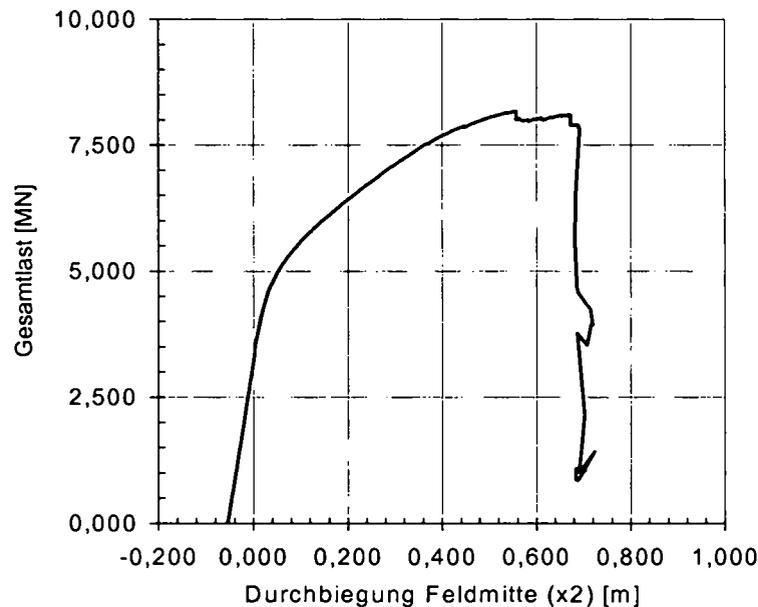


Bild 8.12 Belastungs-Verformungs-Beziehung

In Bild 8.13 sind die Ergebnisse des Lastschrittes kurz vor dem Bruchzustand als Dehnungen am verformten System dargestellt. Deutlich zu erkennen ist der Unterschied zwischen Druck und Zugzone sowie die ausgeprägte Durchbiegung von 65 cm.

Step 1301,
 Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <-1.839E-03;7.082E-02>[None]



Bild 8.13 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 1301

In den Bereichen der großen Schädigung ist ein starker Dehnungszuwachs über 1,0 % bis zu einem Maximalwert von 7,0 % zu erkennen, was eine starke Rissbildung mit auffälligen Rissweiten zur Folge hat. Diese Bereiche sind jedoch auf die Stellen mit einer hohen Anzahl von Spannstahlbrüchen beschränkt. In diesem Fall würden im Rahmen einer Inspektion die geschädigten Bereiche erkannt werden und könnten als Zeichen von Spannstahlbrüchen ge- deutet werden.

8.2.5.3 Vergleich der Ergebnisse – Zusammenfassung

Anhand der in den folgenden Diagrammen dargestellten Ergebnisse sind die Unterschiede in der Bruchanzahl der Berechnungen deutlich zu erkennen.

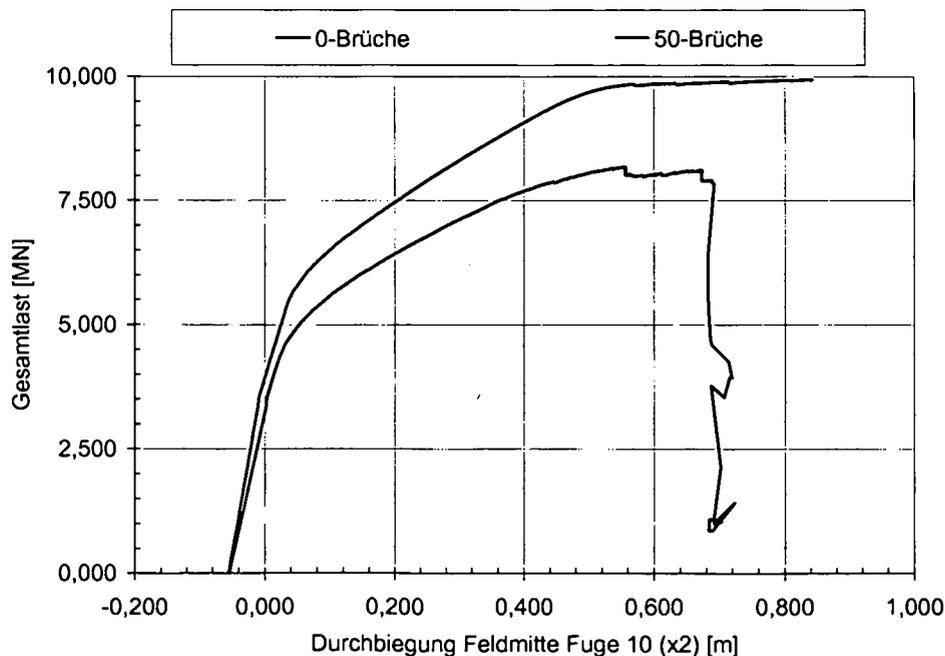


Bild 8.14 Last-Verformungsbeziehung – Vergleich

Während die Brücke ohne Vorschädigung eine Gesamtlast von über 9,8 MN tragen kann, kommt es bei der Konstruktion mit 50 Brüchen bei ca. 8,0 MN zum Versagenseintritt. Weiter-

hin ist die maximale Durchbiegung bei der Brücke mit 50 Brüchen weitaus geringer als bei der ungeschädigten Konstruktion, da es lokal an Stellen der größten Schwächungen zu Spannungumlagerungen und somit zu starken plastischen Verformungen von Spanngliedabschnitten kommt, die bis zur Bruchlast ansteigen. Durch diese Spannungumlagerungen ergeben sich lokale Dehnungszuwächse, die ein Versagen der Konstruktion bei geringeren Gesamtverformungen gegenüber dem ungeschädigten Spannglied hervorrufen.

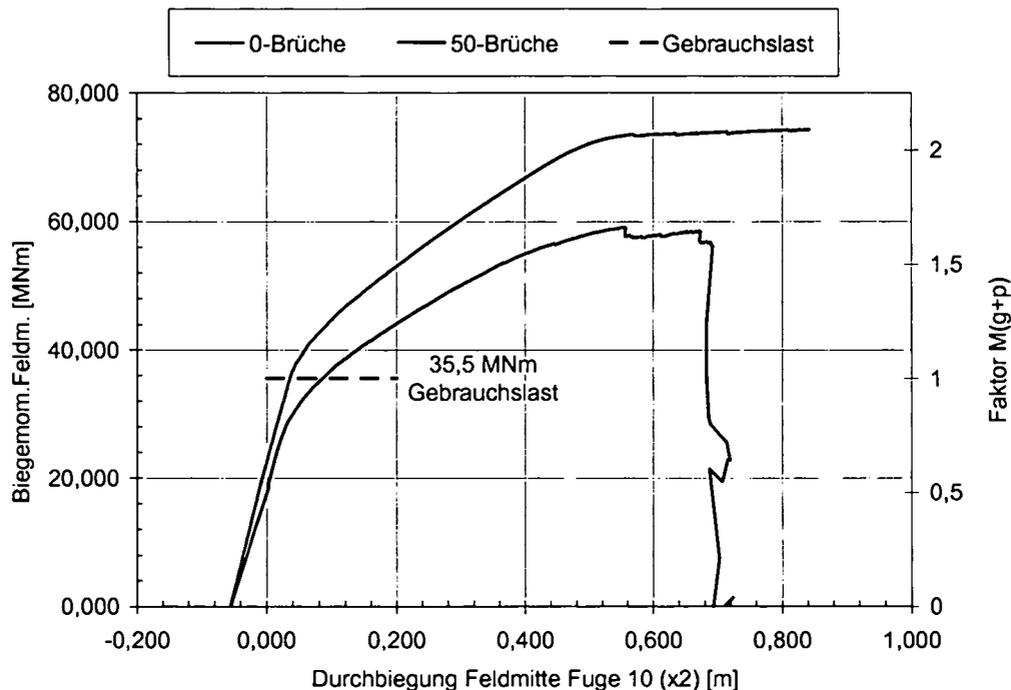


Bild 8.15 Biegemoment-Verformungsbeziehung – Vergleich

In Bild 8.15 ist die Momentenbeanspruchung in Abhängigkeit von der Durchbiegung dargestellt. Weiterhin ist die Biegebeanspruchung, resultierend aus dem Gebrauchszustand aus ständiger Last und Verkehrslast gemäß ÖNorm B4002 (1970), die zum Zeitpunkt der Errichtung als Bemessungsgrundlage diente, abgebildet. Die Biegebeanspruchung bei Überschreiten der Elastizitätsgrenze liegt im Bereich von 75 MNm und steigert sich rechnerisch bis zu einem Wert von 82 MNm, was aus der analytischen Berechnung resultiert. Bei der Konstruktion mit 50 Brüchen erreicht die Biegetragfähigkeit im Bruchzustand 58 MNm was eine Reduktion der Tragfähigkeit im Vergleich zum ungeschädigten Tragwerk von etwa 25 % ergibt.

Im Gebrauchszustand ergibt sich nach normgemäßer Belastung eine Biegebeanspruchung von 35,5 MNm infolge ständiger Last und Verkehrslast, was von der geschädigten Konstruktion mit 50 Brüchen bei einer globalen reduzierten Sicherheit von 1,6 aufgenommen werden kann (auf Mittelwerte bezogen). Anzumerken ist bei den Ergebnissen, dass sämtliche Untersuchungen mit Baustoffmittelwerten aus Versuchen am Beton und Spannstahl durchgeführt wurden. Im Falle einer Betrachtung mit charakteristischen Baustoffkennwerten reduzieren sich die angegebenen Werte und führen zu einer geringeren Restsicherheit. Allerdings ist diese Auswirkung eher gering, da die Streuung der Zugfestigkeit des Spannstahls bei einem Mittelwert von 1930 MPa lediglich 22,3 MPa betrug. In Bild 8.16 und Bild 8.17 sind die Ergebnisse beider Simulationen für den Lastschritt abgebildet, der eine Beanspruchung auf Gebrauchslastniveau widerspiegelt.

Step 104,
Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <-5.226E-04;1.149E-04>[None]



Bild 8.16 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} , Gebrauchslastniveau, 0 Brüche

Step 220,
Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <-5.580E-04;2.648E-03>[None]



Bild 8.17 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Gebrauchslastniveau, 50 Brüche

Bei den Ergebnissen mit 0 Brüchen ist nahezu kein Bereich mit Zugbeanspruchung vorhanden und die Konstruktion somit im Zustand der Dekompression. Lediglich im mittleren Feldbereich ist innerhalb der Bodenplatte der Brücke ein kleiner Bereich mit Zugdehnungen vorhanden. Demzufolge ist der Querschnitt überdrückt und befindet sich unter Gebrauchslasten im Zustand I. Aus diesen Gründen dürfen aus Lastbeanspruchung keine bemerkenswerten Rissbreiten auftreten. Die somit vorhandenen Rissbreiten liegen deshalb unter 0,3 mm und sind zumeist aus sonstigen Umständen (Temperatur, Schwinden usw.) aufgetreten.

Bei der Berechnung mit 50 Brüchen ergeben sich bei gleichem Lastniveau bereits Dehnungen im mittleren Feldbereich, die ein Ansteigen der Dehnungsnulllinie bis zur Querschnittschwerlinie verursachen. In dem Bereich ergeben sich großflächig nennenswerte Zugdehnungen in Größenordnungen von über 0,03% bis 0,06%, die eine Rissbildung zur Folge haben. Innerhalb der Bereiche mit einer größeren Anzahl von Brüchen ergeben sich Dehnungszuwächse bis über 0,2%, was im Mittel Rissbreiten von 0,5 mm ergeben würde. Eine Rissbildung im Bereich der Fugen oder Fugenöffnungen deutet somit auf Spannstahlbrüche hin und könnte als Ankündigungszeichen betrachtet werden, das während einer Brückenprüfung durch fachkundiges Personal im Regelfall erkannt wird. Allerdings sind diese Rissbildungen auf mittlere Feldbereiche beschränkt, da in Auflagernähe keine Risse vor Versagen entstehen müssen. Weiterhin sind an den Stellen, die durch die FE-Simulation anhand Bild 8.17 erkennbar

sind, mindestens 3 von 20 Spanngliedern gebrochen. Bei einer geringeren Bruchanzahl an einem Querschnitt ist der Spannungszuwachs an der Stelle zu gering, um bemerkenswerte Rissbildungen auszulösen.

Festzuhalten bleibt, dass bei einer Schädigung mit 50 willkürlich verteilten Brüchen eine hohe Resttragfähigkeit vorhanden ist und die Konstruktion ausreichend Tragfähigkeit gegenüber der Verkehrseinwirkung nach der Belastungsnorm hat. Weiterhin ist durch die örtliche Dehnungszunahme die Erkennung von Brüchen im mittleren Stützweitenbereich möglich, da die Konstruktion das Rissmoment überschritten hat. Im Bereich der Auflager ist die Ortung von Spannstahlbrüchen durch Rissbildungen wegen der geringen Biegebeanspruchung, die unterhalb des Rissmoments der Konstruktion liegt, nicht möglich.

8.3 Beispiel 2: Hochbauträger mit beschränkter Vorspannung

Als weiteres Beispiel wird eine Konstruktion aus dem Hochbau/Industriebau gewählt, da es bei einem Tragwerk dieser Ausführungsart in Deutschland Ende der 90er Jahre zu einem Totalversagen aufgrund ständiger Lasten kam. Dieser Schadensfall war der Auslöser für eine Vielzahl von Untersuchungen an vergüteten Spannstählen, die in den 60er Jahren verwendet wurden. Über einen langen Zeitraum war die Problematik der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion nicht eindeutig geklärt und das Risiko nicht einschätzbar.

Aus diesen Gründen wird die Frage nach der Möglichkeit eines Tragwerkeinsturzes am Beispiel eines vorgespannten Trägers mit I-förmigem Querschnitt und parabolischem Spanngliedverlauf untersucht. Dabei werden Spanngliedbrüche, die willkürlich über die Tragwerkslänge verteilt sind, simuliert.

8.3.1 Beschreibung der Konstruktion

Der Träger stellt ein charakteristisches Bauteil einer Industriehalle dar, das nach dem Stand der Technik errichtet wurde und den Konstruktionsprinzipien der 60er Jahre entsprach. Das untersuchte Bauteil stellt eine abschließende Dachkonstruktion einer eingeschossigen Produktionshalle mit einer Spannweite von ca. 18,00 m bei einer Höhe über Fussboden von 6,00 m dar. Der Träger ist an den Enden frei drehbar und statisch bestimmt auf Kragstützen gelagert. Die Stützen-Riegel-Konstruktion ist in einem Rasterabstand von 5,00 m ausgeführt und bildet das Tragsystem für die Gebäudeaußenhülle. Wegen der geringen Nutzlasten und des geringen Eigengewichts ergeben sich relativ geringe Belastungen für den Träger im Vergleich zu einer Spannbetonbrücke.

Das Tragwerk hat in erster Linie neben dem Konstruktionsgewicht die Tragkonstruktion der Dachhaut sowie deren Dämmung und Abdichtung abzutragen. Als Nutzlast fallen wegen der geringen Dachneigung hauptsächlich Schneelasten an. In Bild 8.18 ist die Konstruktion dargestellt.

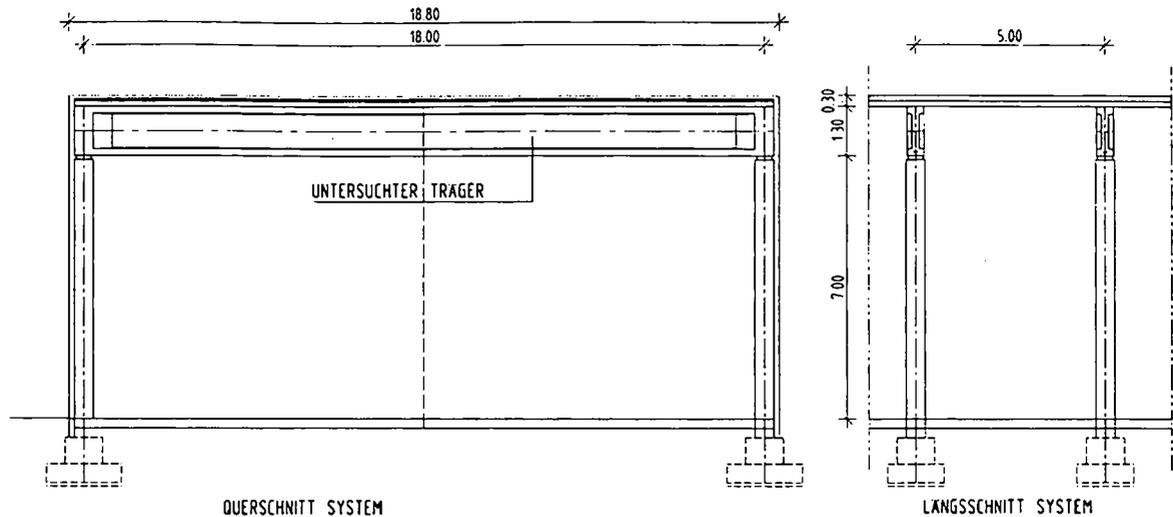


Bild 8.18 Systemzeichnung des untersuchten Trägers

Für die Konstruktion wurden neben den bereits erwähnten Spannstählen, (vgl. Kapitel 4 und 5) charakteristische Baustoffe für die Simulation verwendet.

Variable	Bezeichnung	Einheit	Mittelwert
<i>Materialkennwerte Beton (Betongüte nach Plan: B45 - DIN 1045)</i>			
f_c	Zylinderdruckfestigkeit Beton	[MPa]	40
E_c	Elastizitätsmodul Beton	[GPa]	35
μ	Querdehnzahl	[-]	0,2
G_f	Bruchenergie	[N/m]	$1,0 \cdot 10^{-5}$
f_t	Zugfestigkeit Beton	[MPa]	0,50
ε_c	Grenzstauchung	[-]	0,0028
<i>Quadrilateral Element, CCQ10SBeta</i>			
<i>Materialkennwerte Betonstahl Rippentorstahl 50</i>			
$R_{m,s}$	Zugfestigkeit Betonstahl	[MPa]	420
<i>Materialkennwerte Spannstahldrähte St145/150 (vgl. Kap. 4 und Kap. 5)</i>			
$f_{p,m}$	Zugfestigkeit	[GPa]	1,594
$f_{p,0,2}$	0,2% Streckgrenze	[GPa]	1,445
E_π	Elastizitätsmodul	[GPa]	195,7
ε_{br}	Bruchdehnung	[-]	0,042

Tabelle 8.4 Kennwerte für Einwirkungen und Widerstände

Die Vorspannung des Trägers mit nachträglichem Verbund und parabolischem Spanngliedverlauf ist in Bild 8.19 und Bild 8.20 dargestellt. Die Spannglieder mit 16 Spanndrähten des Typs St 145/160 Sigma Oval sind mit einem Hüllrohrdurchmesser von 60 mm ausgeführt. Die Trägerhöhe wurde mit 1,30 m, die Stegbreite mit 0,20 m, die Gurthöhe mit 0,175 m und die Gurtbreite mit 0,45 m gewählt. Die Materialkennwerte und Abmessungen wurden in Anlehnung an den in Kapitel 2 beschriebenen Schadensfall gewählt.

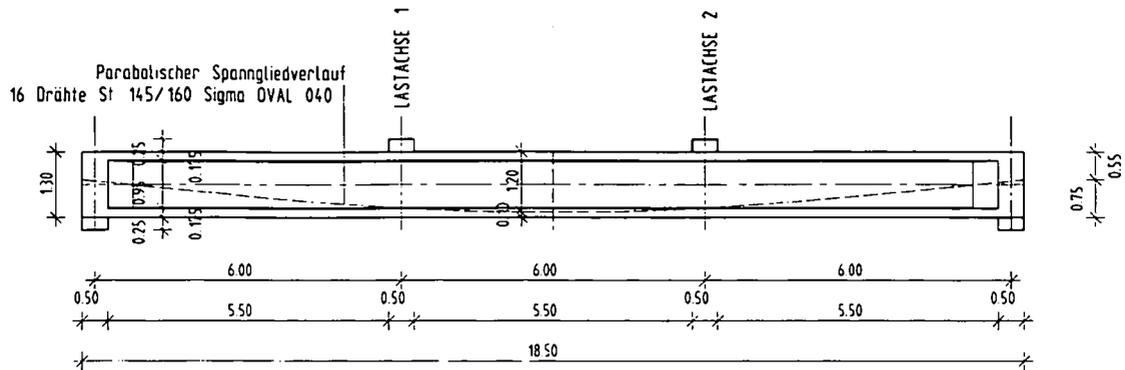


Bild 8.19 Systemzeichnung des Trägers als Ansicht

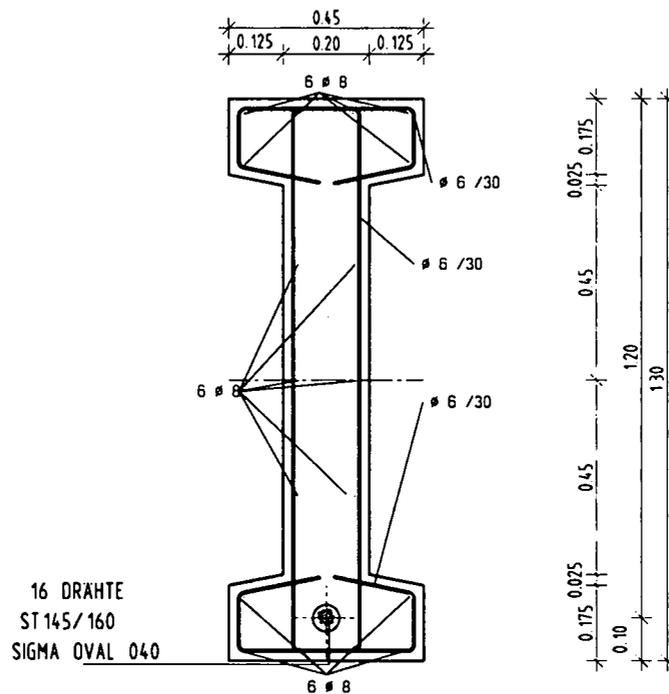


Bild 8.20 Querschnitt

Der Träger wurde weiterhin mit einer schlaffen Bewehrung versehen, die weniger den Anforderungen des in den heutigen Normenwerken erforderlichen Robustheitsnachweis genügt, sondern mehr als konstruktive Bewehrung dient. Demgemäß wurde in der Druck- und Zugzone eine Bewehrung in den Ecken der Gurte mit jeweils einem Stab $d = 8$ mm eingelegt. Der Steg ist mit Längsbewehrungsstäben $6 \cdot d = 8$ mm ausgebildet. Als Schubbewehrung wurden Bügel $d = 8$ mm mit Abständen von 30 cm verwendet. Die schlaffe Bewehrung sollte im Besonderen eine realistische Bewehrungsmenge für die Ausführungsweise der 60er Jahre darstellen. Als Betonstahl wurde BSt 420 gewählt.

Die Berechnung der Tragfähigkeit wird mit dem interaktiven Programm zur Querschnittsberechnung INCA2 [Pfeiffer, 2003] durchgeführt. Dabei wird das rechnerische Bruchmoment nach DIN 4227 (1988) mit den charakteristischen Werten ermittelt. Weiters werden die rechnerischen Tragfähigkeiten für die Baustoffmittelwerte für den Querschnitt sowie auch für den Querschnitt nur unter Ansatz der schlaffen Bewehrung ermittelt. Die Berechnung gemäß Norm, die den Bemessungszustand zur Errichtungszeit widerspiegelt, ermöglicht eine Berechnung des Gebrauchsmoments und gibt somit Aufschluss über die angesetzte Belastung. Das rechnerische Bruchmoment wird mit der Streckgrenze $\beta_s = 1420$ MPa ermittelt. Für die Berechnung der Mittelwerte dienten die Prüfergebnisse der Spannstähle Sigma Oval (Vgl. Kapitel 4 und Kapitel 5). Für die Betonstähle wurden generell die charakteristischen Werte für BSt 420 angesetzt. Als Betonkennwerte werden für die

BSt 420 angesetzt. Als Betonkennwerte werden für die Berechnung des rechnerischen Bruchmoments nach Norm eine Betongüte von B45 angesetzt und für die Berechnung der mittleren Tragfähigkeiten die Werte für einen C40/50. Die Erhöhung der Betoneigenschaften ist durch die Nacherhärtung des Betons gerechtfertigt und entspricht somit einem realistischen Ansatz.

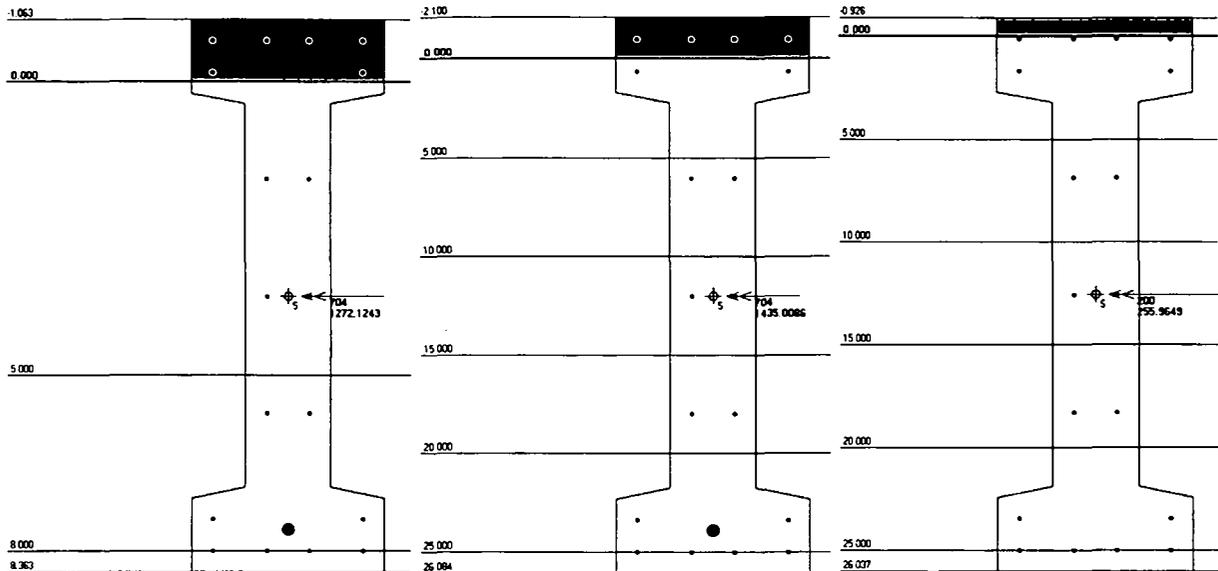


Bild 8.21 Rechnerische Biegetragfähigkeiten: links - nach DIN 1045 und DIN 4227 alt(rechnerischer Bruchzustand); Mitte – aus Mittelwerten; rechts – aus Mittelwerten nur unter Ansatz schlaffer Bewehrung

In Tabelle 8.5 werden die Werte der Einwirkungen und der Widerstände zusammengefasst:

Variable	Bezeichnung	Einheit	Wert
Einwirkungen			
g_1	Eigengewicht Konstruktion	[MN/m]	0,0088
$g_2 + p$	Ständige Last Dachhaut und Nutzlast	[MN/m]	0,0091
$M_q = M_u / 1,75$	Gebrauchsmoment	[MNm]	0,727
Widerstände			
M_u	Rechnerisches Bruchmoment nach Normen DIN 4227 und DIN 1045 alt	[MNm]	1,272
M_{Rm}	Tragmoment aus Mittelwerten	[MNm]	1,435
$M_{Rm, schlaff}$	Tragmoment aus Mittelwerten nur schlaffer Anteil	[MNm]	0,256

Tabelle 8.5 Zusammenstellung der Einwirkungen und Widerstände

8.3.2 Simulation von willkürlichen Spannstahlbrüchen

Zur Untersuchung des Tragverhaltens des Trägers mit schadhafte Spannstählen an beliebigen Stellen wird die Konstruktion mittels des Simulationsprogramms (Kapitel 7) modelliert. Spannstahlbrüche, die durch wasserstoffinduzierte Spannungsrisskorrosion entstehen, können willkürlich über die Spannliedlänge verteilt sein. Meist sind diese Brüche jedoch mit Korrosionsprozessen des Stahles in Verbindung gestellt. Da jedoch die Kenntnisse über die Korrosionsprozesse im Hüllrohrbereich fehlen und diese Schäden zumeist nicht von außen bemerkt

werden, wird das Spannglied mit den einzelnen Spannstählen im Programm in Abschnitte von 10 cm unterteilt, an denen Brüche auftreten können.

Weiterhin wird das Kriterium in das Programm eingebunden, dass Spannstahlbrüche nicht innerhalb der Eintragungslängen von vorhandenen Bruchstellen auftreten können, da in diesem Bereich nur geringe Zugspannungen der Spannstähle auftreten und somit ein Bruch unwahrscheinlich ist.

Das Spannglied wird im Programmsystem mit 16 Stählen und 180 Abschnitten zu je 10 cm simuliert. Als Eintragungslänge werden 50 cm nach Kapitel 5 und Kapitel 6 gewählt. Somit ergeben sich insgesamt 800 Stellen, an denen Brüche möglich sind. Das Programm löst sukzessive Brüche an zufällig verteilten Stellen aus, ermittelt die Tragfähigkeiten bei jedem ausgelösten Bruch und stellt die Ergebnisse jedes Querschnitts der Spanngliedabschnitte zusammen. Von besonderem Interesse ist die Tragfähigkeit des Spannglieds in Abhängigkeit der Bruchanzahl.

Aus diesen Ergebnissen lässt sich bei vorausgesetztem Stahlversagen die Tragfähigkeit der Konstruktion unter Berücksichtigung des Tragemomentenanteils aus der schlaffen Bewehrung ermitteln und in Abhängigkeit der Schadensanzahl darstellen. Für das vorliegende Beispiel ist das Ergebnis in Bild 8.22 dargestellt.

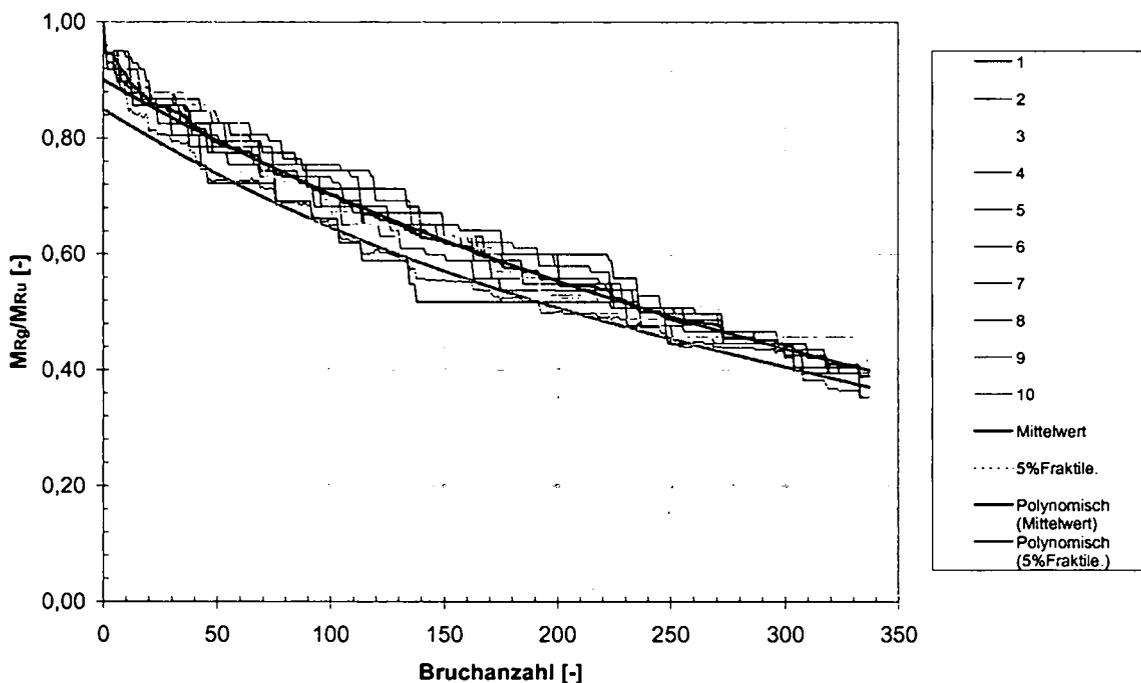


Bild 8.22 Verhältnswerte der Tragfähigkeiten (geschädigt / ungeschädigt) in Abhängigkeit der Bruchanzahl

In Bild 8.22 erkennt man die Reduktion der Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Bruchanzahl. Dargestellt sind Ergebnisse von 10 Simulationsläufen, wobei ersichtlich ist, dass die einzelnen Teilergebnisse voneinander in Verhältnswerten von etwa $\pm 0,08$ abweichen. Weiterhin ist eine 5% Fraktile dargestellt. Am stärksten abweichend ist das Ergebnis der Simulation 6, wo bereits bei ca. 115 Brüchen ein Verhältnswert von 0,6 unterschritten wird. Eine Reduktion der Tragfähigkeit auf ein Niveau von 50% stellt sich nach der Untersuchung bei einer Bruchanzahl von 240 ein.

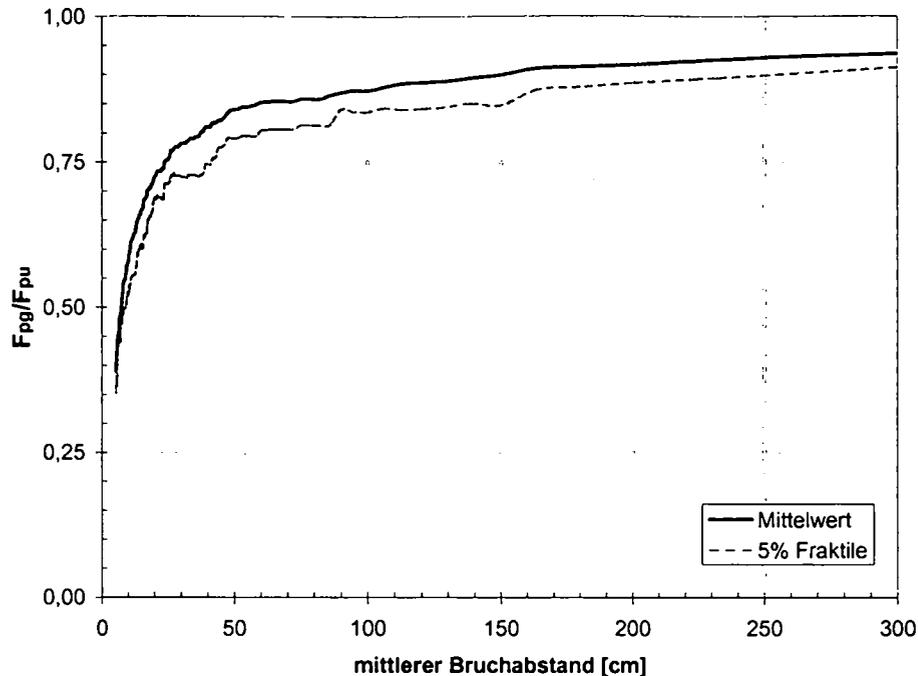


Bild 8.23 Verhältnswerte der Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom mittleren Bruchabstand

Weiterhin ist in Bild 8.23 das Resttragfähigkeitsverhältnis in Abhängigkeit der mittleren Bruchabstände dargestellt. Der mittlere Bruchabstand errechnet sich nach Gleichung 7-8 aus Kapitel 7. Bei einem Verhältnis von 0,75 ergibt sich ein mittlerer Bruchabstand von ca. 40 cm, ausgehend von dem charakteristischen Wert. Demnach kann unter Umständen eine Öffnung eines Spanngliedabschnittes bestimmter Länge Aussage über die Resttragfähigkeit ergeben, wenn die Brüche gezählt werden und ein mittlerer Bruchabstand errechnet wird. Bei dieser Vorgehensweise ist allerdings zu beachten, dass die Einschätzung des Beurteilenden, ob der geöffnete Bereich eine repräsentative Stichprobe bei den vorhandenen Umweltgegebenheiten darstellt, von besonderer Bedeutung für das Ergebnis ist. Diese subjektive Einschätzung kann für Sonderfälle herangezogen werden, wenn keine anderen Möglichkeiten einer Prüfung gegeben sind.

8.3.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Konstruktion unter Simulation von zufällig verteilten Brüchen

Zur Untersuchung des Formänderungsverhaltens und zu Vergleichszwecken wurde der Träger mit einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung modelliert. Neben der Simulation von Spanngliedern mit gebrochenen Einzeldrähten unterschiedlicher Anzahl wurde auch ein ungeschädigtes System als Bezugsgröße berechnet. Es wurde ein zweidimensionales Modell mit ebenem Spannungszustand für die Modellbildung gewählt. Die Eingabeparameter für das Rechenprogramm sind in Tabelle 8.4 angeführt. Als Verbundparameter für die 16 Spanndrähte wurden die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, ermittelt aus den Pull-Out-Versuchen, verwendet.

Die Belastung erfolgte für die Konstruktion selbst als Körperlast, die in Lastschritten zeitgleich mit einem realistischen Wert der Vorspannkraft aufgebracht wurden. Die Aufbringung der Eigenlast der Dachkonstruktion sowie einer simulierten Nutzlast erfolgte verschiebungsgesteuert über eingeprägte Verschiebungen an den Drittelpunkten des Feldes. Die Belastung des Systems stellt somit eine 4-Punkt Biegebelastung dar, die einen charakteristischen Momentenverlauf für die Konstruktion, der annähernd parabolisch auftritt, gut widerspiegelt. Als

Iterationsverfahren wurde das Newton-Raphson Verfahren mit kontinuierlicher Steifigkeitsermittlung angewandt.

Weiterhin ist anzumerken, dass die Berechnungen Verformungen des Kurzzeitverhaltens liefern und die Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Spannstahlrelaxation mit einer Abschätzung einer reduzierten Vorspannkraft simuliert wurden.

Formänderungen resultierend aus dem Kriechverhalten der Betondruckzone wurden bei den Berechnungen nicht berücksichtigt.

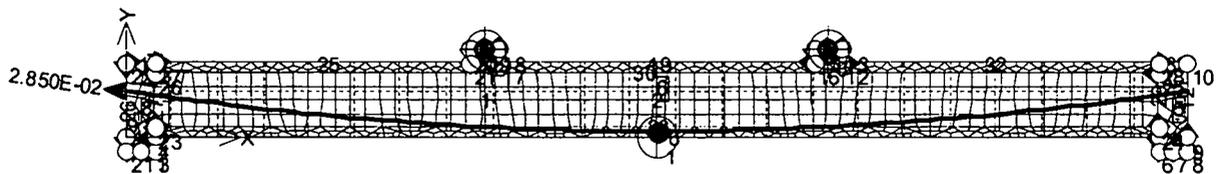


Bild 8.24 Modell der FE-Berechnung

8.3.3.1 Ergebnisse mit 0 Brüchen

Zum Vergleich des Verformungs- und Tragverhaltens wurde die Tragkonstruktion zunächst ohne Spannstahlbrüche modelliert und berechnet. Dabei wurde das Trägereigengewicht als Elementlast und die Nutzlast als eingeprägte Verschiebung in Lastschritten bis zum Erreichen der Bruchgrenze des Spannstahls belastet. Die Vorspannung wurde aus Einzelspanngliedern mit der Spanndrahtfläche von $A_{w,eff} = 41,37 \text{ mm}^2$ mit den Verbundkennwerten bei einem wirksamen Umfang der Spanndrähte von 26,31 mm simuliert. Die Vorspannung wurde in Lastschritten unter folgenden Annahmen nach DIN 4227 (1988) aufgebracht:

$$F_{p0} = \beta_z \cdot 0,55 \cdot A_p = 1570 \cdot 16 \cdot 41,37 \cdot 0,55 \cdot 10^{-3} = 571,6 \text{ kN}$$

β_z ... Zugfestigkeit Spannstahl

$0,55 \cdot \beta_z$... zulässige Spannung nach DIN 4227 Teil 1 Tab. 9

Angenommene Spannkraftverluste aus $K + S + R$: 25%

$$F_{p00} = 571,6 / (1,25 \cdot 16) = 28,58 \text{ kN}$$

In Bild 8.25 sind die Ergebnisse der Berechnungen als Last-Verformungs- bzw. als Momenten-Verformungs-Beziehungen dargestellt. Die Darstellung des Biegemoments bezieht sich auf den Wert in Feldmitte. Durch die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse, die stark von der Rissbildung des Trägers abhängig sind und sich bei einzelnen Lastschritten ändern, haben die eingepprägten Verschiebungen an den Drittelpunkten zum Teil abweichende Beträge und somit eine sprunghafte Änderung des Biegemoments zur Folge. Die Konstruktion kommt bei einer Gesamtbelastung von etwa 0,50 MN zum Versagen. Dargestellt als Biegebeanspruchung ergibt sich ein Bruchmoment von etwa 1,50 MNm, was mit dem analytisch berechneten Tragemoment aus 8.3.1 Übereinstimmung zeigt. Rechnerisch kommt es bei einer Durchbiegung in Feldmitte von ca. 45 cm zu einem Versagen der Konstruktion infolge Erreichen der Bruchgrenze des Spannstahls. Bis zu einer Durchbiegung von etwa 14 cm verhält sich die Konstruktion nahezu elastisch und nach Überschreiten der Streckgrenze des Spannstahls plastisch mit duktilem Verhalten. Das Ende des elastischen Bereiches liegt weit über dem Gebrauchslastniveau, wie aus Bild 8.25 ersichtlich ist.

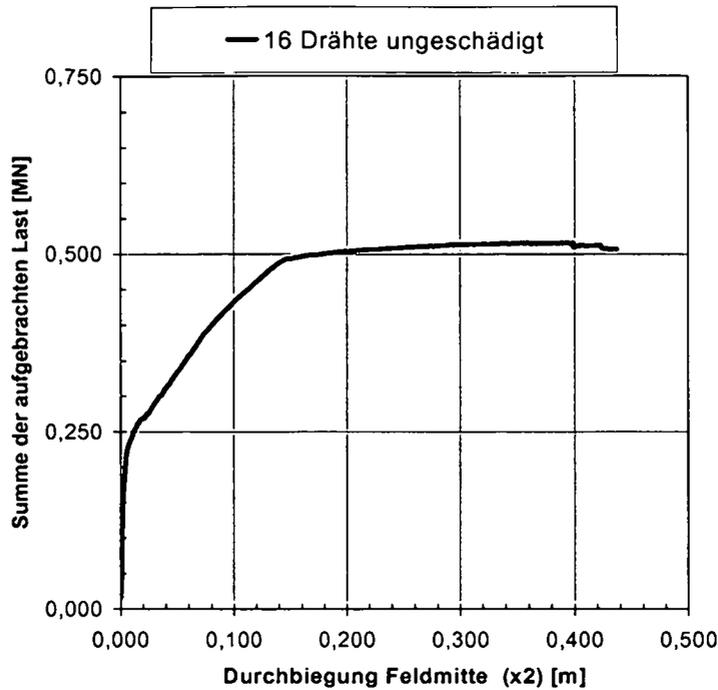


Bild 8.25 Belastungs-Verformungsbeziehung

Step 509.
 Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <-8.399E-03;3.419E-02>[None]
 Reinforcements: Engineering Strain, Eps xx, <1.687E-03;2.301E-02>[None]



Bild 8.26 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 509

Aus den Ergebnissen (Bild 8.26) ist ersichtlich, dass ein Biegeversagen infolge Erreichen der Bruchgrenze des Stahls und Grenzstauchung des Betons auftritt. Die maximalen Dehnungen im Spannstahl betragen bei Lastschritt 509, was einen Zustand kurz vor Versagen darstellt, annähernd 2,5 % über einen relativ langen Bereich. Die Betonstauchungen betragen im Regelbereich nicht über 0,4% und sind auf den Bereich des Obergurtes beschränkt. Die Dehnungen liegen in weiten Bereichen über 1%, was beträchtliche Rissbreiten an den Oberflächen des Trägers ergeben würde. Weiterhin ist auch die Verformung des Trägers stark ausgeprägt. Insgesamt zeigt die vorgespannte Konstruktion ein duktileres Verhalten mit auffälligem Ankündungsverhalten vor dem Versagenseintritt.

8.3.3.2 Ergebnisse mit 50 Brüchen

In diesem Abschnitt wird der gleiche Träger mit 50 Spanngliedbrüchen versehen. Die Lage der einzelnen Brüche wurden mit Hilfe des Simulationsprogramms (Kapitel 7) zufällig ausgelöst und sind in Bild 8.29 dargestellt. Die horizontalen Linien stellen die 16 Spanndrähte über die Länge des Trägers schematisch dar.

Die Berechnung wurde analog der Berechnung am ungeschädigten Träger durchgeführt. Die Vorspannung wurde auf alle Spanngliedabschnitte in Lastschritten aufgebracht. Dabei berechnete das Programm einen von den Verbundeigenschaften abhängigen Eintragungsbereich für die angegebene Vorspannkraft.

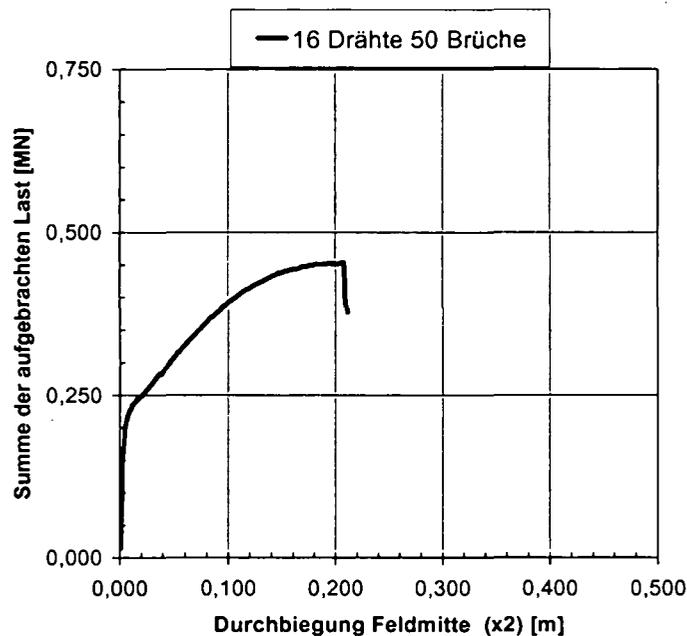


Bild 8.27 Belastungs-Verformungsbeziehung

In Bild 8.27 sind die Ergebnisse der Berechnung grafisch dargestellt. Der Träger versagte bei einer Gesamtbelastung von etwa 0,40 MN was ca. 80% der aufnehmbaren Last des ungeschädigten Trägers entspricht. Umgerechnet als Biegebeanspruchung beträgt das aufnehmbare Moment in Feldmitte 1,25 MNm, was der gleichen Resttragfähigkeit von ca. 80% der ungeschädigten Konstruktion entspricht.

Step 207.

Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <-1.302E-03;2.834E-02>[None]

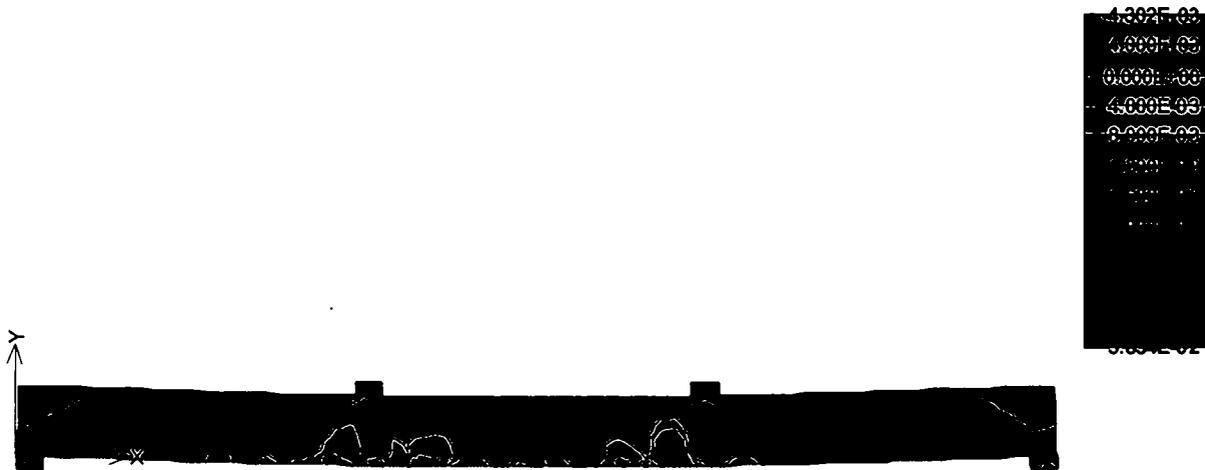


Bild 8.28 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 214

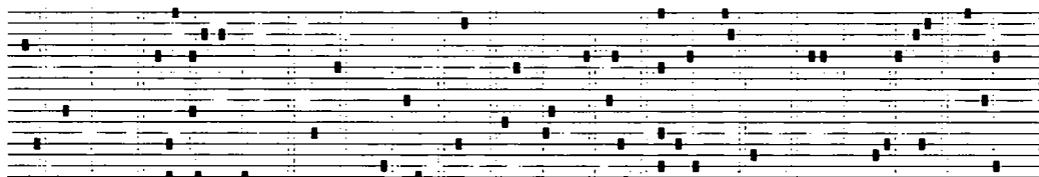


Bild 8.29 zugrundegelegtes Bruchschema mit 50 Brüchen

Für die Berechnung mit 50 Brüchen wurden die Ergebnisse für den Lastschritt 214 in Bild 8.28 abgebildet, in dem die Konstruktion kurz vor Versagenseintritt dargestellt wird. Die maximalen Verformungen sind mit 0,22 m geringer als die bei der ungeschädigten Konstruktion von 0,46 m. Zu begründen ist dies mit einer Dehnungs- bzw. Spannungszunahme in den Bereichen, in denen mehrere Spannstahlbrüche gleichzeitig auftreten, wie in Bild 8.28 erkennbar ist. Da die intakten Spannstähle die Zugkräfte der gebrochenen Stähle übernehmen müssen, entstehen über die Verbundwirkung Spannungsumlagerungen, die bei den verbleibenden Stählen ein lokales Überschreiten der Streckgrenze hervorrufen.

Am Grundmaterial treten an der Stelle mit 4 Spannstahlbrüchen starke Dehnungen von ca. 2-3% auf. Umgerechnet auf einen realistischen Rissabstand von ca. 10 cm ergäbe dies Rissweiten von bis zu 2 mm. Die Bereiche mit den starken Rissen sind jedoch auf die Bereiche der Schädigungen beschränkt und wären deswegen in der Realität Anzeichen einer starken Schädigung in Form von Spannstahlbrüchen.

8.3.3.3 Ergebnisse mit 200 Brüchen

Analog zur Untersuchung mit 50 Brüchen wurde weiters ein System mit 200 Spanngliedbrüchen untersucht. Der Unterschied des Schädigungsgrads ist anhand der Vergleiche von Bild 8.28 und Bild 8.29 deutlich zu erkennen.

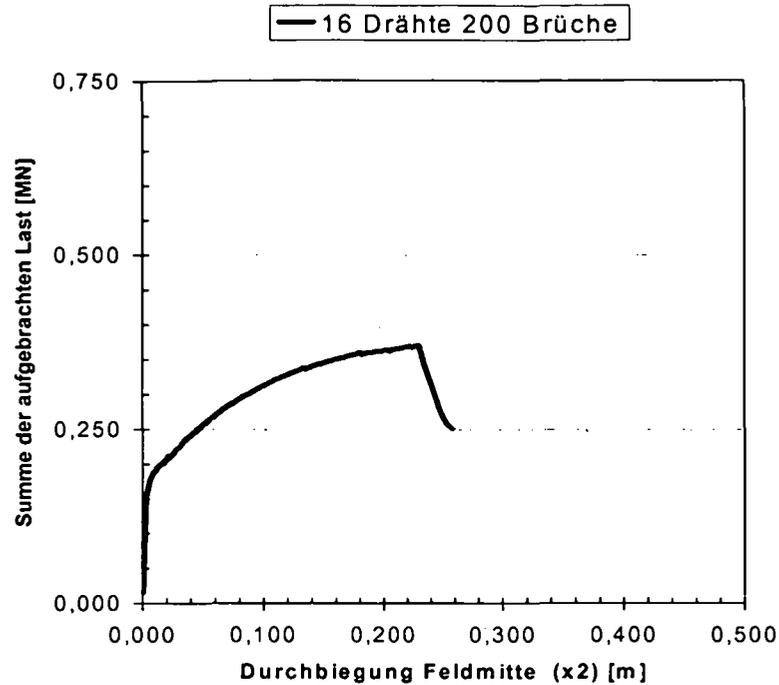


Bild 8.30 Belastungs-Verformungsbeziehung

Anhand der Belastungs-Verformungsbeziehungen kann die Traglast des Systems mit 200 Spannstahlbrüchen bestimmt werden. Dabei beträgt die maximal aufnehmbare Last etwa 0,35 MN und das Bruchmoment 1,0 MNm, was verhältnisbezogen in etwa 67 % der ungeschädigten Konstruktion entspricht.

Step 509,
Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <1.025E-03;2.608E-02>[None]

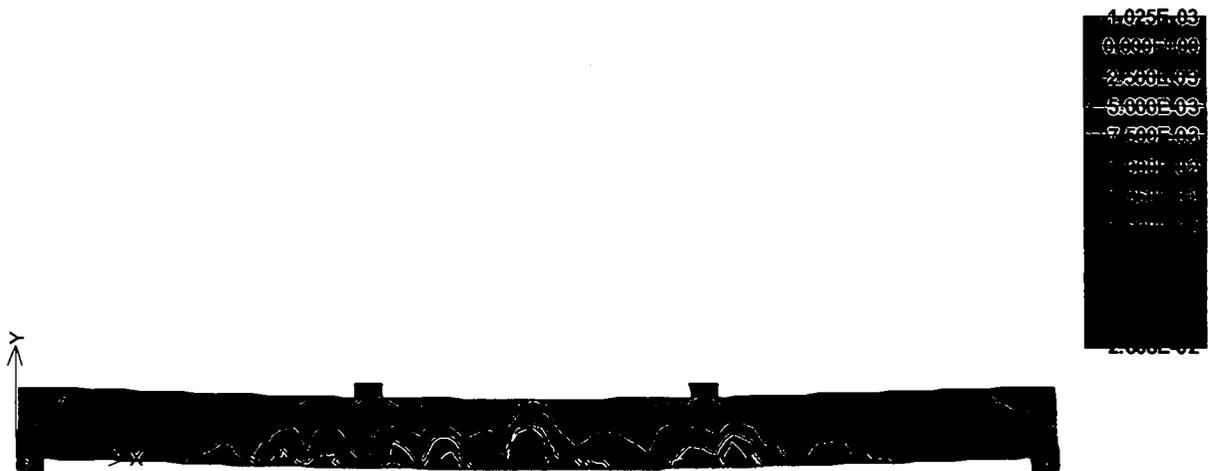


Bild 8.31 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 509

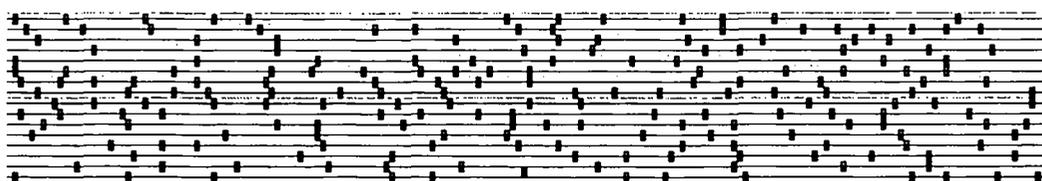


Bild 8.32 Verwendetes Bruchbild für die Berechnung mit 200 Spanndrahtbrüchen

Die nichtlineare Berechnung wurde sinngemäß der Berechnung des Trägers ohne Brüche durchgeführt. Die Vorspannung wurde ebenso wie bei den anderen Berechnungen auf alle Spanngliedabschnitte in Lastschritten aufgebracht.

Für den Lastschritt vor Versagenseintritt sind die Ergebnisse in Bild 8.32 dargestellt. Die maximalen Verformungen liegen mit 0,24 m unter den maximalen Verformungen der ungeschädigten Konstruktion und sind mit dem Träger mit 50 Brüchen annähernd identisch. Die Ursache liegt in der massiven Dehnungszunahme im Bereich der Stelle mit den meisten Brüchen und der verringerten Steifigkeit des Trägers, die bei dieser Simulation im Bereich der Feldmitte auftrat.

Die Dehnungen betragen in diesem Bereich über 1%, was eine markante Rissbildung an dieser Stelle hervorrufen würde. Auch die anderen Bereiche mit großer Bruchanzahl sind mit hohen Dehnungen von über 0,25% gekennzeichnet, was eine gut erkennbare Rissbildung verursachen würde. Demgemäß wäre dieser Träger vor Versagenseintritt eindeutig mit Vorzeichen versehen, die im Zuge einer Inspektion aufgrund starker Durchbiegungen und einer ausgeprägten Rissbildung mit Rissweiten über 0,5 mm an den Schadensstellen zu erkennen wären.

8.3.3.4 Vergleich der Ergebnisse – Zusammenfassung

Anhand der in Bild 8.33 und Bild 8.34 dargestellten Diagramme ist der Unterschied in der Bruchanzahl deutlich zu erkennen. Die ungeschädigte Konstruktion versagt bei einer Durchbiegung in Feldmitte von über 44 cm mit einem ausgeprägtem Fließplateau ab 15 cm Verformung. Die geschädigten Träger kommen bereits ab einem Bereich von 20 cm Durchbiegung zum Versagen, da die Dehnungszunahme auf die Stelle des größten Steifigkeitsverlustes beschränkt ist und anhand der Darstellung in Bild 8.28 erkennbar ist.

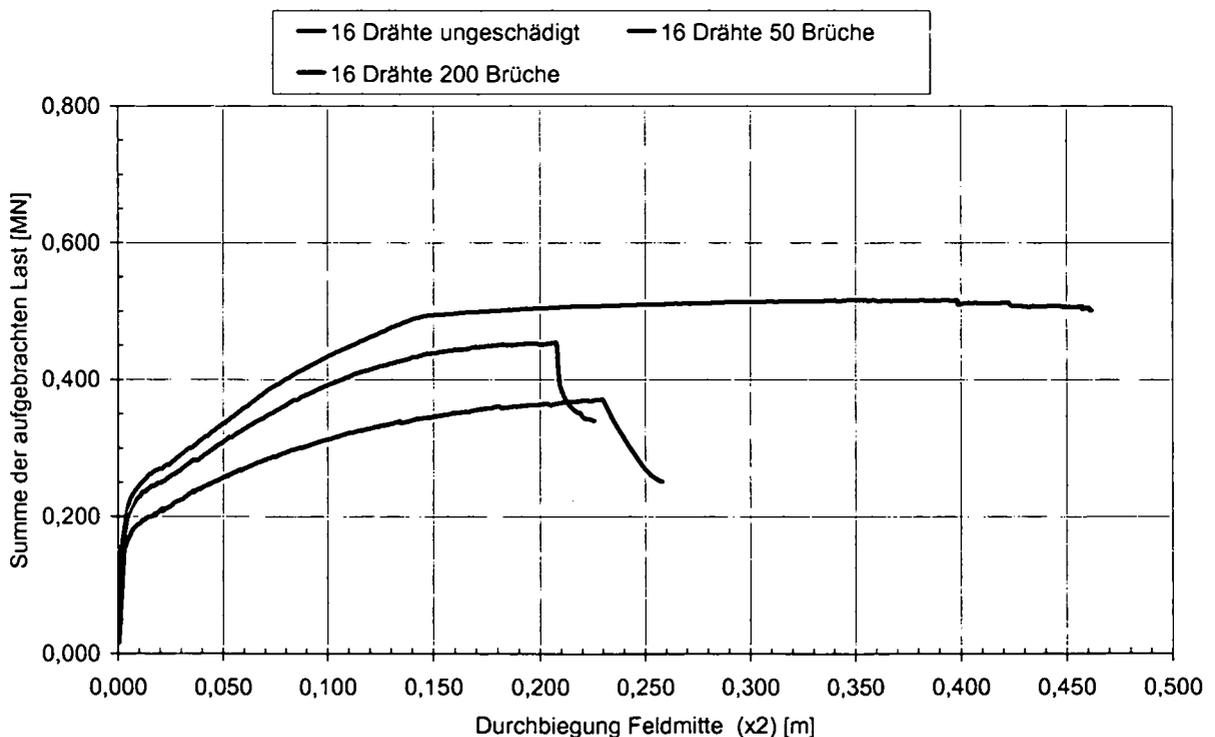


Bild 8.33 Last-Verformungsbeziehung - Vergleich

Während bei den Berechnungen mit 0 oder 50 Brüchen auf Gebrauchslastniveau annähernd gleiche Durchbiegungen errechnet wurden, ist bei dem Träger mit 200 Brüchen eine stärkere Verformung zu beobachten. Somit kann festgestellt werden, dass Spannstahlbrüche unter häufiger Lasteinwirkung nicht unbedingt beträchtliche Verformungen bewirken und somit nicht als Ankündigungszeichen aufzufassen sind. Allerdings beträgt der Verformungszuwachs auf Gebrauchslastniveau bei 200 Brüchen gegenüber der ungeschädigten Konstruktion ca. 5 cm.

Für die Praxis stellt sich allerdings die Frage, ob 5 cm Durchbiegungszunahme erkannt werden können. An dieser Stelle sei bemerkt, dass fachkundiges Personal, das bereits mit den statischen Gegebenheiten der Konstruktion betraut ist, diesen Verformungszuwachs ($L/350$) bei genauer Begutachtung erkennen müsste. Allerdings ist die Verformungszunahme von weiteren Einflüssen wie Kriechen, Schwinden und Relaxation abhängig, die ausgeschlossen werden müssen. Somit ist die Aussage über die Durchbiegung schwierig, zumal es im Hochbaubereich nur unregelmäßige Bauteilprüfungen gibt und diese im Regelfall nicht von fachkundigem Personal durchgeführt werden.

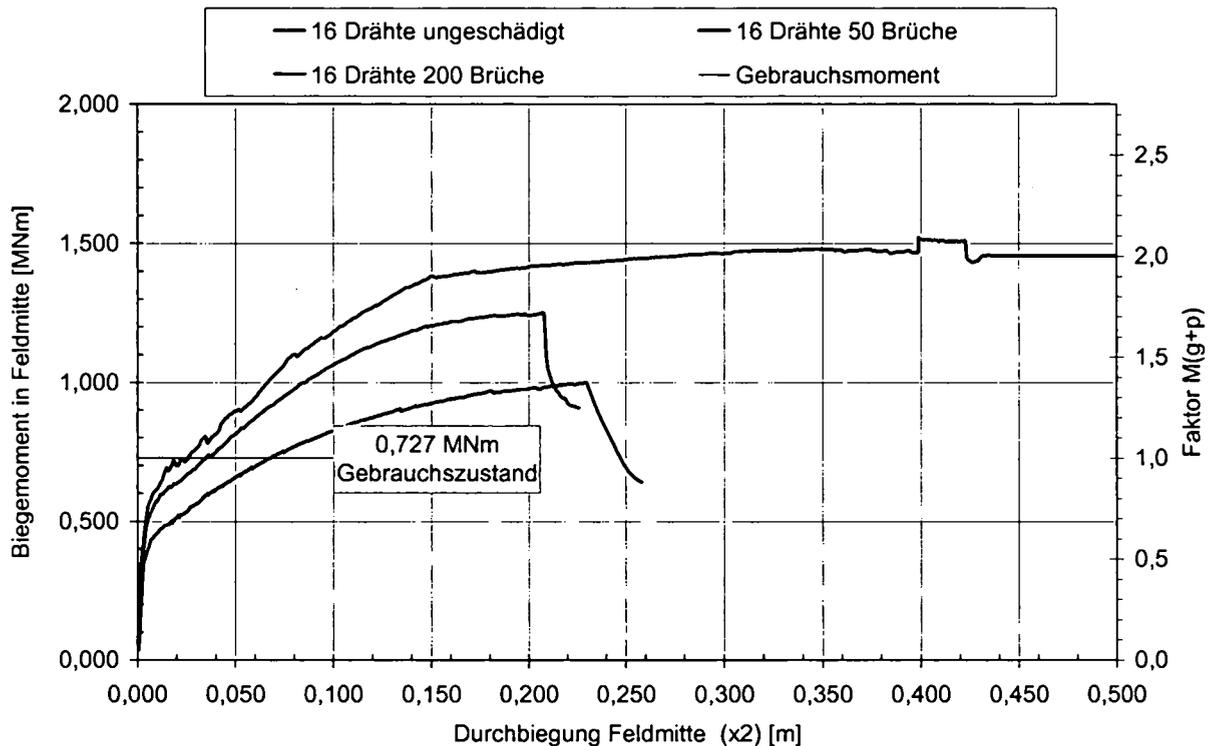


Bild 8.34 Biegemoment-Verformungsbeziehung – Vergleich

Bezogen auf die Mittelwerte der Baustoffe ergibt sich eine globale Sicherheit gegenüber Biegeversagen der Konstruktion von 2,0 unter Ansatz der Einwirkung im Gebrauchszustand. Bei 50 Brüchen reduziert sich die Sicherheit auf einen Faktor von ca. 1,70 und bei 200 Brüchen auf 1,35 (bezogen auf Mittelwerte). Somit wäre auch bei dem untersuchten Bruchbild mit 200 Brüchen eine Restsicherheit vorhanden.

In Bild 8.35, Bild 8.36 und Bild 8.37 sind die Dehnungen der einzelnen Berechnungen unter Gebrauchslastniveau dargestellt. Beim ungeschädigten Träger sind die Dehnungen generell geringer als 0,1% und ergeben übliche Biegerisse in normalen Größenordnungen. Da der Träger mit einer beschränkten Vorspannung ausgeführt und in der nichtlinearen Berechnung mit ca. 25 % Verlusten infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation berechnet wurde, liegt die Nulllinie im Bereich der Schwerlinie. Bei den Berechnungen mit 50 und 200 Brüchen werden die Bereiche mit großen Dehnungen über 0,1% größer und verkleinern die Druckzone des Trägers. Dies führt im mittleren Feldbereich zwangsweise zu einer stärkeren Rissbildung, wobei die Risse vermehrt an den Stellen mit der höchsten Bruchanzahl entstehen. Allerdings sind nicht auffällige Rissweiten $>1,0$ mm, sondern vielmehr Teilbereiche mit Rissen über 0,3 bis zu 0,7 mm zu erwarten.

Step 28,
 Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <3.282E-04;9.162E-04>[None]
 Reinforcements: Engineering Strain, Eps xx, <3.490E-03;4.276E-03>[None]

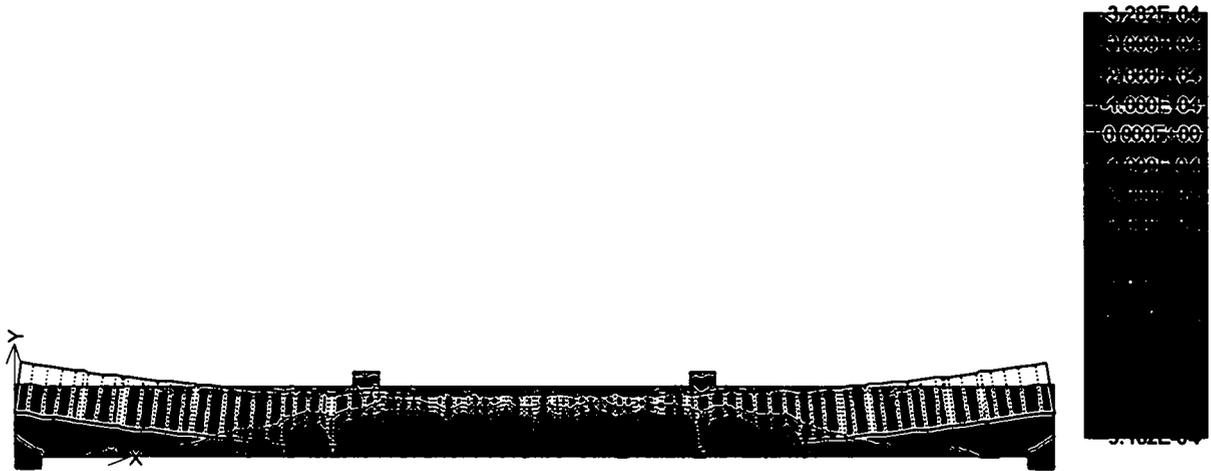


Bild 8.35 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 28 – 0 Brüche, Gebrauchslastniveau

Step 38,
 Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <4.000E-04;1.529E-03>[None]



Bild 8.36 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 38 – 50 Brüche, Gebrauchslastniveau

Step 179,
 Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <4.814E-04;3.182E-03>[None]



Bild 8.37 Ergebnisse: Dehnungen ϵ_{xx} Lastschritt 179 – 200 Brüche, Gebrauchslastniveau

Deutlich zu erkennen sind in Bild 8.38 und Bild 8.39 die Bereiche mit den größten Dehnungen an den Stellen mit mehreren Brüchen. Die Elementdehnungen betragen auf Gebrauchslastniveau lokal über 0,15%, was bei mittleren Rissabständen von 25 cm (Annahme) Rissbreiten von

$$w_m = 0,0015 * \frac{25}{100} = 0,000375 \text{ m} \rightarrow 0,40 \text{ mm} \text{ ergibt.}$$

Die Stahldehnungen betragen nach den Berechnungsergebnissen ca. 0,47%, was einer Stahlspannung von 0,93 GPa, die im elastischen Bereich liegt, entspricht. Demzufolge könnten etwaige Spannstahlbrüche durch örtliche Rissbildungen erkannt werden, die allerdings keine auffälligen Größenordnungen mit Rissbreiten über 0,8 mm hervorrufen würden. Festzuhalten bleibt jedoch, dass diese Risse auf Bereiche starker Schädigung beschränkt sein müssten und somit bei Ausschluss anderer Einflüsse (Zwang, etc.) Hinweise für eine Spannstahlbruchstelle wären.

Step 38,

Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <4.000E-04;1.529E-03>[None]

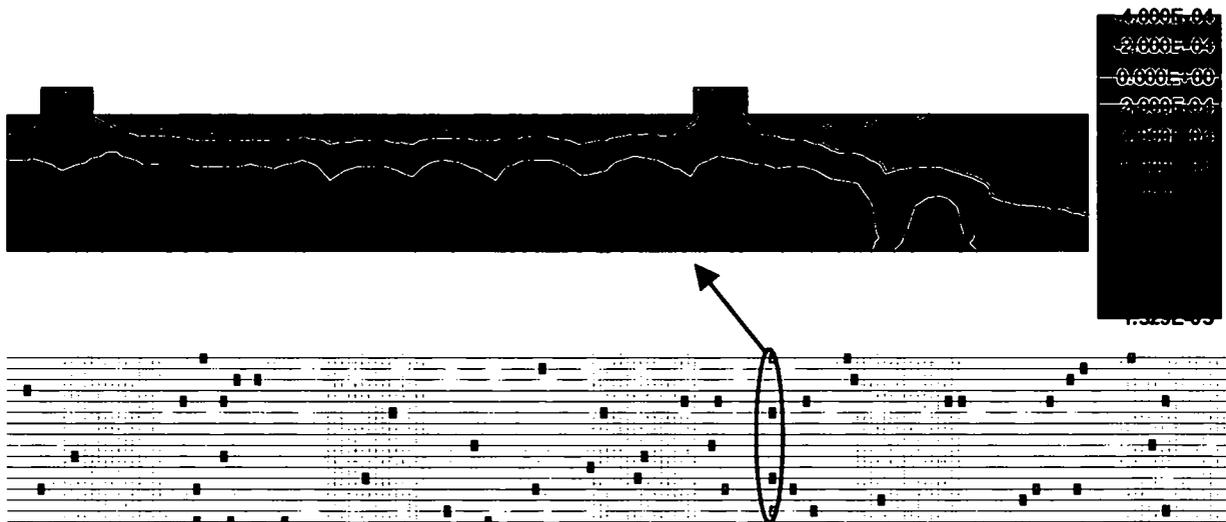


Bild 8.38 Ausschnitt Dehnungen ϵ_{xx} mit Angabe der Bruchstelle auf Gebrauchslastniveau – 50 Brüche

Betrachtet man hingegen die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung des Trägers mit 200 Brüchen, so ist ein auffälligeres Dehnungsverhalten festzustellen. Wo allerdings die Elementdehnungen bei der Simulation mit 50 Brüchen etwa bei 0,15% im Maximum lagen, sind diese Bereiche bei 200 Brüchen bis zur Schwerlinie des Tragsystems ausgedehnt. In diesem Fall kann mit einer weit ausgebreiteten Rissbildung von 0,35 mm bei mittlerem Rissabstand von 25 cm ausgegangen werden. An den konzentrierten Bruchstellen ergibt sich bei einer Elementdehnung von 0,316% eine Rissbreite von

$$w_m = 0,00318 * \frac{25}{100} = 0,00079 \text{ m} \rightarrow 0,80 \text{ mm} .$$

Rissbreiten mit diesen Größenordnungen sind für vorgespannte Konstruktionen in der vorgeprägten Zugzone generell ein Anzeichen einer Schädigung, wenn andere Rissursachen auszuschließen sind. Demgemäß kann bei einem Auftreten solcher lokal beschränkter Rissbildung in dieser Größenordnung von Spannstahlbrüchen ausgegangen werden, die eine Reduzierung der Resttragfähigkeit erheblichen Ausmaßes bewirken.

Weiterhin ist anzumerken, dass auch bei diesem Schädigungsgrad das Maximum der Spannstahldehnung nicht über der Streckgrenze ($f_y = 1,32 \text{ GPa}$; $\epsilon = 0,66\%$) liegt und somit keine plastischen Verformungen unter Gebrauchslast auftreten.

Step 179,
 Scalars:iso-areas, Basic material, in nodes, Engineering Strain, Eps xx, <4.814E-04;3.182E-03>[None]

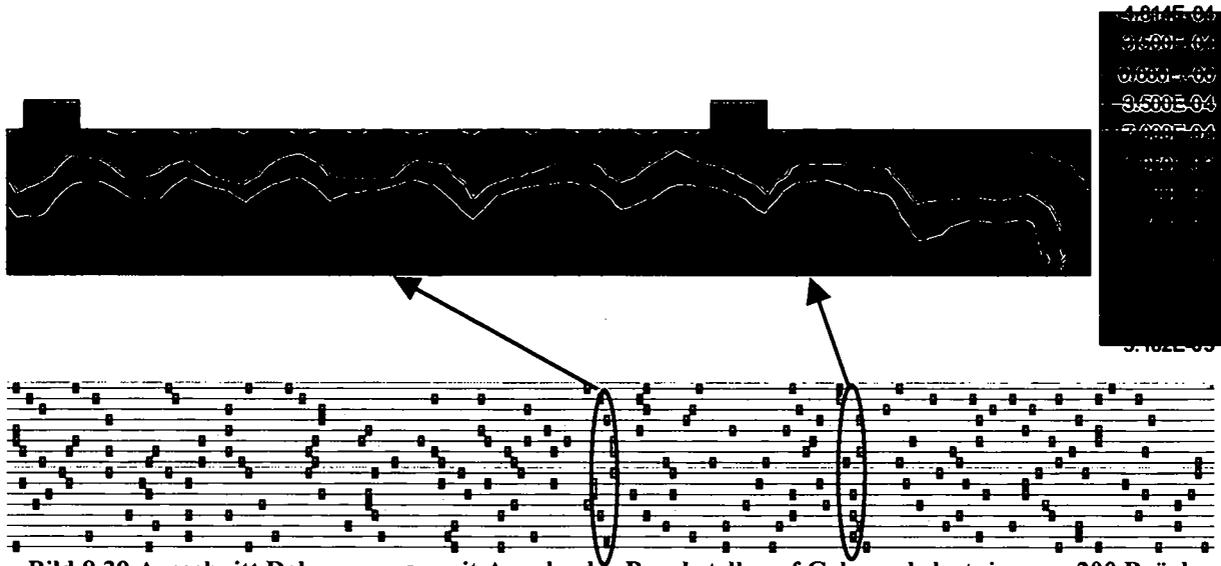


Bild 8.39 Ausschnitt Dehnungen ϵ_{xx} mit Angabe der Bruchstelle auf Gebrauchslastniveau – 200 Brüche

8.4 Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die nichtlinearen Untersuchungen geschädigter Tragwerke eine Grundlage für die Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens darstellen. Einerseits konnten die Tragfähigkeiten der geschädigten Konstruktionen im Vergleich zu der ungeschädigten Konstruktion ermittelt und ins Verhältnis gesetzt werden, andererseits wurde das Verformungsverhalten des geschädigten Tragwerks festgestellt.

Somit können bei unbekanntem Schadensbild, das ohne konkrete äußere Anzeichen lediglich vermutet werden kann, Abschätzungen der Tragfähigkeit und der Verformungseigenschaften durchgeführt werden. Diese Ergebnisse können mit dem Verhalten der Konstruktion in situ verglichen werden und ergeben eine Hilfestellung für die Beurteilung der Tragfähigkeit.

Die Berechnungsergebnisse zeigten ein hohes Resttragvermögen, auch wenn eine hohe Anzahl an Spanngliedbrüchen oder Spannstahlbrüchen vorhanden waren, das weder bei 50 noch bei 200 Brüchen geringer als die Beanspruchung aus dem Gebrauchszustand war. Somit konnte für alle Simulationen eine reduzierte Restsicherheit von $\gamma_{\text{Red}} > 1,0$ festgestellt werden. Vor Versagenseintritt wurden bei allen Simulationen signifikante Verformungen im plastischen Bereich festgestellt, die bleibende Verformungen zur Folge hatten. Dies konnte auch durch die numerischen und experimentellen Ergebnisse der Belastungsversuche der Porr-Brücke verifiziert werden. Vor Versagenseintritt stellten sich dennoch Durchbiegungen gegenüber einer horizontalen Bezugsebene mit $f > L/100$ ein, die nur im Zuge einer Schädigung entstehen können, und somit Anzeichen für ein Versagen sind. Weiterhin ergaben sich vor Eintritt des Versagens bei allen Berechnungen Zugdehnungen, die eine ausgedehnte Rissbildung im mittleren Feldbereich mit Rissbreiten von über 1,0 mm zur Folge haben und deutlich erkennbar sind.

Zu bemerken ist dennoch, dass ein Ankündigungsverhalten von Schäden auf Gebrauchslastniveau ohne genaue Untersuchungen schwierig zu erfassen ist. Bei den Berechnungen ergaben sich Rissbildungen über größere Bereiche mit Spitzenwerten an den Bruchstellen, die für intakte vorgespannte Tragwerke bei Dekompression unwahrscheinlich wären und somit Anzeichen für eine Schädigung sind. Allerdings können diese Anzeichen in ungünstigen Fällen we-

gen einer fehlenden Bauwerksüberwachung im Hochbau übersehen werden. Im Brückenbau sind Kontrollintervalle im Abstand von 2 Jahren nach RVS 13.71 [RVS 13.71, 1995] vorgeschrieben, die eine genaue visuelle Begutachtung des Überbaues vorsieht, bei der solche Schäden durch auffällige Rissbildungen im Feld erkennbar sein müssten.

9. SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

9.1 Schlussfolgerungen

Die vorliegende Arbeit beschäftigte sich mit dem Tragverhalten von Spannbetonbrücken, bei denen die Wahrscheinlichkeit von Spannstahlbrüchen hoch ist oder wo Brüche in Teilbereichen bereits aufgetreten sind.

Die Ergebnisse der Versuche und der numerischen Simulationen zeigen, dass die Spannbetonbauweise mit nachträglichem Verbund eine äußerst zuverlässige Bauweise darstellt, selbst wenn einzelne Spannstahlbrüche vorhanden sind und die Konstruktion über mehrere Jahrzehnte genutzt wurde. Weiterhin ergaben die Versuche sowie die numerischen Untersuchungen, dass der Verbundwirkung zwischen Spannstahl und Einpressmörtel eine entscheidende Bedeutung zukommt, wenn Spanngliedbrüche in unterschiedlichen Bereichen auftreten, da die Kraft im Spannstahl bei Ausfall eines Zugelements auf benachbarte Zugelemente umgelagert wird und die Verringerung der Tragfähigkeit auf die Eintragungslängen auf beiden Seiten der Bruchstelle beschränkt ist. Somit kann bei Verbund eine Schädigung von beispielsweise 50% der Spannstähle eine weitaus höhere Resttragfähigkeit zur Folge haben als bei Vorspannung ohne Verbund, wenn die Spanngliedbrüche nicht konzentriert in einem Bereich auftreten.

Die in Kapitel 2 beschriebenen Brückeneinstürze zeigten, dass die Problembereiche hauptsächlich an konstruktiven Schwachpunkten auftreten und durch extreme Umwelteinflüsse verursacht werden. Schäden durch wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion traten hauptsächlich an vergüteten Spannstählen im Hochbaubereich in Zusammenhang mit extremen Umwelteinflüssen durch chemischen Substanzen auf. Außerdem wurden die Tragwerke mit diesen Spannstählen bis auf einzelne Ausnahmefälle in den letzten Jahren durch Neubauten ersetzt, weshalb sich dieses Gefährdungspotential auf ein geringes Maß beschränkt. Darüber hinaus haben die Zugversuche an den Dehnkörpern mit den vergüteten Drähten gezeigt, dass selbst bei einer hohen Anzahl von Brüchen eine Resttragfähigkeit vorhanden ist, die kein Versagen unter der Annahme eines globalen Sicherheitsfaktors von 1,7 zur Errichtungszeit auslösen würde. Voraussetzung für dieses Ergebnis ist jedoch ein intakter Verbund, der erst durch einen guten Verpresszustand zustande kommt. In diesem Zusammenhang muss weiterhin ausgeschlossen werden, dass die Brüche an einer Stelle auftreten.

Die Ergebnisse der Versuche sowie der Beispielsimulationen haben gezeigt, dass bei Spannbetontragwerken mit Verbund eine hohe Resttragfähigkeit besteht, selbst wenn eine hohe Anzahl

von Brüchen vorhanden ist. Voraussetzung hierfür ist jedoch ebenfalls ein guter Verpresszustand und intakter Verbund.

Demnach können Spannbetonbrücken, die den größten Anteil an Straßenbrücken im höher-rangigen Straßennetz darstellen und bis auf wenige Ausnahmen uneingeschränkt dem hohen Verkehrsaufkommen der heutigen Zeit standhalten, als robuste Bauwerke eingestuft werden, deren Zuverlässigkeit damit sicherlich als bewiesen gilt. Nichtsdestotrotz ist bei diesen Tragwerken auf eine zielgerichtete Erhaltungsplanung mit regelmäßigen Inspektionsintervallen besonderer Wert zu legen, bei denen etwaige Schäden in Form von Spanngliedbrüchen im Regelfall durch äußere Anzeichen zu erkennen sind.

Dem Problem eines plötzlichen Versagens wurde in den heutigen Spannbetonentwurfsnormen begegnet, indem der Nachweis der Robustheit zu führen ist. Dieser erfordert die Einlage einer schlaffen Bewehrung, die ein Versagen ohne Vorankündigung ausschließt.

Mit den Berechnungsmodellen ist somit eine Grundlage gegeben, die Resttragfähigkeit einer Konstruktion unter Berücksichtigung der technischen Daten von Geometrie und Materialeigenschaften in Abhängigkeit der Schadensanzahl zu berechnen. Die Ergebnisse dienen als Grundlage für die Beurteilung des Tragverhaltens von Brücken oder ähnlichen Bauwerken, bei denen Spanngliedbrüche vermutet werden oder durch Untersuchungen festgestellt wurden. Mit diesem Hilfsmittel kann die subjektive Entscheidungsfindung über das weitere Vorgehen im Problemfall (Abbruch, Verkehrssperre, Lastbeschränkung, Sanierung, Tragwerksverstärkung, Tragwerkserweiterung usw.) unterstützt werden.

Festzustellen bleibt, dass Spannbetonbauwerke äußerst dauerhafte und robuste Tragwerke mit guten Umlagerungsmöglichkeiten darstellen, wobei die Verbundwirkung der Vorspannung eine entscheidende Rolle spielt. Weiterhin muss bemerkt werden, dass die in dieser Forschungsarbeit behandelte Problematik nicht den Regelfall von Brücken, sondern lediglich eine geringe Ausnahme betrifft. Da die Spannbetonbauweise bereits über 50 Jahre erfolgreich ausgeführt wurde und die Problemfälle bekannt sind, können solche Schadensmechanismen bei neuen Konstruktionen ausgeschlossen werden.

9.2 Ausblick

Die Untersuchungen und die Berechnungsmodelle haben gezeigt, wie geschädigte Spannbetonkonstruktionen hinsichtlich ihres Tragverhaltens beurteilt werden können. Weiterhin wurden rechnerische Ergebnisse von Brücken mit Spanngliedbrüchen hinsichtlich ihres Ankündungsverhaltens untersucht. Hierbei bleibt festzustellen, dass geringe Schäden im Gebrauchszustand ohne genauere Untersuchungsmethoden im Regelfall schwierig erkennbar sind. Bemerkenswerte Veränderungen in Form von starker Rissbildung mit beachtlichen Rissbreiten stellen sich erst auf Traglastniveau nach Erreichen der Streckgrenze der Spannstähle mit bleibenden Verformungen ein. Die Feststellung von Schäden im Zuge der Erhaltungsplanung erfordert jedoch eine gewissenhafte visuelle Beurteilung von erfahrenen Fachkräften. Der Unterschied der Tragwerksverformungen ist in vielen Fällen marginal und kann in der auftretenden Größenordnung nicht eindeutig einer Spannstahlschädigung zugeschrieben werden.

Demnach stellt sich die Frage nach einer geeigneten physikalischen Methode, die es ermöglicht, Spannstahlbrüche zerstörungsfrei festzustellen. Derzeit existieren diverse zerstörungsfreie Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlschäden bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf der Basis der magnetischen Streufeldmessung oder der elektromagnetischen Resonanzmessung [Mietz et. al., 2005]. Allerdings ist die Zuverlässigkeit der Ergebnisse bislang von vielen Faktoren beeinflusst und somit immer noch in Frage gestellt. Lediglich

an ausgebauten Trägerstücken konnten die Spanngliedbrüche eindeutig festgestellt werden. Für die Beurteilung geschädigter Spannbetonbrücken wäre die Weiterentwicklung der Praxis-tauglichkeit und die wirtschaftliche Einsetzbarkeit dieser Systeme im Rahmen einer in-situ Brückeninspektion von besonderer Bedeutung.

Im Rahmen der Pull-Out-Versuche wurden neben den herkömmlichen Einpressmörteln, Fertigprodukte für ultrahochfesten Mörtel sowie Eigenrezepturen getestet. Die ultrahochfesten Produkte erreichten dabei die vierfachen Druckfestigkeiten und konnten weiterhin bis zu fünf bis sechsmal mehr Verbundkraft übertragen.

Durch die Zugabe von Mikrosilika wird eine hohe Druckfestigkeit des Mörtels bewirkt und die Verbundfestigkeit ab einer bestimmten Zugabemenge überproportional gesteigert. Somit reduzieren sich die erforderlichen Eintragungslängen um ein Vielfaches und bewirken bei gleichen Bruchabständen höhere Tragfähigkeiten. Eine weitere positive Besonderheit bei diesen Versuchen war die gleichbleibende Konsistenz über einen relativ langen Zeitbereich, der die Verpressvorgänge verbessern würde. Weiterhin wären auch die Widerstände gegen Chlорid-diffusion bei einem dichteren Mörtelgefüge weitaus höher und würden die Korrosionsgefahr der Spannglieder reduzieren und die Dauerhaftigkeit der Spannbetonbauweise erhöhen. Da das Problem der Spannbetonbauweise hauptsächlich durch Hohlstellen des Einpressmörtels und durch Korrosionsprozesse begründet ist, wäre mit der Weiterentwicklung des in Kapitel 4 verwendeten Einpressmörtelsystems, das konsistente Verarbeitungseigenschaften bei verbessertem Verbundverhalten und einer höheren Dichtigkeit gegenüber schadhaften Substanzen aufweist, ein wesentlicher Schritt zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Spannbeton mit nachträglichem Verbund geschaffen. Dass dieser Gedankengang bereits in der internationalen Fachwelt zur Diskussion stand, zeigt nicht zuletzt die ETAG 013 mit der Möglichkeit der Verwendung von „High-Performance-Grout“.

Abschließend bleibt festzustellen, dass die Spannbetonbauweise nicht nur der Vergangenheit sondern auch der Zukunft angehört.

LITERATURVERZEICHNIS

- Abel, M. (1996). Zur Dauerhaftigkeit von Spanngliedern in teilweise vorgespannten Bauteilen unter Betriebsbedingungen. Dissertation, IMB, Heft 4, RWTH Aachen.
- Benz, G. (1984). Einpressmörtel. 3. Auflage, Chemische Fabrik Grünau GmbH, Illertissen.
- Bergmeister, K., Pukl, R., Novak, D., Kollegger, J. und Eichinger, E.M. (2002). Structural Analysis and Safety Assessment of Existing Concrete Structures. Proceedings fib-Conference, September, Osaka.
- Bertram, D., Hartz, U., Isecke, B., Jungwirth, D., Litzner, H.-U., Manleitner, S., Nürnberger, U., Riedinger, H., Rustler, G. und Schießl, P. (2002). Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion an vergütetem Spannstahl in nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 97, Heft 5.
- Bundesminister für Verkehr – Abteilung Straßenbau (1982). Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1982. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund.
- Bundesminister für Verkehr – Abteilung Straßenbau (1994). Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Dokumentation 1994. Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund.
- CEB-FIP (1993). CEB-FIP Model Code 90. Final Version, CEB Bulletin 213 & 214.
- Červenka, V., Červenka, J. und Pukl, R. (2001). ATENA - an Advanced Tool for Engineering Analysis of Connections. Connections between Steel and Concrete, Ed. R. Eligehausen, RILEM Publications, Ens, France, pp. 658-667.
- Den Uijl, J.A. (1976). Verbundeigenschaften von Spanndrahtlitzen im Zusammenhang mit Rissbildung im Eintragungsbereich, Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 1, Bauverlag GmbH, 1985, Seiten 28 – 36.
- Den Uijl, J.A. (1992). Bond and splitting action of prestressing strand. Interational Conference Bond in Concrete, Riga.
- Diamantidis, D. (2001). Probabilistic assessment of existing structures, Joint Committee on Structural Safety (JCSS), RILEM Publication S.A.R.L.
- Diem, J. (2000). Zustandsbewertung von Spanngliedern in Massivbrücken der Stadt Wien. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.

- DIN 4227 (1988) Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 1045 (1988) Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- DIN 1045-1 (2001) Beton- und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- Eder, U. (2003). Untersuchung einer Spannbetonbrücke unter Berücksichtigung von Systemunsicherheiten. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Eichinger, E.M., Diem, J. und Kollegger, J. (1999). Bewertung des Zustandes von Spanngliedern auf der Grundlage von Untersuchungen an Massivbrücken der Stadt Wien. Institutsbericht, Heft 1, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien, ISBN 3-902089-00-8.
- Eichinger, E.M., Diem, J., Kollegger, J. und Winter, E. (2001). Zustand von Spanngliedern in Straßenbrücken. Beton- und Stahlbetonbau, 96 (12), pp. 748-757.
- Eichinger, E.M. und Kollegger, J. (2002 I). Untersuchungen an der Murbrücke Thalheim anlässlich ihres Abbruchs. Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Forschungsbericht Nr. 01/09-01 im Auftrag des Amtes der Steiermärkischen Landesregierung, Fachabteilung 2d.
- Eichinger, E.M., Winter, H. und Kollegger, J. (2002 II). Untersuchungen an Spannstählen des Typs NEPTUN N40, SIGMA oval und Delta 100. Institutsbericht, Heft 2, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien, ISBN 3-902089-01-6.
- Eichinger, E.M., Winter, H. und Kollegger, J. (2002 III). Untersuchungen an Spannstählen aus älteren Brückentragwerken. Bauingenieur, Band 77, Dezember, pp. 551-558.
- Eichinger, E.M., Vill, M. und Kollegger, J. (2003 I). Module zur Implementierung des österreichischen Brückenmanagementsystems. Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Forschungsbericht Nr. 01/12-02 im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie.
- Eichinger, E.M., Joks, R., Kirchweger, T., Köberl, B. und Kollegger, J. (2003 III). Durchführung und Auswertung von Belastungsversuchen und Baustoffuntersuchungen an einer vorgespannten Segmentbrücke. Straßenforschung, Heft 535, Wien.
- Eichinger, E.M., Vill, M. und Kollegger, J. (2003 IV). Algorithm for the Condition Assessment of Concrete Bridges Based on Inspection Data. Proceedings ILCDES 2003, Dezember, Kuopio, Finnland.
- Eichinger, E.M. (2003 V). Beurteilung der Zuverlässigkeit bestehender Massivbrücken mit Hilfe probabilistischer Methoden. Dissertation, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Eichinger, E.M., Kollegger, J., Köberl, B. und Vill, M. (2005). Zerstörende Belastungsversuche an einer vorgespannten Segmentbrücke. Beton- und Stahlbetonbau, 100 (12).
- ÖNorm EN 1991-2 (2003). Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Part 3: Traffic Loads on Bridges. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.
- Fischer, M. M. (2004). Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen von Spanndrähten und Spanndrahtlitzen als Grundlage zur Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Spann-

- gliedern. Diplomarbeit, Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau, Technische Universität Wien.
- fib Bulletin 10. (200). Bond of reinforcement in concrete. State of the art report. International Federation for structural concrete, Lausanne.
- fib Bulletin 7. (2000). Corrugated plastic ducts for internal bonded post-tensioning. State of the art report. International Federation for structural concrete, Lausanne.
- fib Bulletin 22. (2003). Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State of the art report. International Federation for structural concrete, Lausanne.
- fib Bulletin 22. (2002). Grouting of tendons in prestressed concrete. State of the art report. International Federation for structural concrete, Lausanne.
- Flatz, M. (2004). Einfluss der Mörtelfestigkeit auf das Tragverhalten geschädigter Litzen-spannglieder mit nachträglichem Verbund. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Haberl, J. (2002). Durchführung und Auswertung von Weigh-in-Motion Messungen an einer Brücke in Wien. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Hegger, J., Will, N. und Blüte, S. (2004). Verankerung bei Vorspannung mit sofortigem Verbund nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau Nr. 99, Heft 2.
- Henriksen, C.F., Knudsen, A. und Braestrup, M.W. (1999). Cable Corrosion: Undetected?. Concrete International, No. 10, pp. 69-72.
- Hofstetter, G., Mang, H.A., (1995). Computational Mechanics of reinforced concrete structures. Vieweg & Sohn Braunschweig/Wiesbaden.
- Isecke, B., Menzel, K., Mietz, J. und Nürnberger, U. (1995). Gefährdung älterer Spannbetonbauwerke durch Spannungsrisskorrosion. Beton- und Stahlbetonbau, Nr. 90, Heft 5.
- Joks, R. (2002). Durchführung und Auswertung von zerstörenden Belastungsversuchen an einer vorgespannten Segmentbrücke. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Joint Committee on Structural Safety JCSS (2000). Probabilistic Model Code, 12th draft.
- Jungwirth, D., Beyer, E. und Grübl, P. (1986). Dauerhafte Betonbauwerke. Beton-Verlag.
- Kirchwegger, T. und Köberl, B. (2003). Untersuchung der Spannkabel und Baustoffeigenschaften an einer vorgespannten Segmentbrücke. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Kollegger, J., Eichinger, J., Köberl, B. und Vill, M. (2005) Ultimate load tests of a post-tensioned segmental bridge. MBAC Conference, Proceedings, Ed. by N. Gebbecken, M. Keuser I. Mangerig. Munich
- König, G., Maurer, R. und Zichner, T. (1986). Spannbeton: Bewährung im Brückenbau. Springer Verlag, Berlin.
- König, G., Tue, N. V., Bauer, T. und Pommerenig, D. (1996). Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 469, Beuth Verlag, Berlin.
- König, G., Schießl, P. und Zilch, K. (1998). Neue Erkenntnisse über die Sicherheit im Spannbetonbau. Der Prüfenieur, No.10, pp. 46-56.

- Kupfer, H. Müller, H. H. (1987). Verbund von Spannstahl im Beton (Vorspannung mit sofortigem Verbund). Forschungsbericht Nr. 1130, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München.
- Leonhardt, F. (1962). Spannbeton für die Praxis, 2. Auflage. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Leonhardt, F. (1979). Vorlesungen über Massivbau, 6. Teil: Grundlagen des Massivbrückenbaues. Springer Verlag, Berlin, New York.
- Matt, P. (1994). Brücken in Spannbeton - Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Spannsystemen. Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 21, pp. 390-394.
- Mietz, J. (1999). Wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion an vergüteten Spannstählen. Bauingenieur, Band 74, pp. 403-411.
- Mietz, J., Fischer, J. (2005). Verifizierung zerstörungsfreier Prüfverfahren zur Detektion von Spannstahlbrüchen an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund. Beton- und Stahlbetonbau, 100 (08), pp. 656-663
- Nagelschmidt, J. (2001). Ertüchtigung und Verstärkung von Massivbrücken, Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau. Technische Universität Wien.
- Neubert, B. und Nürnberger, U. (1981). Untersuchungen an Überbauteilstücken einer 30 Jahre alten Spannbetonbrücke. Bauingenieur, Band 56, pp. 467 - 471.
- Neuenhofer, A. (1993). Zuverlässigkeitsanalysen ebener Stabwerke aus Stahlbeton mit nichtlinearem Tragverhalten. Dissertation, RWTH Aachen.
- Nitsch, A. (2001). Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus hochfestem Beton. Dissertation, IMB, Heft 13, RWTH Aachen.
- Novák, D. et al. (2002). FREET – Feasible Reliability Engineering Efficient Tool. Programm Dokumentation, Brno University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Institute of Structural Mechanics / Červenka Consulting, Prague, Czech Republic.
- Nürnberger, U. (1995). Korrosion und Korrosionsschutz im Bauwesen, Band 1. Bauverlag, Wiesbaden-Berlin.
- Nürnberger, U. (1999). Rechtfertigen neuere korrosionsbedingte Schäden im Spannbetonbau ein Infragestellen dieser Bauweise?. Tagungsband Deutscher Betontag, Berlin.
- ÖNorm B4002 (1970). Straßenbrücken - Allgemeine Grundlagen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 3 (1959). Betonbauwerke - Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 7 (1978, 1980 & 1968). Massivbau - Stahleinlagen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4200, Teil 10 (1971, 1983 & 1996). Beton - Herstellung und Überwachung. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4258 (1977). Spannstähle. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4700 (2001). Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm B4750 (2000). Spannbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.

- ÖNorm EN 1991-2 (2003). Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures - Part 3: Traffic Loads on Bridges. Europäisches Komitee für Normung, Brüssel.
- ÖNorm EN 1990 (2003). Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- ÖNorm ISO 8930 (1987). Allgemeine Grundsätze für die Zuverlässigkeit von Tragwerken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- Pammer, M. (2001). Erhaltungsmanagement von Kunstbauten in Österreich mit besonderer Berücksichtigung von Brücken. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Pauser, A. (2000). Expertise betreffend die Auswirkungen vergüteter Spannstähle der Festigkeitsklasse St 1420/1570 (sog. „alter Typ“ St 145/160) auf Brückentragwerke. Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien.
- Pechhacker, R. (2003). Einfluss von Spannstahlbrüchen auf das Tragverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Petraschek, T. (2002). Untersuchungen zum Tragverhalten von geschädigten Drahtspanngliedern mit nachträglichem Verbund. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Pfeifer, U. (2003). INCA2. Version 2.5, Programm zur interaktiven Berechnung von Massivbauquerschnitten. Arbeitsbereich 3-07 Massivbau, Technische Universität Hamburg-Harburg.
- Potucek, W. (2005). Skriptum Bautechnischer Kurs, Brückenbau und konstruktiver Ingenieurbau. Engineering Services - ÖBB-Infrastruktur Bau AG, Wien.
- Proverbio, E., Riccardi, G. (2000). Failure of a 40 years old post-tensioned bridge near seaside, University of Messina, Sicilia.
- Pukl, R., Novák, D. und Bergmeister, K. (2003). Reliability Assessment of Concrete Structures. Proceedings Euro-C 2003, März, St. Johann.
- Pukl, R., Novák, D. und Eichinger, E.M. (2002). Stochastic Nonlinear Fracture Analysis. Proceedings IABMAS Conference, Juli, Barcelona.
- Rehm, G. (1961). Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Ernst & Sohn, Berlin.
- RILEM/CEB/FIP (1978) Recommendation RC 6, Bond Test Reinforcing Steel, 2. Pull Out Test, 1st Edition
- Rostásy, F. und Gutsch, A.-W. (1997). Zuverlässigkeit des Verpressens von Spannkanälen unter Berücksichtigung der Unsicherheiten auf der Baustelle. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 476, Beuth Verlag, Berlin.
- RVS 13.71 (1995). Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Straßenbrücken. Österreichische Forschungsgemeinschaft für Straße und Verkehr, Wien.
- RVS 15.114 (1999). Ergänzung zur ÖNorm B4002 für Gegenverkehr bei getrennten Richtungsfahrbahnen und für Sonderfahrzeuge. Österreichische Forschungsgemeinschaft für Straße und Verkehr, Wien.
- Schneider, J. (1996). Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure. vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich und B.G. Teubner, Stuttgart.

- Spaethe, G. (1992). Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Springer-Verlag, Wien, New York.
- Trost, H., Cordes, H., Thormählen, U. und Hagen, H. (1980). Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 310, Beuth Verlag, Berlin.
- Wenighofer, W. (2002). Beurteilung der Zuverlässigkeit von zwei Stahlbetonbrücken. Diplomarbeit, Institut für Stahlbeton- und Massivbau, Technische Universität Wien.
- Wenzel, H., Geier, R. und Eichinger, E.M. (2002). Untersuchungen anlässlich des Abbruches ausgewählter Tragwerke. Straßenforschung, Heft 525, Wien.
- Will, N. (1997). Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbelastung, Dissertation, IMB Heft 6, RWTH Aachen.
- Winter, H. (2001). Werkstoffkundliche Untersuchungen an alten Spannstählen aus abgebrochenen Spannbetontragwerken. Tagung Innovationen im Betonbau, November, Wien.
- Winter, B. (2005). Verbundspannungs-Schlupfbeziehung von Spannstählen bei nachträglichem Verbund mit Einpressmörtel aus ultrahochfesten Betonen. Diplomarbeit, Institut für Tragkonstruktionen, Technische Universität Wien.