

# **Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

**DOKTOR-INGENIEURS**

von der Fakultät für  
Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

genehmigte

**DISSERTATION**

von  
Dipl.-Ing. Juliane Möller  
aus Mannheim

Tag der mündlichen Prüfung:

11. Juli 2006

Hauptreferent:

Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen

Karlsruhe 2006



---

## Kurzfassung

Bei der Segmentbauweise werden vorgefertigte Betonelemente gleicher Abmessungen in Fertigteilwerken hergestellt und just in time auf die Baustelle geliefert. Das einfache Zusammenspannen der Betonelemente ohne Verfüllung der Hüllrohre sowie Fugen führt zur Verkürzung von Bauzeiten und ermöglicht nachhaltiges Bauen. Der Rückbau der Segmenttragwerke erfolgt über das Nachlassen der verbundlosen Spannglieder, so dass die Betonelemente ohne Beschädigung getrennt werden und an anderer Stelle wiederverwendet werden können. Bauabfallprodukte sowie der Energie- und Ressourcenverbrauch reduzieren sich durch den Erhalt der Betonelemente im Kreislauf signifikant.

Die Bemessung der Segmenttragwerke unterscheidet sich entsprechend der gängigen Normen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht von derjenigen der monolithischen Bauweise, da die Fugen unter Gebrauchslasten geschlossen bleiben. Jedoch muss für eine wirtschaftliche Dimensionierung ein Öffnen der Fugen im Grenzzustand der Tragfähigkeit zugelassen werden, welches eine Änderung der Steifigkeitsverhältnisse zur Folge hat. In statisch unbestimmten Tragwerken beeinflusst die Änderung der Steifigkeitsverhältnisse die Verteilung der Schnittgrößen. Bisher sind Schnittgrößenumlagerungen in Segmentbauteilen nach einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung mangels ausreichender Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten nicht zugelassen. Die Kenntnis der maximalen Rotationsfähigkeit eines statisch unbestimmten Tragwerks ermöglicht die Ausnutzung seiner Tragreserven. Generell verhindert eine gute Rotationsfähigkeit ein sprödes Versagen statisch bestimmter sowie statisch unbestimmter Systeme.

Die Rotationsfähigkeit und die dazugehörige Tragfähigkeit verbundlos vorgespannter Segmentträger mit Trockenfugen wurde anhand zweier Einfeldträgersysteme mit Kragarm unter dem Einfluss der Querkraft sowie des Abstandes der Fuge zum Maximalmoment in experimentellen sowie numerischen Untersuchungen studiert. Neben dem Trag- und Rotationsverhalten war der Spannungszuwachs im verbundlosen Spannglied von Interesse. Die Ergebnisse aus den Versuchen wurden zur Verifizierung der numerischen Modelle herangezogen, die für weitere numerische Parameterstudien verwendet wurden. Den 2-dimensionalen Modellen wurde ein Unterprogramm zugewiesen, welches das spezifische Materialverhalten von Stahlbeton einschließlich des Verbundverhaltens der Betonstahlbewehrung berücksichtigt.

Vergleichsberechnungen mit monolithischen Modellen zeigten eine geringfügig kleinere Verformungsfähigkeit der Segmentträger trotz deutlicher Verluste in der Tragfähigkeit, solange das Versagen innerhalb des Segments und nicht im Bereich der Fuge auftrat. Aufbauend auf den Ergebnissen wurde ein Bemessungskonzept entwickelt, welches die Lage der Fugen im System berücksichtigt und Schnittgrößenumlagerungen nach linear-elastischen Berechnungen erlaubt.

---

## Abstract

The application of segmental precast concrete girders prestressed with unbonded tendons is an efficient technique for reducing construction time. Precast elements of same dimensions are usually manufactured in precasting plants and delivered just in time. Sustainable constructions by segmental elements provide the opportunity of deconstruction and rehabilitation of existing structures. To dismantle a construction the segmental elements can easily be disassembled by loosening the unbonded tendons. Immediate reuse of segmental elements in new or existing structures keeps materials in circulation and decreases demolition waste significantly.

According to the valid standards the serviceability calculation of segmental girders does not differ from a calculation of monolithic girders, because under service load the joints are kept in compression. For economical construction controlled joint openings must be accepted under ultimate limit load which affect the stiffness of the structure. Reduced stiffness influences the distribution of the static forces in statically indeterminate segmental girders as well as in monolithic girders. For the lack of sufficient experience in the bearing and deflection behaviour of segmental girders the redistribution of the static forces by linear-elastic methods isn't permitted yet. The redistribution of the static forces requires the knowledge of the possible rotation capacity. Furthermore, good ductility avoids brittle failure in statically indeterminate and determinate structures.

The influence of shear and of the distance of the joints to the maximum moment on the bearing and deflection behaviour were studied at two cantilever beam systems constructed by precast elements with dry joints. Experimental data was consulted to validate numerical models which were used to perform further parametric studies. The numerical investigations were carried using 2-dimensional meshes. A user-subroutine considered the specific material behaviour of reinforced concrete including the bond-slip-behaviour of the steel bars.

Comparative calculations with monolithic models showed a slightly smaller ductility of the segmental girders despite clear losses in the load-bearing capacity, as long as the failure arises within the segment and not within the range of the joint. Based on the research results a design method is developed to provide ultimate redistribution of static forces in segmental girders.



## **Vorwort**

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie an der Universität Karlsruhe (TH) und wurde im Rahmen des Schwerpunktprogramms „Kreislaufgerechtes Bauen“ von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanziell unterstützt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. L. Stempniewski für die fachliche Betreuung, seine wertvollen Anregungen und Ratschläge sowie für die Übernahme des Hauptreferats.

Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen danke ich für seine Anmerkungen und Bemühungen bei der Übernahme des Korreferats.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. techn. h.c. J. Eibl danke ich für seine weiterführenden Diskussionen und Hinweise zur Vervollständigung dieser Arbeit.

Allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie danke ich für ihre wertvolle Unterstützung und für das freundliche und angenehme Arbeitsklima.

Meiner Familie und meinen Freunden danke ich für ihre stete Unterstützung und ihr Verständnis, ohne die ein Gelingen dieser Arbeit nicht möglich gewesen wäre.





## Inhaltsverzeichnis

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>Einleitung</b> .....   | <b>1</b>  |
| 1.1      | Problemstellung .....   | 3         |
| 1.2      | Zielsetzung.....  | 4         |
| <b>2</b> | <b>Stand der Erkenntnis</b> .....   | <b>7</b>  |
| 2.1      | Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und<br>Spannbetontragwerken..... | 8         |
| 2.1.1    | Nichtlineares Werkstoffverhalten von Beton .....                                | 9         |
| 2.1.2    | Werkstoffverhalten und Verbundeigenschaften von Beton- und<br>Spannstahl .....  | 12        |
| 2.1.3    | Verfahren zur Schnittgrößenbestimmung .....                                     | 13        |
| 2.1.4    | Mechanische Modelle zum Tragverhalten unter kombinierter<br>Beanspruchung.....  | 15        |
| 2.1.5    | Dehnungszuwachs im Spannstahl bei Vorspannung ohne Verbund...                   | 23        |
| 2.2      | Rotationsfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.....                | 26        |
| 2.2.1    | Bestimmung der Rotationsfähigkeit .....   | 26        |
| 2.2.2    | Übersicht der Rechenmodelle.....  | 28        |
| 2.2.3    | Einflüsse auf die Rotationsfähigkeit von monolithischen Trägern .....           | 31        |
| 2.3      | Experimentelle Untersuchungen an Segmentträgern.....                            | 40        |
| 2.3.1    | Untersuchungen zur Fugentragfähigkeit.....                                      | 41        |
| 2.3.2    | Untersuchungen zum Biege- und Querkrafttragverhalten .....                      | 44        |
| 2.3.3    | Untersuchungen zum Verhalten bei Torsionsbeanspruchung.....                     | 52        |
| 2.4      | Rechnerische Untersuchungen an Segmentträgern.....                              | 55        |
| 2.4.1    | Untersuchungen nach Specker.....  | 55        |
| 2.4.2    | Untersuchungen nach Kasic.....  | 56        |
| 2.5      | Trag- und Verformungsverhalten von Segmentbauteilen.....                        | 59        |
| 2.5.1    | Riss- und Verformungsverhalten .....  | 60        |
| 2.5.2    | Modelle zum Tragverhalten unter kombinierter Beanspruchung .....                | 62        |
| 2.5.3    | Dehnungszuwachs im Spannstahl.....  | 66        |
| 2.6      | Stand der Normung in Deutschland.....   | 68        |
| <b>3</b> | <b>Eigene experimentelle Untersuchungen an Segmentträgern</b> .....             | <b>71</b> |
| 3.1      | Versuchstand und Abmessungen.....   | 71        |
| 3.1.1    | Kragträger 1 und Kragträger 2.....  | 71        |
| 3.1.2    | Kragträger 3.....   | 74        |

---

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 3.2      | Herstellung der Segmente .....   | 76         |
| 3.2.1    | Kragträger 1 und Kragträger 2 .....  | 76         |
| 3.2.2    | Kragträger 3 .....   | 77         |
| 3.3      | Materialkennwerte .....  | 78         |
| 3.3.1    | Kragträger 1 und Kragträger 2 .....  | 78         |
| 3.3.2    | Kragträger 3 .....   | 80         |
| 3.4      | Messtechnik .....  | 80         |
| 3.4.1    | Kragträger 1 und Kragträger 2 .....  | 80         |
| 3.4.2    | Kragträger 3 .....   | 84         |
| 3.5      | Vorspannung .....  | 86         |
| 3.5.1    | Kragträger 1 und Kragträger 2 .....  | 86         |
| 3.5.2    | Kragträger 3 .....   | 87         |
| 3.6      | Versuchsablauf .....   | 88         |
| 3.6.1    | Kragträger 1 .....   | 88         |
| 3.6.2    | Kragträger 2 .....   | 89         |
| 3.6.3    | Kragträger 3 .....   | 91         |
| 3.7      | Versuchsergebnisse .....   | 92         |
| 3.7.1    | Kragträger 1 .....   | 93         |
| 3.7.2    | Kragträger 2 .....   | 99         |
| 3.7.3    | Kragträger 3 .....   | 105        |
| 3.8      | Versuchsauswertung .....   | 112        |
| 3.8.1    | Ermittlung der Rotationsfähigkeit .....                                    | 112        |
| 3.8.2    | Versuchsauswertung .....   | 115        |
| <b>4</b> | <b>Rechnerische Untersuchungen zur Trag- und Verformungsfähigkeit ....</b> | <b>119</b> |
| 4.1      | Berechnungsmodell .....  | 119        |
| 4.1.1    | Konstitutive Beziehungen für Beton .....                                   | 119        |
| 4.1.2    | Konstitutive Beziehungen für den Spann- und Betonstahl .....               | 127        |
| 4.1.3    | Verbund zwischen Betonstahlbewehrung und Beton .....                       | 128        |
| 4.1.4    | Kraftübertragung über die Fugen .....                                      | 133        |
| 4.1.5    | Diskretisierung des numerischen Modells .....                              | 134        |
| 4.2      | Verifikation der Modelle .....   | 136        |
| 4.2.1    | KRAG 1 .....   | 136        |
| 4.2.2    | KRAG 2 .....   | 139        |
| 4.2.3    | Zusammenfassung .....  | 142        |
| 4.3      | Parameterstudien an Segmentträgern .....                                   | 145        |
| 4.3.1    | Variation der Schubschlankheit .....                                       | 148        |

---

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 4.3.2    | Variation der Biegeschlankheit .....  | 154        |
| 4.3.3    | Variation der Betondruckfestigkeit .....  | 159        |
| 4.3.4    | Vergleich des berechneten Spannungszuwachses im Spannstahl mit<br>Näherungslösungen ..... | 164        |
| 4.4      | Vergleich mit den Ergebnissen monolithischer Träger .....                                 | 167        |
| 4.4.1    | Variation der Schubschlankheit .....  | 168        |
| 4.4.2    | Variation der Biegeschlankheit .....  | 172        |
| 4.4.3    | Auswertung der Ergebnisse .....   | 176        |
| 4.5      | Vergleich mit der zulässigen Rotation nach DIN 1045-1 .....                               | 178        |
| 4.5.1    | Variation der mittleren Schubschlankheit .....  | 180        |
| 4.5.2    | Variation der Biegeschlankheit .....  | 182        |
| 4.5.3    | Variation der Druckfestigkeit .....   | 182        |
| 4.6      | Schlussfolgerungen .....  | 183        |
| <b>5</b> | <b>Entwicklung eines Bemessungskonzepts .....</b>   | <b>186</b> |
| 5.1      | Schnittgrößenberechnung und Einteilung der Bereiche .....                                 | 187        |
| 5.1.1    | Linear-elastische Schnittgrößenermittlung .....   | 187        |
| 5.1.2    | Einteilung der Bereiche .....   | 189        |
| 5.2      | Bemessungskonzept in Anlehnung an die DIN 1045-1 .....                                    | 190        |
| 5.2.1    | Berechnung der Rotationsfähigkeit .....   | 191        |
| 5.2.2    | Ermittlung des Dehnungszuwachses im Spannstahl im Grenzzustand<br>der Tragfähigkeit ..... | 194        |
| 5.2.3    | Nachweis in den Fugen und im fugennahen Bereich .....                                     | 195        |
| 5.2.4    | Nachweis außerhalb des Fugenbereichs .....  | 201        |
| 5.2.5    | Empfehlungen zur Lage der Fugen .....   | 201        |
| <b>6</b> | <b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>   | <b>204</b> |
| <b>7</b> | <b>Literatur .....</b>  | <b>206</b> |



## 1 Einleitung

Beim Entwurf, der Planung und der Errichtung von Bauwerken sollte neben dem Prinzip der Wirtschaftlichkeit auch die Nachhaltigkeit bedacht werden. Während beim Wirtschaftlichkeitsprinzip ökonomische Belange wie Minimierung der Rohstoffe und der Arbeitszeit im Vordergrund stehen, umfasst der Grundgedanke der Nachhaltigkeit ökologische und gesellschaftliche Aspekte. Diese schließen die Minimierung des Verbrauchs nicht erneuerbarer Ressourcen und die Gewährleistung der Regeneration erneuerbarer Ressourcen bei gleichzeitiger Minimierung der Umweltbelastung durch Abfälle und Emissionen ein. Da im Sinne der Nachhaltigkeit auch die Folgekosten für nachfolgende Generationen zu bedenken sind, sind bei einer Nachhaltigkeitsanalyse neben den Herstellkosten die Instandhaltungskosten und Entsorgungskosten anfallender Baurestmassen mit einzubeziehen.

Die über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks anfallenden Kosten können u. a. durch standardisierte Vorgänge beim Herstellungsprozess, Verwendung qualitativer und recyclebarer Werkstoffe und Flexibilität bei Nutzungsänderungen minimiert werden. Diese Möglichkeiten ergeben sich bei der Anwendung von Segmenten, welche als Stahlbetonelemente mit gleichen Abmessungen in Serie gefertigt werden. Nach der Aneinanderreihung der vorgefertigten Elemente werden diese in der Haupttragrichtung mittels nachträglich eingefädelt Spanngliedern zu einem Gesamttragwerk zusammengespant. Für ein kostengünstiges Zusammenfügen der Segmente wird im Fugenbereich sowohl auf eine rissbreitenbeschränkende Mindestbewehrung als auch auf ein Verkleben der Stirnflächen verzichtet. Zur Weiterleitung der Zugkräfte über diese sogenannten Trockenfugen hinweg dienen lediglich die Spannglieder, deren Hüllrohre bei Bedarf injiziert werden können. Für eine schnelle und preiswerte Verbindung der Segmente können vorzugsweise verbundlose Spannglieder eingesetzt werden, die eine Inspizierbarkeit und Austauschbarkeit der Spannglieder sowie einen einfachen Rückbau des Gesamttragwerks durch Lösen der Spannglieder erlauben.

Der kontrollierte Rückbau von demontierbaren Segmenten stellt gegenüber dem konventionellen Baustoffrecycling eine ernstzunehmende Alternative dar. Durch recyclinggerechte Planungen des Konstrukteurs ist es heutzutage möglich, ganze Tragstrukturen oder Umhüllungen nach Ablauf der Nutzungsdauer vor Ort zu demontieren und an anderer Stelle wieder einzusetzen. Für die so entstehenden Sekundärobjekte können sich die Baukosten bis zur Hälfte reduzieren, da die Entsorgungskosten entfallen und sich Energiekosten zur Herstellung von Primärbeton

reduzieren. Auch minimiert sich der ökologische Schaden, der bei herkömmlichem Abbruch von Gebäuden infolge Lärm und Schmutz entsteht.

Durch den Einsatz der Segmentbauweise kann somit die Wiederverwertung von Bauteilen ermöglicht werden, welche nach Ablauf des Nutzungszeitraum ohne Zerstörung des Stahlbetons demontiert und an anderer Stelle unter bestimmten Randbedingungen wieder eingesetzt werden.

Die Segmentbauweise bietet weitere wirtschaftliche und ökologische Vorteile:

- Die Betonelemente können über witterungsunabhängige Serienfertigung im Fertigteilwerk unter optimalen Bedingungen hergestellt werden.
- Die hohe Ausführungsqualität hat eine höhere Betongüte und damit eine bessere Dauerhaftigkeit des Materials zur Folge.
- Die höhere Betongüte ermöglicht Verminderung des Betonquerschnitts und des Transportgewichts.
- Der Baufortschritt richtet sich nicht nach der Erhärtungsdauer des Betons und die Baustelleneinrichtung wird reduziert.
- Bei der verbundlosen Vorspannung entfallen die mitunter recht aufwändigen Injektionsarbeiten. Es ergeben sich geringere Reibungsverluste über die Trägerlänge.

Insgesamt führt diese Bauweise neben einer Reduzierung von Bausschutt durch Bauteilrecycling zu einer Rationalisierung der Arbeitsabläufe und damit zu einer Verkürzung der Bauzeit, einer geringeren Fehleranfälligkeit sowie der Einsparung von Lohn- und Materialkosten.

Der Energie- und Rohstoffaufwand kann zusätzlich durch den Einsatz von hochfestem Beton, selbstverdichtendem Beton (SVB) oder gar Ultra-Hochleistungsbeton (engl.: Ultra High Performance Concrete – UHPC) minimiert werden. Die jüngsten Entwicklungen in der Betontechnologie ermöglichen hochtragfähige, korrosionsbeständige Tragwerke, die gegenüber der Ausführung in normalfestem Beton einen geringeren Ressourcenverbrauch und verbesserte Dauerhaftigkeitseigenschaften aufweisen.

Seit mehreren Jahrzehnten wird die Segmentbauweise hauptsächlich im Brückenbau eingesetzt. Dazu hat die Entwicklung externer und intern verbundloser Spannlieder beigetragen, mit denen Inspizierbarkeit und Austauschbarkeit gegeben ist, so dass inzwischen Segmentbrücken mit Vorspannung ohne Verbund in aller Welt erfolgreich hergestellt werden. Im Gegensatz dazu ist diese Bauweise in Deutschland aufgrund wenig befriedigender Erfahrungen in der Frühphase der Segmentbauweise kaum akzeptiert. Auch für die Neuentwicklungen wie z. B. UHPC ist der Einsatz innerhalb Deutschland durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen oder Zustimmungen im Einzelfall mit einem hohen finanziellen Aufwand verbunden, so dass die Umsetzung in der Industrie derzeit erschwert ist. Erfolgreiche Projekte im Ausland haben gezeigt, dass sich die Hochleistungsbetone in der Vorfertigung immer weiter durchsetzen. Es wurden die ersten Brücken aus ultrahochfestem Beton errichtet, bei denen sogar gänzlich auf Betonstahl verzichtet wurde. Aber auch bei der Errichtung von Fernmelde- und Leuchttürmen und Brückenpfeilern, bei denen die einzelnen Segmente in vertikaler Richtung vorgespannt werden, sind bereits Erfahrungen gesammelt. Gänzlich fehlen Erfahrungen für den Einsatz von Segmentbauteilen im Industrie- und Wohnungsbau.

## 1.1 Problemstellung

Zahlreiche experimentelle sowie vereinzelte rechnerische Untersuchungen an Segmentträgern unterschiedlicher Vorspannarten und Fugenausbildungen in den vergangenen Jahrzehnten erbrachten wesentliche Erkenntnisse zum Tragverhalten und führten zur Aufnahme der Segmentbauweise in internationale Normen. Die Rahmenbedingungen für die verbundlos vorgespannte Segmentbauweise mit Trockenfugen sind in Deutschland erst seit 2001 durch die Einführung der DIN 1045-1 gegeben. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt über eine linear-elastische oder nicht-lineare Berechnung. Umlagerungsmöglichkeiten von Schnittgrößen in statisch unbestimmten Segmentträgern mit Trockenfugen sowie das Verfahren nach der Plastizitätstheorie sind jedoch aus Mangel an Forschungsergebnissen zur Rotationskapazität derzeit nicht erlaubt.

Eine gute Rotationskapazität gilt als Maß für ein duktileres Verformungsverhalten und ist die Voraussetzung für Schnittkraftumlagerungen. Meist wird bei der Beurteilung der Rotationskapazität die plastische Rotationsfähigkeit betrachtet, d. h. die möglichen Rotationen nach Entstehung plastischer Verformungen. Aufgrund ausreichender Studien sind die wesentlichen Einflussparameter auf das Rotationsvermögen von monolithischen Stahl- und Spannbetonbalken geklärt, so

dass auf einfache Näherungsansätze zur Bestimmung der Rotationsfähigkeit von monolithischen Bauteilen verwiesen werden kann. Es ist erwiesen, dass die Schubrissbildung einen wesentlichen Einfluss auf das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken besitzt. Die kombinierte Beanspruchung von Biegung und Querkraft, wie sie beispielsweise in Bereichen von Innenauflagern eines Durchlaufträgers zu finden ist, erweitert nach Schubrissbildung die Zone plastischer Verformungen infolge Biegung um ein bestimmtes Versatzmaß. Die Traglast und die eventuell darüber hinaus möglichen Schnittgrößenumlagerungen werden hiervon beeinflusst.

Das Trag- und Verformungsverhalten von Segmentbauteilen wird in erster Linie durch das Öffnen der Fugen bestimmt, die als Sollrissstellen die Steifigkeitsminderungen wesentlich beeinflussen. Ein Großteil der in der Vergangenheit an Segmentbauteilen durchgeführten experimentellen und rechnerischen Untersuchungen diente dem Zweck der Traglastermittlung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflussfaktoren. Meist wurden hierbei die Querschnittsform, die Fugenausbildung, die Vorspannart und das statische System als wesentliche Parameter variiert. Die Erfassung des Verformungsverhaltens bis zur Traglast galt vor allem dem Rissverhalten sowie dem Dehnungszuwachs im verbundlos vorgespannten Spannstahl. Die Dehnung im Spannstahl hängt direkt vom Verformungsverhalten des Trägers ab und besitzt wiederum durch die damit veränderliche Spannkraft einen Einfluss auf die Traglast. Verschiedene Versuche zeigten eine gute Verformbarkeit der Versuchsträger über die Bemessungslast hinaus. Die Größe der Rotationsfähigkeit sowie speziell der Einfluss der Schubrissbildung auf die plastischen Verformungen, den Dehnungszuwachs im Spannstahl und die Schnittgrößen von Segmentträgern sind bisher nicht erfasst. Des Weiteren fehlen Untersuchungen zur Begrenzung der plastischen Verformungen durch trockene Fugen.

## **1.2 Zielsetzung**

Die Kombination experimenteller und numerischer Untersuchungen führt zu einer soliden Grundlage wissenschaftlicher Erkenntnisse. So wurde bereits von Kasic [54] an der Universität Karlsruhe eine umfangreiche Studie an verbundlos vorgespannten, segmentären Einfeldträgern mit Trockenfugen geführt, um die wesentlichen Einflussgrößen auf das Trag- und Verformungsverhalten festzustellen. Die dabei verwendeten Modelle unterlagen in der plastischen Zone der reinen Biegebeanspruchung. Es wurde zusätzlich der Aspekt der Theorie II. Ordnung für mäßig schlanke Stützen erörtert. Eine zur Biegebeanspruchung hinzukommende Schub-



---

beanspruchung und der Einfluss einer zum Maximalmoment benachbarten Fuge auf das Trag- und Verformungsverhalten wurden dabei nicht behandelt.

Ziel der nachfolgenden Untersuchungen ist die Entwicklung eines Bemessungskonzepts unter Berücksichtigung einer eventuellen Schubrissbildung und der Lage der Fuge bezüglich der plastischen Zone. Dafür wird in experimentellen sowie numerischen Studien neben der Tragfähigkeit auch das Rotationsverhalten von Segmentträgern erfasst, um daraus sowohl Näherungsansätze zum Dehnungszuwachs im Spannstahl als auch mögliche Schnittgrößenumlagerungen in statisch unbestimmten Systemen schließen zu können. Grundlage der vorliegenden Arbeit sind zwei Kragträgersysteme mit je zwei Lasteinleitungspunkten unter Beibehaltung des Querschnitts aus den Versuchen nach Kasic. Die Träger stellen einen Ausschnitt eines Durchlaufträgers mit einem positiven sowie einem negativen Momentenbereich dar, in dem die maximale Biege- und Schubbeanspruchung zusammentreffen und sich Schubrisse entwickeln. Über Steuerung verschiedener Parameter werden unterschiedliche Beanspruchungszustände und Rissbildungen hervorgerufen und analysiert.

Experimentelle Untersuchungen zeigen das grundsätzliche Trag- und Verformungsverhalten und dienen der Verifizierung von Finiten-Element-Modellen, die in den anschließenden Parameterstudien eingesetzt sind. Im Hinblick auf einfachste Herstellmethoden und Demontierbarkeit werden in den Studien Betonelemente verwendet, die mit glatter Schalung und ohne Verfüllmaterial zwischen den Fugen hergestellt werden. Bei der Finiten-Element-Berechnung wird das nichtlineare Materialverhalten von Stahlbeton durch die Implementierung von Unterprogrammen, die das spezifische Bruch- und Nachbruchverhalten des Betons und einen realistisch modellierten Verbund zwischen Beton und Stahlbeton berücksichtigen, erfasst.

Die Neigung zur Schubrissbildung wird über das Maß der Schubschlankheit definiert. Da das Rissverhalten von Segmentträgern vorrangig durch die Fugen bestimmt wird, muss neben der Schubschlankheit der Einfluss der Fugenlage auf die Ausbildung der plastischen Zone näher betrachtet werden. Berechnungen mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten bei gleicher Laststellung führen zu unterschiedlichen Dehnungszuständen unter Bruchlast, so dass ein großer Bereich der praktischen Anwendung abgedeckt ist. Die Materialeigenschaften sind derart gewählt, dass das Versagen stets im Beton auftritt. Anhand von Vergleichsberech-

nungen mit Modellen segmentärer und monolithischer Ausführung wird das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten gegenübergestellt.

Im Rahmen der Arbeit ist die Beanspruchungsart auf Kurzzeitbelastung mit monotoner Steigerung beschränkt. Zeitanhängige Einflüsse wie Kriechen, Schwinden und Relaxation sind nicht berücksichtigt. Neben der hauptsächlichen Untersuchung des Trag- und Rotationsverhaltens von verbundlos vorgespannten Segmentträgern unter der kombinierten Beanspruchung von Biegung und Querkraft wird zusätzlich ein Blick auf das veränderte Verformungsverhalten unter Schubrissbildung durch Torsion geworfen. Dazu dient ein erster Tastversuch an einem Kragträger unter der zusätzlichen Beanspruchung aus Torsion.

## 2 Stand der Erkenntnis

Die Segmentbauweise ist hauptsächlich aus dem Brückenbau bekannt, erstreckt sich jedoch auch auf weitere Anwendungsgebiete wie den Hoch- und Industriebau. Einen großen Beitrag zur Entwicklung der Segmentbauweise leistete Freyssinet, der nach seiner Patentierung des Spannbetons 1928 die erste praktische Anwendung der Vorspannung im nachträglichen Verbund an einem Bauwerk im Hafen von Le Havre 1933-1935 erbrachte und von 1941-1946 die erste Segmentbrücke über die Marne bei Luzancy konstruierte [49]. Seine Vorstellung von trocken ausgeführten Kontaktfugen konnte er nicht ohne Ausgleichsschicht zwischen den Fugen erfüllen, so dass sie mit Zementmörtel verfüllt wurden. Nach Klärung der Bemessung der Fugen und der Entwicklung wirtschaftlicher Bauverfahren wie z. B. des Freivorbaus, werden seit den 1960er Jahren weltweit Segmentbrücken erfolgreich eingesetzt. Die Weiterentwicklung verbundloser Spannglieder ermöglicht heute eine korrosionsbeständige Vorspannart, die eine Verfüllung oder Verklebung der Segmentfugen verzichtbar macht.

Ein Segmentträger verhält sich wie ein monolithisches Bauteil solange die Fugen vollständig überdrückt sind. Mit ansteigender Belastung konzentrieren sich die Verformungen nach dem Öffnen der Fugen auf den Bereich der Fugen und schränken das Rotationsvermögen des Segmentträgers ein. Die Kenntnis des Rotationsvermögens ist wichtig zur Bestimmung des Spannungszuwachses im Spannstahl und darausfolgend der Traglast. Einige Einflüsse zur Duktilitätssteigerung der Segmentträger sind bereits ausreichend geklärt. Es fehlen ausreichende Untersuchungen zum Bruchverhalten von trocken zusammengespannten Segmentträgern unter dem Einfluss der Schubrissebildung und unter Berücksichtigung der Lage der Fuge. Zur Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens von Segmentträgern wird daher in diesem Kapitel zunächst auf das Materialverhalten und das Zusammenwirken der Werkstoffe Beton und Stahl eingegangen und die Entwicklung einfacher Tragmodelle sowie das Verformungsvermögen ganzer Tragsysteme aus Stahlbeton und Spannbeton dargestellt. Anschließend werden die bisher erfassten Erkenntnisse zum Tragverhalten von Segmentträgern und die Normung in Deutschland vorgestellt.

## 2.1 Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

Während sich die Schnittgrößen statisch bestimmter Systeme über Gleichgewichtsbedingungen bestimmen lassen, muss bei statisch unbestimmten Systemen zusätzlich die Verträglichkeit der Verformungen beachtet werden. Daraus ergibt sich eine Abhängigkeit der Schnittgrößen von der aktuellen Steifigkeitsverteilung im System, die bei Anwendung der Elastizitätstheorie, unter Annahme einer belastungstunabhängigen Steifigkeitsverteilung, zur Schnittgrößenermittlung nicht ausreichend genau berücksichtigt werden kann. Lediglich für den Zustand I kann von einer konstanten Steifigkeitsverteilung ausgegangen werden und Schnittgrößen infolge beliebiger Beanspruchungsarten voneinander getrennt berechnet und anschließend superponiert werden. Das Verformungsverhalten statisch bestimmter und unbestimmter Systeme ist in beiden Fällen von der Steifigkeitsentwicklung und somit von der jeweiligen Belastung abhängig.

Statisch unbestimmte Systeme bieten gegenüber statisch bestimmten Systemen den Vorteil, bei Erreichen der Tragfähigkeit in einem kritischen Querschnitt weitere Tragreserven in unkritischen Schnitten mobilisieren zu können. Auch unter extremen Lastfällen wie z. B. Erdbebenbelastung oder Fahrzeuganprall zeichnen sich statisch unbestimmte Tragwerke durch ein robusteres Verhalten gegenüber statisch bestimmten Systemen aus. Voraussetzung ist jedoch jeweils ein ausreichendes Verformungsvermögen sowie eine ausreichende Tragreserve in den nichtkritischen Bereichen.

Soll das Trag- und Verformungsvermögen von Bauteilen wirklichkeitsnah beurteilt werden, so ist die Kenntnis des nichtlinearen Materialverhaltens des Bauteils notwendig, welches von vielerlei Faktoren abhängig ist. Neben den Materialeigenschaften der einzelnen Komponenten beeinflussen Belastungsalter, Belastungsgeschwindigkeit, Belastungsdauer, Bauteiltemperatur sowie der Spannungszustand die Festigkeit. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Werkstoffe bzw. Bauteile unter monoton steigender Kurzzeitbelastung und Normaltemperatur betrachtet, da dieser Zustand zur Beurteilung des Trag- und Verformungsvermögens in der Baupraxis hauptsächlich relevant ist.

### 2.1.1 Nichtlineares Werkstoffverhalten von Beton

Der Werkstoff Beton stellt als Gemisch aus Zement, Zuschlag, Wasser und Zusätzen einen inhomogenen Werkstoff dar. Der erhärtete Zementstein weist sowohl mit Luft oder Wasser gefüllte Poren auf als auch Mikrorisse, die z. B. infolge von Temperaturveränderungen und Schwinden vor allem an den Grenzflächen des Zuschlagskorns auftreten. Aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften der verwendeten Komponenten verhält sich die Spannungsverteilung innerhalb des Konglomerats ungleichmäßig, wird jedoch im Allgemeinen für Berechnungen als gleichmäßig angenommen. Stichprobenartige Festigkeitsprüfungen an Prismen und Zylindern ergeben einen Mittelwert der Materialkennwerte, die innerhalb der Bauteile mehr oder weniger stark abweichen. Die Verformungen des Betons nehmen unter ansteigender Belastung nichtlinear zu. Die folgenden Ausführungen geben einen kurzen Überblick über das Werkstoffverhalten von Beton unter ein- und mehrachsiger Beanspruchung aus der einschlägigen Literatur wieder und bilden die Grundlage für die Entwicklung konstitutiver Beziehungen [3], [13], [35].

#### Beton unter einachsiger Zugbeanspruchung

Zur Beschreibung des Betonverhaltens unter Zugbelastung wird das Verhalten eines Stabes unter Zugbeanspruchung herangezogen. Ab einer Belastung von etwa 60 % der Betonzugfestigkeit entstehen gleichmäßig über den Betonkörper verteilt senkrecht zur Belastungsrichtung Mikrorisse (A). Infolge stochastischer Schwankungen der mikroskopischen Zugfestigkeit und vorhandenen Schwach- oder Störstellen, wie z. B. Luftporen oder Kerben im Beton, häufen sich die Mikrorisse kurz vor Erreichen der makroskopischen Zugfestigkeit in einem Querschnittsbereich (B). Dieser Bereich wird als Mikrorissband bezeichnet, in dem die Dehnungen größer sind als in den übrigen Bereichen des Körpers. Nach Überschreiten der makroskopischen Zugfestigkeit  $f_{ct}$  verringert sich die Bandbreite der Mikrorisse, das Material beginnt sich zu entfestigen (strain softening), und ein Makroriss bildet sich (C). Da sich die Verformungen unter Zugbelastung in diskreten Rissen konzentrieren erfolgt die Betrachtung der Zugspannung meist in Abhängigkeit der Rissöffnung  $\Delta u$ .

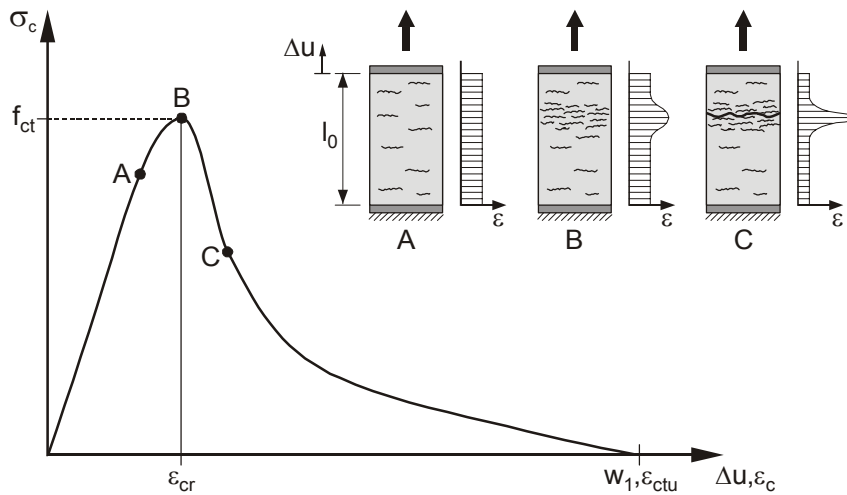


Abbildung 2.1: Vereinfachte einaxiale Spannungs-Verformungs-Beziehung unter Zugbeanspruchung

### Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung

Die Prüfung der einaxialen Druckfestigkeit erfolgt an Prismen oder Zylindern unter Kurzzeitbelastung und zeigt allgemein unter Verformungssteuerung folgendes Spannungs-Dehnungs-Verhalten für Betone verschiedener Festigkeiten.

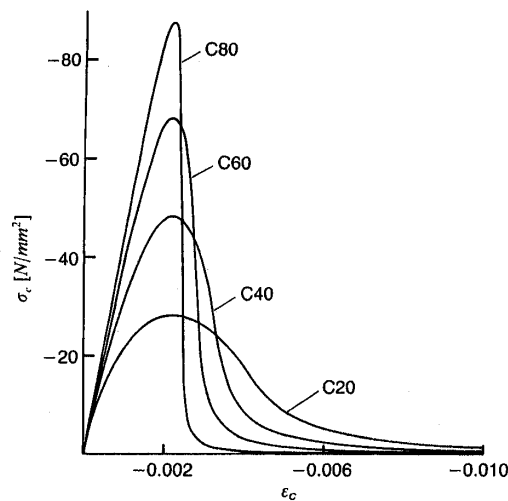


Abbildung 2.2: Einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unter Druckbeanspruchung [12]

Der Dehnungszuwachs der Betone bleibt bis etwa 30 oder 40 % der Festigkeit annähernd linear elastisch. Mit weiterer Druckbeanspruchung führen die ansteigenden Querkzugspannungen zu einem Anwachsen der vorhandenen Mikrorisse, so dass die Verformungen nichtlinear zunehmen. Der Zusammenschluss der Mikrorisse zu einem Makroriss zerrüttet das innere Gefüge und die Spannungen sinken mit

anwachsenden Dehnungen nichtlinear. Die Spannung fällt mit zunehmender Festigkeit im Nachbruchbereich steiler ab, so dass sich höherfeste Betone spröder verhalten. Da das Versagen wie unter Zugbeanspruchung lokal erfolgt, ist das Spannungs-Dehnungsverhalten unter Druckbeanspruchung von der Probenhöhe abhängig.

Eine Querdehnbehinderung, wie sie beispielsweise bei verbügeltem Beton auftritt, beeinflusst das Spannungs-Dehnungs-Verhalten zusätzlich. Der hierbei auftretende Spannungszustand ist vergleichbar mit einer mehraxialen Druckbeanspruchung und führt zu einer Steigerung der Trag- und Verformungsfähigkeit des Betons. Der Einfluss der Querdehnbehinderung bei der Prüfung der Druckfestigkeit wird dadurch minimiert, dass die Prüfkörper eine ausreichende Schlankheit besitzen und zusätzlich anstatt mit Stahlplatten mit Stahldrahtbürsten belastet werden können.

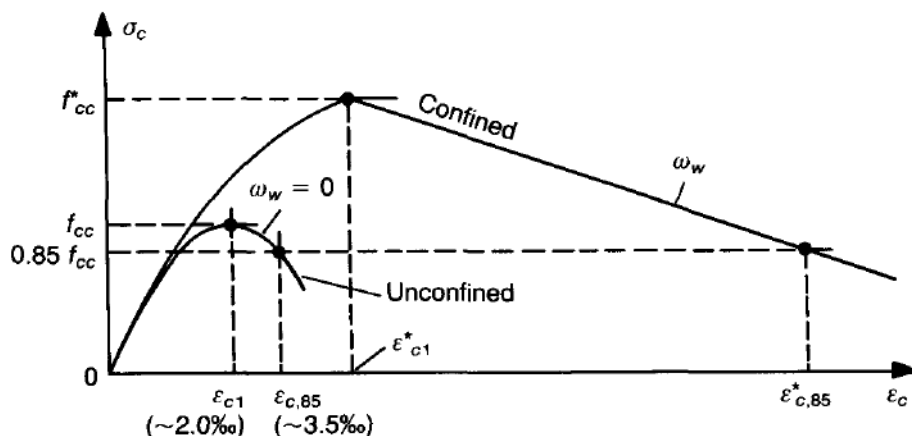


Abbildung 2.3: Einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von umschürtem und nicht umschürtem Beton [12]

### Beton unter zweiachsiger Beanspruchung

Unter mehrachsiger Beanspruchung wird die Zug- und Druckfestigkeit zusätzlich beeinflusst. Eine mehrachsige Druckbeanspruchung behindert die Zugdehnung und erhöht somit die Druckfestigkeit, während eine zusätzliche Zugbeanspruchung die Druckfestigkeit verringert.

Das zweiachiale Materialverhalten bei nicht behinderter Querdehnung lässt sich nach Kupfer/Hilsdorf/Rüsch [63] mit der in Abbildung 2.4 skizzierten Versagenskurve in der Hauptspannungsebene beschreiben. Für den zweiachsialen Druckspannungszustand wird bei einem Hauptspannungsverhältnis  $\sigma_2/\sigma_1$  von etwa

nungszustand wird bei einem Hauptspannungsverhältnis  $\sigma_2/\sigma_1$  von etwa 0.5 die größte Druckspannung mit 1.25-fachem Wert gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit erreicht. Bei gleichen Hauptspannungen beträgt der Vergrößerungsfaktor gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit 1.16.

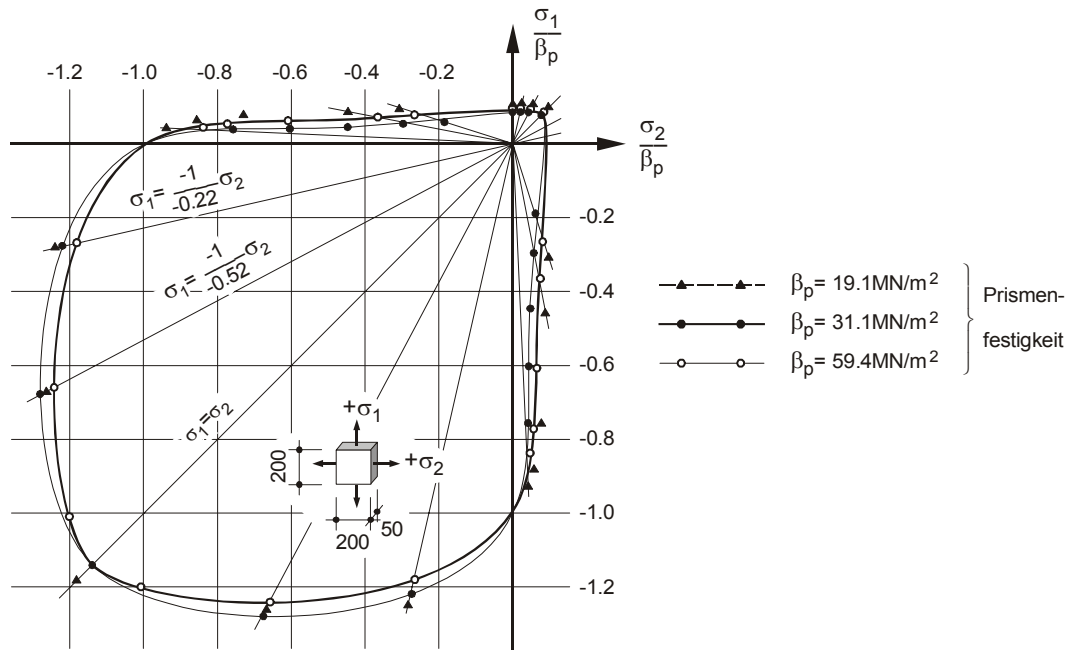


Abbildung 2.4: Zweiaxiale Beton-Versagenskurve nach Kupfer/Hilsdorf/Rüsich [63]

## 2.1.2 Werkstoffverhalten und Verbundeigenschaften von Beton- und Spannstahl

Gegenüber dem Werkstoffverhalten von Beton lassen sich die Spannungs-Dehnungsbeziehungen der bauüblichen Stabstähle einfach in einaxialer Richtung definieren. Die Stähle zeigen unter Zugbeanspruchung ein elastisches Verhalten bis zum Erreichen ihrer Streckgrenze und darüber hinaus ein Fließniveau mit anschließender plastischer Verfestigung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Ist der Stahl gegen Ausweichen senkrecht zur Achse gesichert, so kann das Verformungsverhalten unter Druck entsprechend dem unter Zug angenommen werden. Spannstähle weisen gegenüber den Bewehrungsstählen eine höhere Festigkeit auf.

Die Kräfte zwischen Beton und Stahl werden über den Verbund übertragen. Dieser setzt sich zusammen aus dem Haft-, Scher- und Reibungsverbund. Ist infolge von relativen Verschiebungen zwischen Beton und Stahl kein starrer Verbund vorhanden, werden innerhalb der Grenzfläche Verbundspannungen aufgebaut, die von der



Größe der Verschiebungen, der örtlichen Stahldehnung und dem vorhandenen Querdruck abhängen. Wird die Zugfestigkeit von Beton an einer Stelle überschritten, so entsteht dort ein Riss und der Stahl muss die Zugkraft an dieser Stelle komplett aufnehmen. Die Stahlspannungen bauen sich innerhalb einer gewissen Länge sukzessive ab, während der Anteil der Kraft an den Beton über die Verbundspannungen zurückgegeben wird.

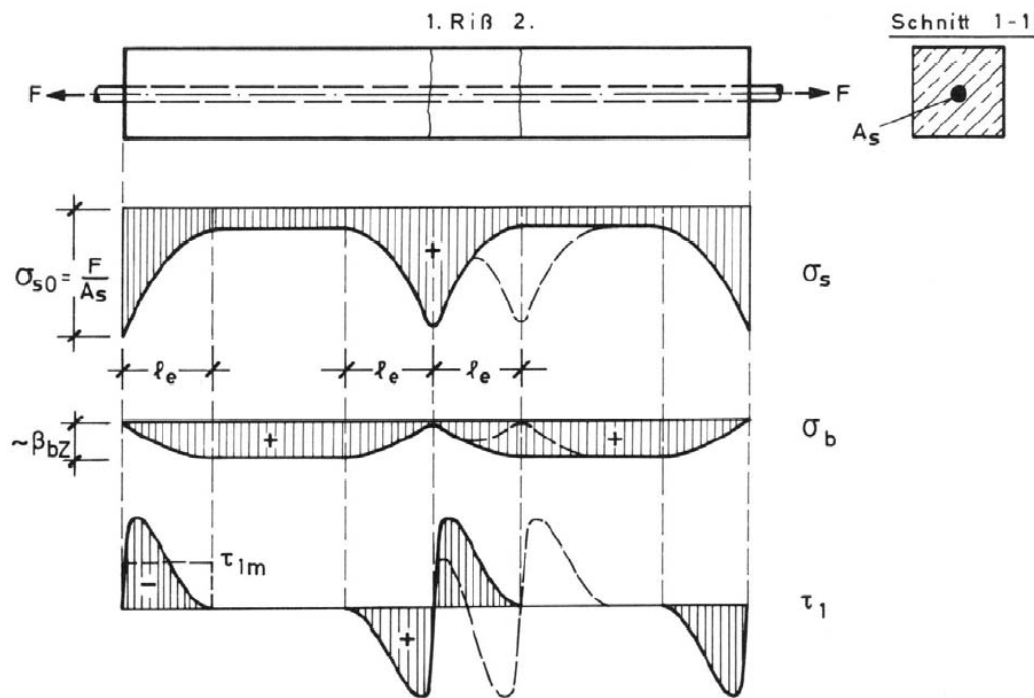


Abbildung 2.5: Verlauf der Spannungen in einem gerissenen Zugstab aus Stahlbeton aus Leonhardt [67]

Der Beton trägt somit zwischen den Rissen mit, was als Tension-Stiffening-Effekt bezeichnet wird. Innerhalb der Störzone, in der Relativverschiebungen und Verbundspannungen existieren, kann nicht von einem Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) ausgegangen werden. Dies gilt ebenfalls für Spannbetonbauteile, da die Verbundwirkung zwischen Spannstahl und Beton meist geringer ist als zwischen Beton und Betonstahl. Ein Sonderfall spielt hierbei die verbundlose Vorspannung, bei der eine Verbundwirkung zwischen Beton und Spannstahl nicht existent ist.

### 2.1.3 Verfahren zur Schnittgrößenbestimmung

Aufgrund des nichtlinearen Verhaltens des Verbundbaustoffs Stahlbeton und der statistischen Schwankungen seiner Materialeigenschaften ist eine exakte Berech-

nung der Schnittgrößen und Verformungen lediglich mit hohem Rechenaufwand möglich. Um in der täglichen Anwendung den Aufwand zur Schnittgrößenberechnung auf ein praktisches Maß zu beschränken, ist nach den gängigen Baunormen die Berechnung mit linear elastischem Werkstoffverhalten zugelassen. Das nichtlineare Werkstoffverhalten der Bauteile wird bei der Bemessung auf der Widerstandsseite berücksichtigt. Die Sicherheit der Tragwerksanalyse wird über einen oder mehrere Sicherheitsfaktoren auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite gewährleistet. Die nach der Elastizitätstheorie berechneten Schnittgrößenverläufe weichen mehr oder weniger von den realen Schnittgrößen ab, da mit dieser Methode lastabhängige Steifigkeitsveränderungen in den verschiedenen Tragwerksabschnitten nicht eingehen. Mögliche Tragreserven statisch unbestimmter Systeme bleiben dadurch unberücksichtigt.

Die geplante europäische Norm Eurocode 2 (EC 2) [26] und die bis zum Ablauf einer Übergangszeit gültige deutsche Norm DIN 1045-1 [21] erlauben eine Berücksichtigung der Tragreservenmobilisierung über eine Schnittgrößenermittlung nach der Elastizitätstheorie mit Schnittgrößenumlagerung sowie nach der Plastizitätstheorie. Die Umlagerung der Schnittgrößen ist auf wenige Tragwerkstypen beschränkt und wird durch bestimmte Kriterien wie z. B. die vorhandene bezogene Druckzonenhöhe begrenzt. So ist z. B. die Umlagerung für vorgefertigte Segmente mit unbewehrten Kontaktflächen nicht zulässig. Die Anwendung der Plastizitätstheorie verlangt ebenfalls eine gute Verformungsfähigkeit der Bauwerksbereiche vorwiegend biegebeanspruchter Bauteile, die über den Vergleich der vorhandenen Rotationsfähigkeit mit der zulässigen Rotationsfähigkeit nachgewiesen wird. Des Weiteren ist die Bestimmung der Schnittgrößen eines Tragsystems nach dem nichtlinearen Verfahren mit einer vorgewählten Bewehrungsverteilung über Mittelwerte (DIN 1045-1) bzw. Bemessungswerte (EC 2) der Materialeigenschaften möglich.

Der Vorteil des nichtlinearen Verfahrens besteht darin, dass der wahre Belastungsverlauf nachvollzogen wird. Die Belastung wird in inkrementellen Schritten unter Berücksichtigung der aktuellen Steifigkeiten und – falls erforderlich – der aktuellen Verschiebungen erhöht. Außerdem kann das nichtlineare Verfahren, im Gegensatz zur Plastizitätstheorie und der Umlagerungsmethode, für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit angewendet werden.

Häufig wird das nichtlineare Verfahren mittels der Finiten-Element-Methode (FE-Methode) durchgeführt. Scheiben- oder Schichtenelemente zur Abbildung der Be-

tonelemente und Stabelemente zur Abbildung der Betonstahl- bzw. Spannstahlelemente dienen der Modellierung der Bauteile. Der Verbund zwischen Stahl- und Betonelement kann über spezielle Elemente nachgebildet werden. Alternativ kann das zu berechnende Bauteil in Tragwerksabschnitte unterteilt und über Balkenelemente modelliert werden. Die Steifigkeitsbeziehungen der Elemente müssen in allen Fällen über sogenannte Stoffgesetze formuliert werden. Dies kann einmal auf Materialebene mittels Materialgesetzen in Form von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bzw. Spannungs-Verschiebungs-Beziehungen geschehen sowie auf Querschnittsebene über Momenten-Krümmungs-Beziehungen. Auf Materialebene kann das Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton, welches ebenfalls nichtlinear ist, in Form von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen eingehen. Die Beschreibung der Steifigkeitsbeziehungen von stabförmigen Bauteilen und einachsigen gespannten Platten mittels Balkenelementen geschieht über Momenten-Krümmungs-Beziehungen, die meist als Polygonzug aufgestellt sind. Zusätzlich kann das nichtlineare Last-Verformungsverhalten auf Tragwerksebene über Momenten-Rotations-Beziehungen betrachtet werden [56].

Obwohl die Anwendung des nichtlinearen Verfahrens durch die Steigerung der Leistungsfähigkeit der Rechnersysteme immer mehr zunimmt, ist für die meisten Bauwerke eine Bemessung mittels des linearen Verfahrens mit oder ohne Umlagerung mit genügendem Sicherheitsabstand und akzeptablem Zeitaufwand ausreichend. Die Schnittgrößen in den Bauteilsbereichen im Grenzzustand der Tragfähigkeit oder der Gebrauchstauglichkeit werden über die jeweils maximale Lastfallkombination ermittelt. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt in den kritischen Schnitten.

#### **2.1.4 Mechanische Modelle zum Tragverhalten unter kombinierter Beanspruchung**

Allgemein werden für den Nachweis der Tragfähigkeit die Schnittgrößen auf der Einwirkungsseite mit den Schnittgrößen auf der Widerstandsseite verglichen. Teilweise erfolgt die Bemessung getrennt für die verschiedenen Beanspruchungsarten wie z. B. für Biegemoment und Querkraft. Tatsächlich stellen sich in einem Stahlbetonbalken unter der Belastung aus Biegemoment und Querkraft und einer eventuell hinzukommenden Torsion gegenüber der Bauteillängsachse geneigte Hauptzug- und Hauptdruckspannungen ein. Da ein Überschreiten der Zugfestigkeit zur Entstehung von Rissen und damit zur Umlagerung der Hauptspannungen führt, kommt eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Spannungen für die Praxis nicht in Betracht.

Um das reale Tragverhalten zu beschreiben, wird in der Literatur auf unterschiedliche Modelle hingewiesen. Die Modelle lassen sich allgemein in mechanische Modelle, bruchmechanische und numerische Modelle unterteilen. Die in diesem Kapitel vorgestellten Modelle beschränken sich auf die weltweit geläufigsten mechanischen Modelle: Das Fachwerkmodell und die Theorie der schiefen Bruchfläche. Während das Fachwerkmodell die Grundlage der deutschen und europäischen Norm ist, basieren Traglastberechnungen in USA, Australien und Russland auf der Theorie der schiefen Bruchfläche.

### Ebenes Fachwerkmodell

Nach der klassischen Fachwerkanalogie von Morsch lässt sich ein Stahlbetonbalken nach der Schubrissbildung als ein parallelgurtiges Fachwerk mit Zug- und Druckstreben idealisieren. Zug- und Druckstäbe stellen die Bewehrungselemente, den Beton zwischen den Rissen und Schub- und Dübelkräfte im Bereich der Risse dar. Die Neigung der Zugstreben ergibt sich aus der Neigung der Bügelbewehrung, während die Neigung der Betondruckstreben nach Morsch zu  $45^\circ$  angenommen wurde. Tatsächlich ist die Neigung der Betondruckstreben abhängig vom Beanspruchungsgrad und der Tragwirkung über den entstehenden Rissen, so dass sich flachere oder steilere geneigte Druckstreben bzw. flachere Druckgurte einstellen können. Anhand des Fachwerkmodells ist es möglich, die Zugstrebenkraft  $F_w$  und die Druckstrebenkraft  $F_c$  zu bestimmen. Abbildung 2.6 zeigt den Verlauf der Strebenkräfte mit den zur Bestimmung notwendigen Schnitten.

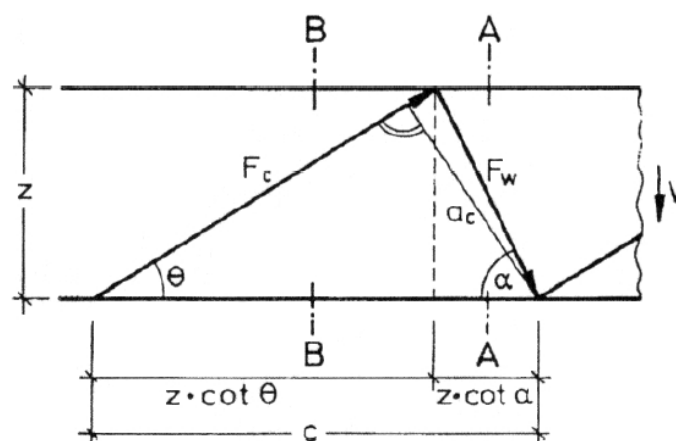


Abbildung 2.6: Allgemeines Fachwerkmodell

Für ein beliebiges Fachwerkmodell ohne Torsionsbelastung mit der Druckstrebenneigung  $\Theta$  und der Zugstrebenneigung  $\alpha$  ergibt sich aus Schnitt B als maximale Tragfähigkeit für Querkraft  $V_{\max}$  bei Versagen der Druckstrebe:

$$V_{\max} = \sigma_{c,\max} \cdot b_w \cdot z \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha) \cdot \sin^2 \Theta \quad (2.1)$$

mit:

|                   |                                   |
|-------------------|-----------------------------------|
| $\sigma_{c,\max}$ | maximale Betondruckspannung       |
| $b_w$             | Stegbreite                        |
| $z$               | Hebelarm der inneren Kräfte       |
| $\Theta$          | Druckstrebenneigung               |
| $\alpha$          | Neigung der Zugstreben bzw. Bügel |

Versagt hingegen die Schubbewehrung, so ergibt sich als maximale Querkrafttragfähigkeit:

$$V_{\max} = F'_w \cdot z \cdot (\cot \Theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.2)$$

mit:

$F'_w$  maximale Zugkraft in der Querkraftbewehrung pro m

Für den Fall eines Fachwerks mit unendlich vielen Knoten, eines sogenannten Netzfachwerks, ergeben sich die Gurtkräfte bei einer Druckstrebenneigung  $\Theta$  von  $45^\circ$  zu:

$$Z = \frac{M}{z} + \frac{V}{2} (1 - \cot \alpha) \quad (2.3)$$

$$D = \frac{M}{z} - \frac{V}{2} (1 - \cot \alpha) \quad (2.4)$$

Weicht der Neigungswinkel der Zugstreben von  $45^\circ$  ab, fallen die Druckgurtkräfte  $D$  geringer und die Zuggurtkräfte  $Z$  höher aus als die theoretischen Kräfte nach der Balkentheorie  $M/z$ . Die Verschiebung  $a_1$  der Gurtkräfte gegenüber der sogenannten  $M/z$ -Linie wird als Versatzmaß bezeichnet und ergibt sich für beliebige Winkel  $\Theta$ ,  $\alpha$ :

$$a_1 = \frac{z}{2} \cdot (\cot \Theta - \cot \alpha) \geq 0 \quad (2.5)$$

Die Beschreibung des Tragverhaltens mit Hilfe des Fachwerkmodells ist nicht für alle Fälle gültig. Ein gedrungener Träger unter Gleichlast bildet im Idealfall bei ausreichender Bauteilhöhe einen Druckbogen von Auflager zu Auflager mit einem Zugband in Höhe der Stahlbewehrung. Bei auflagenahen Lasten wird die Last direkt über ein schräg sich ausbildendes Druckfeld ins Auflager abgetragen. Diese sogenannte Sprengwerkwerkung steigert die Querkrafttragfähigkeit deutlich unter Einzellasten für Schubschlankheiten  $a/d < 2.5$  bzw. unter Gleichlasten für Trägerschlankheiten  $l/d < 10$ , wie in Abbildung 2.7 dargestellt.

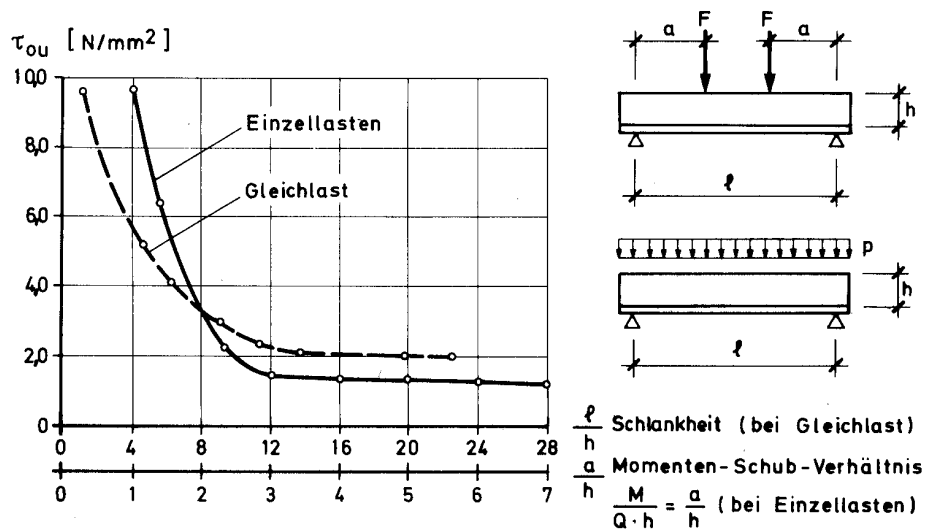


Abbildung 2.7: Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung nach Leonhardt [67]

Zur Abdeckung der Tragwirkung von schlanken bis hin zu wandartigen Trägern dient das Ingenieurmodell nach Specht und Scholz [82], welches den Einfluss der Trägerschlankheit und Schubschlankheit sowie der Laststellung auf die Querkrafttragfähigkeit erfasst. Die Ermittlung des Bemessungswertes der Querkraft erfolgt nach Einteilung in einen von drei Versagensbereichen, so dass sich ein kombiniertes Fachwerk-Bogenzugbandmodell ergibt.

### Räumliches Fachwerkmodell

Das zweidimensionale Fachwerk lässt sich für eine Torsionsbelastung in den dreidimensionalen Raum erweitern. Unter reiner Torsionsbelastung besteht das von Rausch [77] entwickelte räumliche Modell aus der Längs- und Bügelbewehrung und den unter 45° zur Längsachse geneigten und spiralförmig umlaufenden Betondruckstreben. Weiterentwicklungen dieses Modells mit variabler Druckstrebennei-

gung führen zur Anwendbarkeit auch für kombinierte Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.

Die Erweiterungen des Fachwerkmodells durch Eifgren [37] und Lampert/ Lüchinger/ Thürlimann [65], [70] ermöglichen eine Veränderung der Neigungswinkel der Druckstreben in Abhängigkeit des Schubflusses im jeweiligen Schnitt. Sie setzen jedoch voraus, dass die Bewehrung ins Fließen gerät und das Ausbrechen der Druckdiagonalen in den Querschnittsecken ausgeschlossen ist.

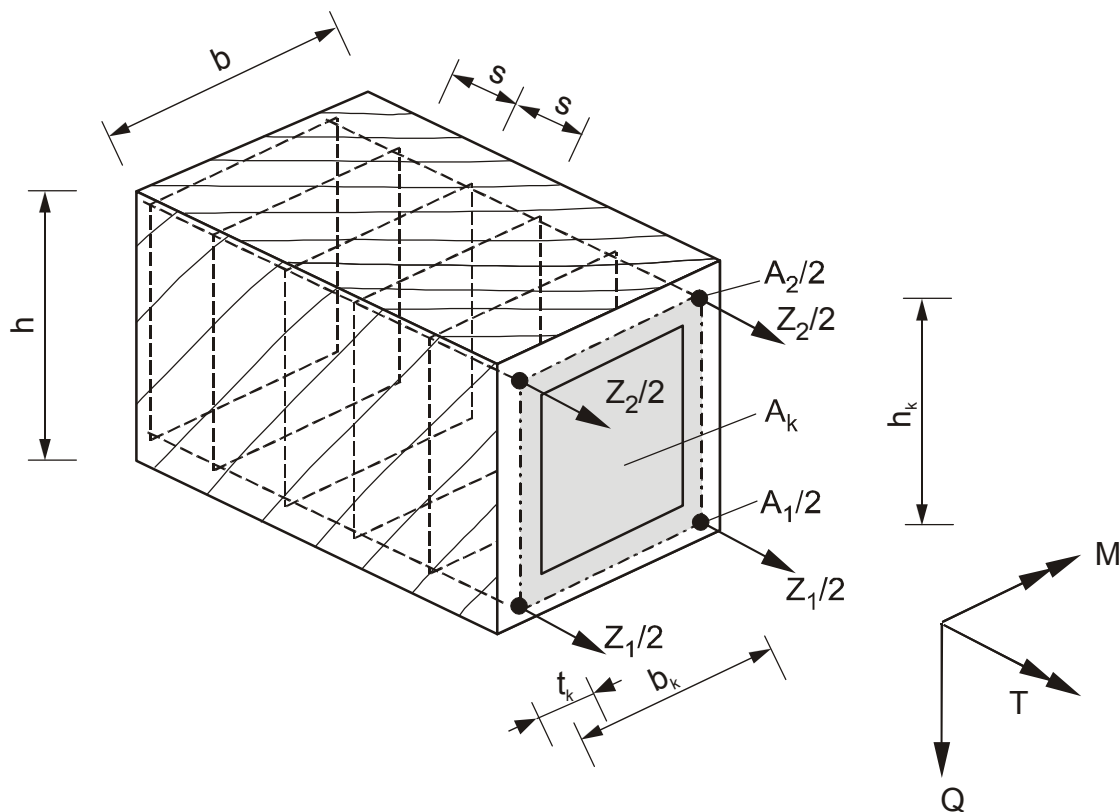


Abbildung 2.8: Räumliches Fachwerkmodell

Unter der Annahme, dass der Kernquerschnitt von den Ecklängsstäben umschlossen wird, ergeben sich folgende Traglasten für die einzelnen Beanspruchungsgrößen:

$$M_{uo} = A_1 \cdot f_{y1} \cdot h_k = Z_1 \cdot h_k \quad (2.6)$$

$$T_{uo} = 2 \cdot A_k \sqrt{\frac{2 \cdot A_2 \cdot f_{y2} \cdot A_w \cdot f_{yw}}{u_k \cdot s}} \quad (2.7)$$

$$Q_{uo} = 2 \sqrt{A_2 \cdot f_{y2} \cdot A_w \cdot f_{yw} \cdot \frac{h_k}{s}} \quad (2.8)$$

mit:

- $A_k, u_k$  Querschnitt und Umfang der "Kernfläche"
- $A_1, f_{y1}$  Querschnitt und Streckgrenze der unteren Bewehrung
- $A_2, f_{y2}$  Querschnitt und Streckgrenze der oberen Bewehrung
- $A_w, f_{yw}$  Querschnitt und Streckgrenze der Bügelbewehrung

Es lassen sich Interaktionsgleichungen zur Tragfähigkeit unter kombinierter Beanspruchung in Abhängigkeit der Bruchart aufstellen, deren Grenzkurven sich im Raum wie folgt darstellen lassen:

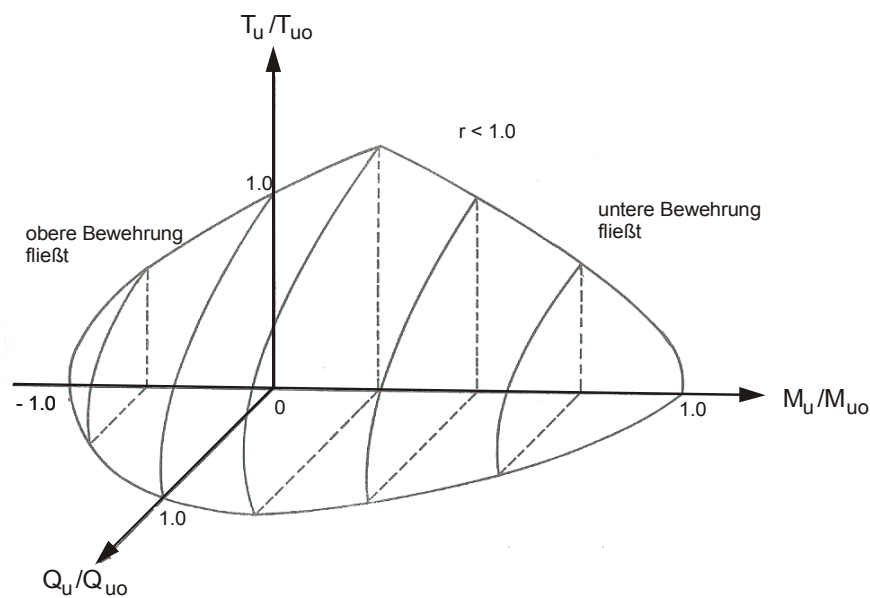


Abbildung 2.9: Torsions-, Biege- und Querkraftinteraktion

Fließen der unteren Bewehrung maßgebend

$$\frac{M_u}{M_{uo}} + \left(\frac{T_u}{T_{uo}}\right)^2 \cdot r + \left(\frac{Q_u}{Q_{uo}}\right)^2 \cdot r = 1 \quad (2.9)$$

Fließen der oberen Bewehrung maßgebend

$$\frac{M_u}{M_{uo}} \left(-\frac{1}{r}\right) + \left(\frac{T_u}{T_{uo}}\right)^2 + \left(\frac{Q_u}{Q_{uo}}\right)^2 = 1 \quad (2.10)$$

mit:

$$r = \frac{A_2 \cdot f_{y2}}{A_1 \cdot f_{y1}} \quad (2.11)$$



Mit zunehmender Querkraft sinkt das aufnehmbare Biegemoment bzw. das aufnehmbare Torsionsmoment. Dagegen nimmt das aufnehmbare Biegemoment mit anwachsender Torsion zu, da sich die Druckkräfte infolge Biegung günstig auf die Zugkräfte in der oberen Bewehrung auswirken. Das unter gleichzeitiger Biegung aufnehmbare Torsionsmoment liegt sogar höher als das aufnehmbare Torsionsmoment unter reiner Torsion. Erst, wenn das Fließen in der unteren Bewehrung maßgebend wird, wirkt sich ein hohes Torsionsmoment ungünstig auf das aufnehmbare Biegemoment aus.

Das Fachwerkmodell ist für Spannbetonbauteile mit Vorspannung im Verbund anwendbar, wenn der Spannstahl bei gleichen Dehnungszuwächsen wie die Betonstahlbewehrung die Streckgrenze erreicht. Für diesen Fall muss die Spannstahlfläche in eine äquivalente Fläche umgerechnet werden. Teutsch [87] modifizierte das Fachwerkmodell dahingehend, dass ein Versagen der Bewehrung, der Biegedruckzone und auch der Betondruckstreben bestimmbar sind. Im Falle eines verbundlos vorgespannten Tragwerks ist die Fachwerkanalogie anwendbar, wenn die zusätzliche Zuggurkraft von einer im Verbund liegenden Betonstahlbewehrung oder dem ungerissenen Beton aufgenommen werden kann.

### **Theorie der schiefen Bruchfläche**

Die Theorie der schiefen Bruchfläche beschreibt einen unter kombinierter Beanspruchung stehenden Stahlbetonbalken im Bruchzustand mit einem von drei Seiten des Balkens durchlaufenden Riss und einer verbleibenden Druckzone. Die dabei durchtrennten Bewehrungseinlagen und die Druckzone stehen zur Ermittlung der Traglasten zur Verfügung. Als Lessig [68] Ende der 1950er Jahre das Modell erstellte, setzte er das Fließen der Bewehrung voraus. In den Anfängen des Modells gab es die Einteilung in zwei Brucharten, deren Bruchflächen sich durch die Lage der Druckzone unterscheiden. Für Bruchart 1 ergibt sich die Lage der Druckzone an der Balkenoberseite, entsprechend einer überwiegenden Biegebeanspruchung mit Fließen der Biegezugbewehrung. Die Druckzone verläuft im Fall einer hohen Torsionsbeanspruchung, benannt Bruchart 2, parallel zur Seitenfläche des Trägers. Die kritische Neigung der Drehachse zur Längsachse ergibt sich durch Minimierung der Traglast. Es wird die gleiche Rissneigung an den an die Druckzone angrenzenden Balkenseiten angenommen.

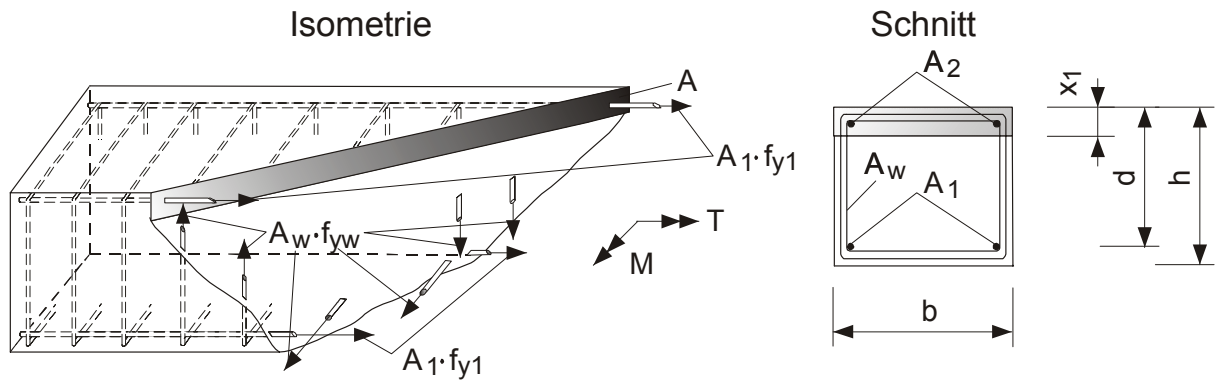


Abbildung 2.10: Bruchart 1

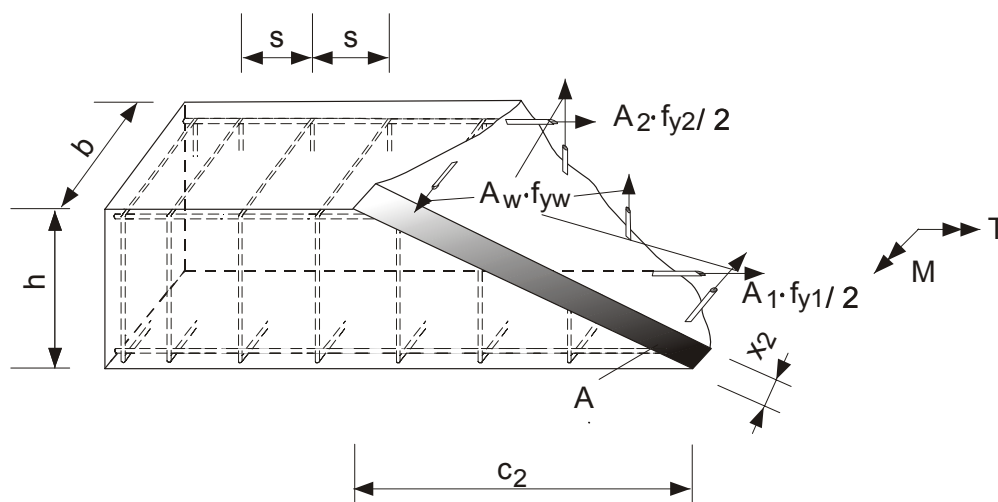


Abbildung 2.11: Bruchart 2

Für den Fall, dass die Bewehrung innerhalb der Biegedruckzone zuerst ins Fließen gerät, kam in den nachfolgenden Jahren eine dritte Bruchart hinzu [14]. Hier befindet sich die Druckzone auf der Balkenunterseite. Die Grenztragfähigkeit kann somit analog zur ersten Bruchart bestimmt werden.

Infolge weiterer Entwicklungen dieser Theorie wie z. B. die der zweilagigen Längsbewehrung, von der eine Lage aus Spannstahl bestehen kann, ist es möglich, mit diesem Modell die Tragfähigkeit vorgespannter Träger abzubilden. Auch ist ein Fließen der Bewehrung im Versagenszustand nicht notwendig [8]. Dadurch, dass dieses Tragmodell vom Verbundverhalten der Spannglieder unabhängig ist, kann es auch für verbundlose Längsbewehrung verwendet werden. Ebenso ist es für Segmentträger geeignet. Auf die dazugehörigen Formeln wird in einem späteren Kapitel eingegangen.

### 2.1.5 Dehnungszuwachs im Spannstahl bei Vorspannung ohne Verbund

Bei der Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitten wird i. d. R. von einem Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) ausgegangen. Während in einem Verbundquerschnitt die Dehnungsbeziehungen über den Querschnitt und damit die inneren Schnittgrößen direkt am Querschnitt zu ermitteln sind, stellt jedoch bei verbundloser Vorspannung der Dehnungszuwachs im Spannstahl eine zusätzliche Unbekannte dar. Aufgrund des fehlenden Verbundes zwischen dem Spannstahl und der benachbarten Betonfaser ist der Dehnungszuwachs im Spannstahl von den Gesamtverformungen des Systems abhängig:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^{(0)} + \frac{1}{l_p} \int_{x=0}^{x=l_p} \varepsilon_{cp}(x) dx \quad (2.12)$$

mit:

- $\varepsilon_p$             Dehnung des Spannglieds
- $\varepsilon_p^{(0)}$         Vordehnung des Spannglieds
- $\varepsilon_{cp}$            Dehnung des Betons in Höhe des Spannglieds
- $l_p$               Länge des Spannglieds zwischen den Verankerungsstellen

Die Verformungen des Tragwerks hängen wiederum von der Spannkraft im Spannglied und damit der Dehnung des Spannglieds ab, so dass mehrere Iterationsschritte zur Berechnung notwendig sind. Der Fortschritt der Rechenleistung heutiger Computer erlaubt es erst seit einigen Jahren, den bei der Integrationsmethode benötigten Rechenaufwand unter Berücksichtigung der Nichtlinearitäten in einer angemessenen Zeit zu bewältigen. In der Vergangenheit sind verschiedene Lösungsansätze auf Grundlage der Plastizitätstheorie oder nach Auswertung zahlreicher Experimente entstanden, die für eine schnellere Erfassung der Dehnung und Spannung im Spannglied gültig sind.

Bei dem Ansatz nach der Plastizitätstheorie wird davon ausgegangen, dass sich die Verformung auf die plastischen Gelenke konzentriert und die restlichen Bereiche keinen wesentlichen Beitrag dazu leisten. So beschränkt z. B. Virlogeux [91] die Verformungen eines Einfeldträgers auf ein einziges Gelenk in Feldmitte und ermittelt die Längenänderung im Spannstahl  $\Delta l_p$  aus der Gleichsetzung mit der Rissöffnung in Höhe des Spannglieds zu:

$$\Delta l_p = \theta \cdot z = \frac{4 \cdot f \cdot z}{l_p} \quad (2.13)$$

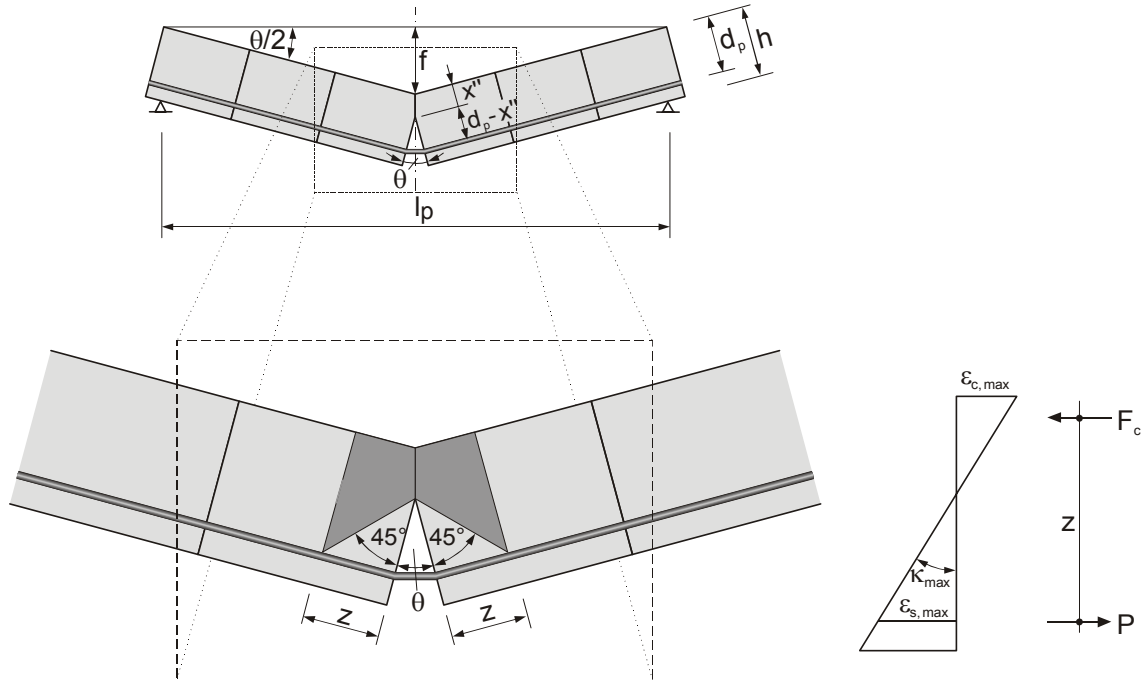


Abbildung 2.12: Verformungen am Einfeldträger mit einem plastischen Gelenk und Dehnungen im Rissquerschnitt

Die Längenänderung des Spannglieds wird durch die Rotationsfähigkeit des Trägers begrenzt. Mit einer Kraftausbreitung in einem Winkel von  $45^\circ$  erstreckt sich die plastische Zone über die Länge  $2z$ . Unter der Annahme der linearen Änderung der Dehnung über diese Strecke kann die Längenänderung des Spannglieds in Abhängigkeit der maximalen Krümmung definiert werden:

$$\Delta l_p = \int_{-z}^z z \cdot \kappa_{\max} \cdot \left(\frac{x''}{z}\right) dx = 2 \cdot \kappa_{\max} \int_0^z x'' dx = z^2 \cdot \kappa_{\max} \quad (2.14)$$

Mit seiner Empfehlung der maximalen Betonrandstauchung von  $\varepsilon_{c,\max} = 2.0 \text{ ‰}$  und der Betondehnung in Höhe der Bewehrung  $\varepsilon_{s,\max}$  von  $10 \text{ ‰}$  erhält Virlogeux eine maximale Krümmung von

$$\kappa_{\max} = \frac{12 \cdot 10^{-3}}{d_p} \quad (2.15).$$

Der Dehnungszuwachs im Spannglied lässt sich somit vereinfacht abschätzen zu:

$$\Delta\varepsilon_p = z^2 \cdot \frac{12 \cdot 10^{-3}}{l_p \cdot d_p} \quad (2.16)$$

Diese Abschätzung liegt weit auf der sicheren Seite, da sie weder die Verformungen zwischen dem Gelenk und dem Auflager, noch die Spanngliedführung einschließlich der Schlupf- und Reibungseffekte berücksichtigt.

Andere Rechenansätze nach der Plastizitätstheorie bestimmen die Längenänderung über die geometrischen Beziehungen bis zur Nulllinie. Die Rotation wird über die Abschätzung der Durchbiegung bestimmt. Bei der Herleitung seines Rechenansatzes erfasst Weller [94] den Abfall der Betondehnungen in Höhe des Spannstahls für geringe Ausmitten über einen linearen Abminderungsfaktor  $d_p/h$ .

$$\Delta\varepsilon_p = \theta \cdot (d_p - x'') \cdot \frac{1}{l_p} \cdot \frac{d_p}{h} \quad (2.17)$$

Bei Vernachlässigung des linearen Abminderungsfaktor mit

$$\Delta\varepsilon_p = \theta \cdot (d_p - x'') \cdot \frac{1}{l_p} \quad (2.18)$$

zeigten sich zu große Abweichungen im Vergleich mit tatsächlichen Werten.

Die in Deutschland bekanntesten Rechenansätze zur Bestimmung des Spannungszuwachses sind von Vielhaber in [90] aufgelistet. Als die wesentlichen Parameter wurden in den Ansätzen die Betonfestigkeit, der mechanische Spannbewehrungsgrad und die Vorspannung eingearbeitet. Mit kleiner werdender Vorspannung und höherer Betonfestigkeit ist nach den meisten Ansätzen ein größerer Spannungszuwachs im Spannstahl zu erwarten. Prinzipiell führt jedoch eine höhere Rotationsfähigkeit zu einem größeren Spannungszuwachs. Die zur Verbesserung der Rotationsfähigkeit möglichen Parameter können zur Steigerung des Dehnungs- und Spannungszuwachses im Spannstahl übertragen werden.

## 2.2 Rotationsfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken

### 2.2.1 Bestimmung der Rotationsfähigkeit

Die Kenntnis der Rotationsfähigkeit ist nicht nur für die Berechnung des Spannungszuwachses im Spannstahl von Bedeutung, sondern auch für eine Verträglichkeitsprüfung bei der Momentenumlagerung nach der Plastizitätstheorie. Für statisch unbestimmte Systeme führt eine ausreichende Rotationsfähigkeit zu einer zusätzlichen Traglaststeigerung gegenüber der Traglast, die nach der Elastizitätstheorie bestimmt wird. Eine gute Rotationsfähigkeit ist ebenso für statisch bestimmte Systeme notwendig, da ein ausreichendes Verformungsvermögen nach Erreichen der Bruchlast einen Sprödbbruch und damit plötzliches Versagen vermeidet.

Die Gesamtrotation eines Bauteils oder auch Bauteilabschnitts setzt sich zusammen aus einem elastischen Anteil und einem plastischen Anteil. Zur Überprüfung der Verträglichkeitsbedingung reicht die Kenntnis der gesamten Rotationsfähigkeit aus, jedoch bauen die derzeitigen Nachweisverfahren auf dem Nachweis der plastischen Rotationsfähigkeit auf, da hier direkt auf den Umfang der Umlagerung geschlossen werden kann. Meist wird das Rotationsvermögen an einem Ersatzträger überprüft, der einem Ausschnitt eines Durchlaufträgers zwischen den Momentennullpunkten entspricht. Die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Definitionen der Rotationsfähigkeit richten sich in erster Linie nach den Vorschlägen des Comité Euro-International du Béton (CEB) [11]:

#### **Gesamtrotation $\theta$**

Die Gesamtrotation entspricht der Integration der Krümmungen bzw. Summe der Risswinkel über die gesamte Trägerlänge im Bruchzustand. Der Bruchzustand liegt vor, wenn entweder die Zugfestigkeit des Betonstahls oder des Spannstahls oder die Bruchstauchung des Betons erreicht ist.

#### **Elastische Rotation $\theta_{el}$**

Die elastische Rotation entspricht dem Integral der Krümmungen über die gesamte Trägerlänge unter Streckgrenzenlast. Bei der Streckgrenzenlast erreicht nach der Definition entweder der Betonstahl oder der Spannstahl die Streckgrenze. Zimmermann [99] zieht für Träger mit Vorspannung ohne Verbund als weitere Streck-

grenzenlast den Fließbeginn der Betondruckzone hinzu, falls der Beton- und Spannstahl nicht zuerst zu fließen beginnt.

### Plastische Rotation $\theta_{pl}$

Die plastische Rotation entspricht der Differenz aus Gesamtrotation und elastischer Rotation. Diese umfasst die Integration der zusätzlichen Krümmungen über einen bestimmten Bereich ab Erreichen der Streckgrenze bis zum Versagen des Tragwerks. Für den Bereich der zusätzlichen Krümmungen finden sich unterschiedliche Ansätze, die in Abbildung 2.13 gegenübergestellt sind. Die schraffierten Flächen unter den Krümmungsverläufen stellen die plastische Rotation dar. Das Beispiel geht hier von mittleren Krümmungen aus, die Rissbildung ist somit verschmiert angenommen.

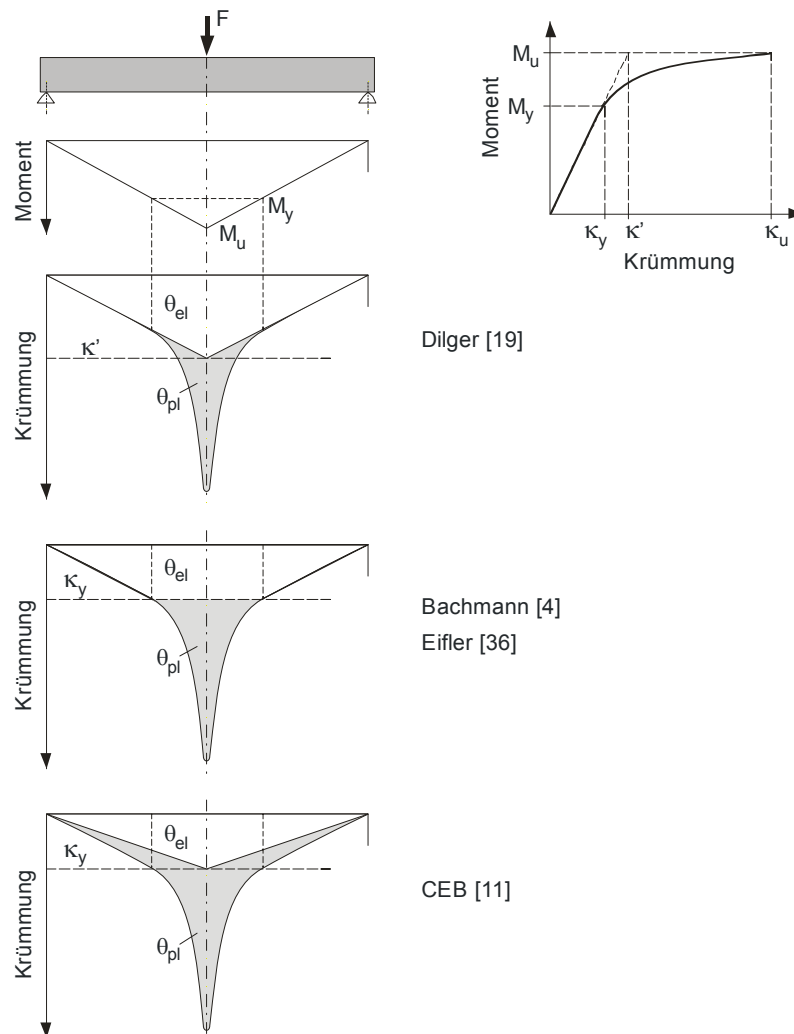


Abbildung 2.13: Verschiedene Definitionen der plastischen Rotation nach Langer [66]

Die plastische Rotation ist sowohl nach Baker [5], Dilger [19], Mattock [72] als auch nach Bachmann [4] und Eifler [36] als diejenige Rotation definiert, die im wirklich plastizierten Trägerabschnitt entsteht. Hier wird unterschieden, ob die elastische Rotation nach dem Plastizierungsbeginn weiter anwächst oder die gesamte Krümmung ab dem Erreichen des Streckgrenzenmoments  $M_y$  zur plastischen Rotation angerechnet wird.

Gemäß des Ansatzes nach CEB [11] wird in dieser Arbeit ab dem Überschreiten des Streckgrenzenmoments die zusätzliche Rotation über den gesamten Trägerbereich der plastischen Rotation zugeschrieben. Neben der plastischen Rotation im Bruchzustand interessiert außerdem bei der Auswertung von Versuchen die plastische Rotation unter 95 % der Traglast über den Bruchzustand hinaus, welche bestimmt werden kann, wenn das zu untersuchende Bauteile verformungsgesteuert belastet wird.

### **2.2.2 Übersicht der Rechenmodelle**

Mit Hilfe verschiedener Rechenmodelle ist es möglich, die zahlreichen Einflüsse auf die Rotationsfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zu untersuchen, die allein durch Experimente nicht zu erfassen sind. Die Ergebnisse aus experimentellen Untersuchungen dienen der ersten Analyse des Verhaltens sowie der Verifizierung der aufgestellten Modelle. Die Durchführung von Parameterstudien dient der Erstellung von allgemeinen Moment-Rotations-Beziehungen, die für vereinfachte Nachweisverfahren zur Verfügung gestellt werden können. Bei den bisher durchgeführten Studien über die Rotationsfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen wurden hauptsächlich Makro-Elemente verwendet, deren Materialeigenschaften über Momenten-Krümmungs-Beziehungen beschrieben wurden. Diese können zwar das Verformungsverhalten im ungerissenen Zustand I hinreichend genau abbilden, jedoch wird i. A. für den gerissenen Zustand II und den plastizierten Zustand III über vereinfachte Annahmen das Mitwirken von Beton zwischen den Rissen berücksichtigt, um die Krümmungen nicht zu überschätzen. Das unterschiedliche Verbundverhalten von Beton- und Spannstahl, das die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht erfüllt, kann damit nicht genügend genau erfasst werden. Allgemein lassen sich die unterschiedlich verwendeten Rechenmodelle, die ausführlich von Li [69] erläutert werden, in fünf Gruppen einteilen:



### Diskretes Rissmodell

Der Träger wird hierbei in Abschnitte eingeteilt, deren Länge dem mittleren Rissabstand entspricht. Es wird angenommen, dass die Verdrehungen im Wesentlichen durch die Krümmungen in den Rissquerschnitten hervorgerufen wird. Zwischen den Rissen lässt sich die Krümmung wegen der Mitwirkung des Betons abmindern. Einen entsprechenden Krümmungsverlauf zeigt Abbildung 2.14. Die Rotation ergibt sich infolge Aufsummierens der Risswinkel oder durch Aufintegrieren der Krümmungen.

### Verschmiertes Rissmodell

Die Risse werden auf den umliegenden Beton verteilt, so dass sich eine mittlere Krümmung ergibt und die Rotation aus dem Integral der mittleren Krümmungen errechnet werden kann. Der Krümmungsverlauf ist in Abbildung 2.14 gestrichelt dargestellt.

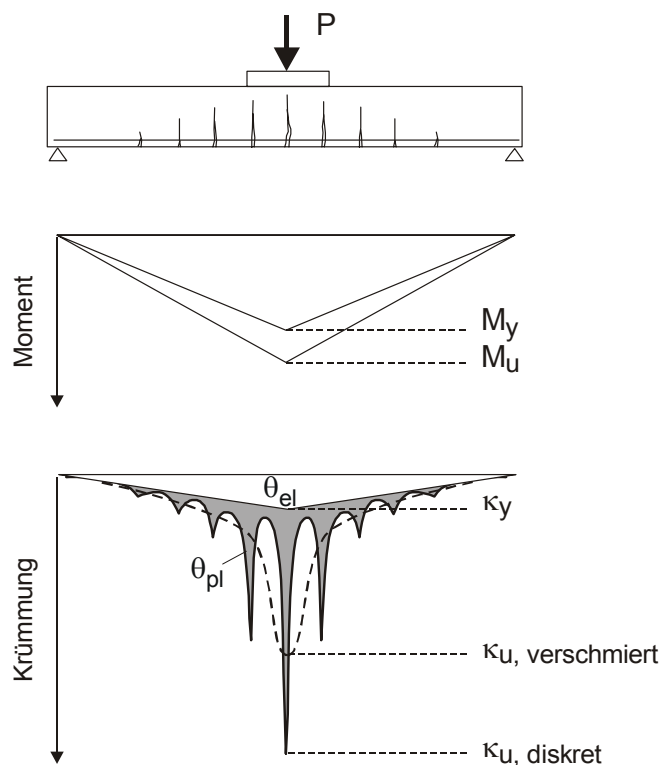


Abbildung 2.14: Verlauf der Krümmungen bei diskreten und verschmierten Rissen in Anlehnung an Langer [66]

## Plastizitätsmodell

Die plastische Rotation wird vereinfacht über eine konstante plastische Krümmung entlang einer plastischen Länge abgeschätzt. Die plastische Rotation  $\Theta_{pl}$  berechnet sich damit zu:

$$\Theta_{pl} = l_{pl} \cdot \kappa_{pl} \quad (2.19)$$

mit:

$l_{pl}$  plastische Länge

$\kappa_{pl}$  plastische Krümmung, konstant über die plastische Länge

Auf der Grundlage theoretischer und experimenteller Untersuchungen sind bereits Ansätze für die plastische Länge entwickelt. Die plastische Krümmung wird meist über lineare Dehnungsbeziehungen im Querschnitt aus der Differenz zwischen  $\kappa_u$  und  $\kappa_y$  angenommen (Variante a). Im Gegensatz dazu wird die plastische Länge z. B. nach Dilger [19] und Zimmermann [99] durch zwei Schnitthufler begrenzt, an denen das Streckgrenzenmoment  $M_y$  überschritten wird (Variante b). Die plastische Krümmung ergibt aus der Differenz zwischen der entlang einer bestimmten Messlänge gemittelten Krümmung  $\kappa_{um}$  und  $\kappa_y$ .

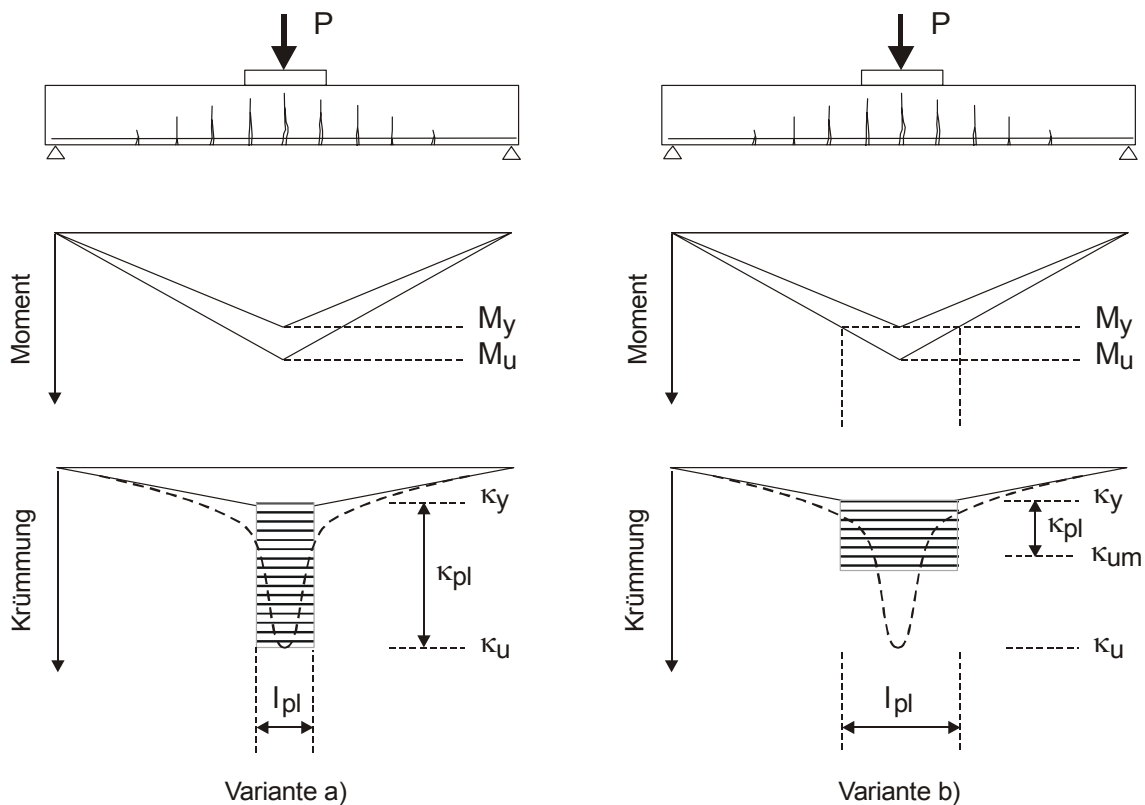


Abbildung 2.15: Definition der plastischen Länge

## **Fachwerkmodell**

Bei diesem Modell wird das Bauteil durch ein Stabfachwerk ersetzt, welches sich in zwei Arten von Bereichen einteilen lässt. Es wird hierbei zwischen den sogenannten B-Bereichen, in denen die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts nahezu gültig ist, und den D-Bereichen (Diskontinuität), in denen diese nicht mehr zulässig ist, unterschieden.

## **Mikro-Finite-Elemente**

Im Sonderfall der verbundlosen Vorspannung und insbesondere bei der Betrachtung von Segmentbauteilen kann von einem Ebenbleiben des Querschnitts aus Stahl und Beton nicht ausgegangen werden. Aus diesem Grund empfiehlt sich für diese Fälle die Untersuchung mit Mikro-Finite-Elementen (Mikro-FE). Da die Entwicklung der Rechenmaschinen die notwendigen Rechenzeiten immer weiter reduzieren steht der Anwendung dieser Methode nichts mehr entgegen. Die Werkstoffgesetze können auf Materialebene definiert werden. Verbundelemente werden zur Abbildung des Verbundverhaltens zusätzlich eingebunden. Dies führt zu einer guten Übereinstimmung mit entsprechenden Versuchsergebnissen. Bei der Mikro-FE-Methode kann wiederum zwischen einem verschmierten Rissmodell und einem diskreten Rissmodell unterschieden werden. Bei einem diskreten Rissmodell muss das FE-Netz der Rissbildung kontinuierlich angepasst werden, was zu einem erhöhten Rechenaufwand und bei kreuzenden Rissen zu numerischen Problemen führt. Daher wird, wie auch in dieser Arbeit, häufig auf das verschmierte Rissmodell zurückgegriffen. Bei diesem können sich die Rissverläufe nahezu frei einstellen, wobei die Rissöffnungen über äquivalente Dehnungen in den einzelnen Elementen angenähert sind.

### **2.2.3 Einflüsse auf die Rotationsfähigkeit von monolithischen Trägern**

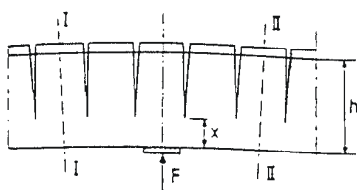
Die Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken monolithischer Stahlbeton- und Spannbetonträger wird durch eine Reihe von Einflussgrößen in zum Teil komplexen Zusammenhängen bestimmt. Die ersten Forschungsarbeiten zur Rotationsfähigkeit beschäftigten sich zunächst mit der Länge des plastischen Gelenks sowie der dazugehörigen Momenten-Krümmungs-Beziehung. Die plastische Rotation sollte vereinfacht über die Multiplikation der beiden Werte entsprechend dem bereits erwähnten Plastizitätsmodell bestimmt werden können. Nach Auswertung von Versuchen stellten Baker und Amarakone [5], Mattock [72] und Corley [15] in den 1960er Jahren erste empirische Gleichungen zur Bestimmung der Länge des plas-

tischen Gelenks auf, wobei sie verschiedene Einflüsse außer Acht ließen. Die Berechnung der Rotationsfähigkeit über den Faktor der maximal möglichen Krümmung im Querschnitt berücksichtigte ausschließlich den Anteil der Biegerotation.

Dilger [19] erstellte 1966 mittels eines Rechenprogramms Hilfsdiagramme zur Ermittlung der maximalen plastischen Krümmung sowie der plastischen Länge und beachtete erstmals den Einfluss der Querkraft. Weitere von ihm untersuchte Einflussparameter waren Längsbewehrungsgrad, Betongüte, Stahlart und –güte sowie Lasteinleitungsbreite. Die plastische Rotation erhielt er zunächst durch Aufintegrieren der plastischen Krümmungen innerhalb des das Streckgrenzenmoment überschreitenden Bereiches, wie der Abbildung 2.13 zu entnehmen. Für eine vereinfachte Berechnung der Rotationsfähigkeit bestimmte er die plastische Länge als diejenige Länge, welche der Breite eines Ersatzrechtecks gleichen Flächeninhalte mit einer Höhe der maximalen plastischen Krümmung entspricht, s. Abbildung 2.15, Variante b). Die Erhöhung der plastischen Rotation infolge Querkraft, die seinen Schlussfolgerungen nach lediglich bei Auftreten von Schubrisen und plastischer Stahldehnungen möglich ist, berücksichtigt er durch eine Vergrößerung der plastischen Zone. Diese ergibt sich durch Erweiterung der Zugkraftlinie gegenüber der  $M/z$ -Linie um ein Versatzmaß infolge der Fachwerkwirkung unter Einbeziehung der Lasteintragungslänge. Insgesamt erwies sich anhand seiner Ergebnisse für Stahlbetonbalken mit praktisch üblichen Bewehrungsgraden eine wesentliche Abhängigkeit der plastischen Länge von der Belastungslänge, der Stahlart und der Schubrissebildung.

Zur naturgetreueren Beschreibung des Verformungsverhaltens von Stahlbetonträgern entschied sich Bachmann [4] 1967 für eine Modellbildung in Form von Rissgelenken. Dabei unterschied er je nach Art der Rissbildung zwischen einem Biegerissgelenk und einem Schubrissgelenk, vgl. Abbildung 2.16.

Biegerissgelenk



Schubrissgelenk

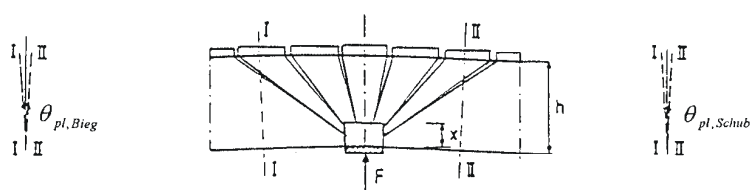


Abbildung 2.16: Rissgelenke nach Bachmann [4]

Die Rissbreite bestimmte er aus dem Stahldehnungsverlauf in den angrenzenden Bereichen der Risse. Die Rotation entspricht unter Vernachlässigung der Verformungsanteile zwischen den Rissen etwa der Summe der Risswinkel:

$$\theta = \int_0^L \kappa(x) dx \approx \sum_{n=1}^N \omega^n \quad (2.20)$$

mit:

$\kappa$  Krümmung

$\omega$  Risswinkel

$n$  Rissnummer

$L$  Trägerlänge

Den Beginn der plastischen Rotation setzte Bachmann bei Einsetzen der plastischen Verformungen des Bewehrungsstahls an, der Fall der plastischen Betonverformungen wurde nicht betrachtet. Als wesentliche Einflussparameter erkannte Bachmann die Querkraft, den Rissabstand, die Gleichmaßdehnung, die Verfestigungs- und Verbundeigenschaften sowie den Stabdurchmesser des Betonstahls.

Er stellte fest, dass sich eine große Schubbeanspruchung beim alleinigen Auftreten von Biegerissen ungünstig auf das Rotationsverhalten auswirkt, da sich die plastischen Verformungen auf einen kleineren Bereich konzentrieren. Ist die Schubbeanspruchung allerdings groß genug, so dass eine nominelle Schubspannung  $\tau_1$  überschritten wird, so entstehen Schubrisse und die Rotationsfähigkeit steigt an. Mit weiterer Zunahme der Schubbeanspruchung fällt die Rotationsfähigkeit wiederum entweder aufgrund vorzeitigen Versagens der Schubbewehrung oder der Betondruckstreben. Dieses Verhalten ist qualitativ in Abbildung 2.17 dargestellt.

1976 wertete Siviero [81] aus 350 Balkenversuchen verschiedener Quellen die plastischen Verdrehungen in Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe aus, so dass eine Auswertung der 5 %-Fraktile als Grundlage der Bestimmung der möglichen Rotation im Model Code 1978 übernommen werden konnte. Allerdings waren in seiner Auswertung die verschiedenen Einflüsse wie z. B. Trägerschlankheit, Lasteintragung, Stahleigenschaften und Bewehrungsgrad nicht erfasst, weshalb die Ergebnisse eine hohe Streuung aufwiesen, s. Abbildung 2.18.

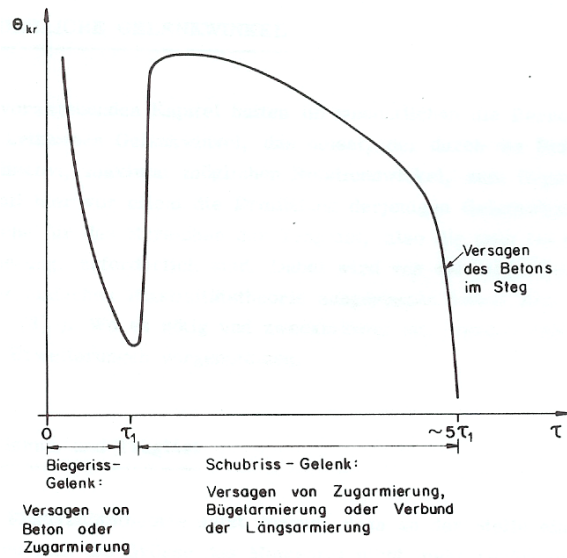


Abbildung 2.17: Rotationsfähigkeit in Abhängigkeit der Schubbeanspruchung nach Bachmann [4]

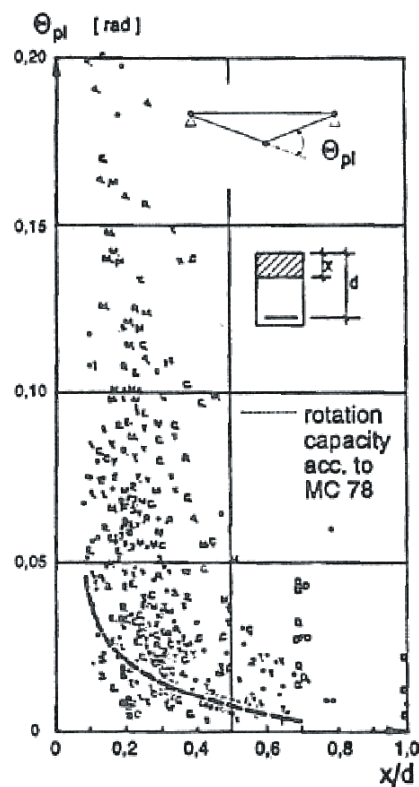


Abbildung 2.18: Plastische Rotation in Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe nach Siviero [81]

Michalka [73] erfasste den Einfluss der Schubrissbildung anhand von Stabwerkmodellen. Hierbei verlaufen die Druckstreben in den B-Bereichen parallel, in den D-

Bereichen fächern sie sich auf, vgl. Abbildung 2.19. Die Rotation ergibt sich aufgrund der jeweiligen Stabverlängerungen. Der Einfluss der Schubrissbildung kann wurde durch einen Versatz in der Zugkraftlinie einbezogen.

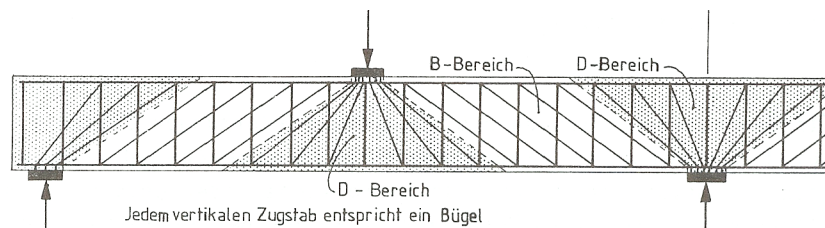


Abbildung 2.19: Stabwerkmodell nach Michalka [73]

Er stellte fest, dass die Verformungen des Zuggurtes den größten Anteil zur Rotation besitzen. Die Rotationsfähigkeit hängt seiner Meinung nach hauptsächlich von der Stahlkennlinie, der Querkraft und der Umschnürung des Druckgurtes ab.

Insgesamt lassen sich die wichtigsten Einflussparameter auf die Rotationsfähigkeit in drei Untergruppen zusammenfassen:

- Werkstoffabhängige Parameter, wie z. B. Betonfestigkeit, Verbundeigenschaften und Duktilität des Stahls
- Bauteilgeometrie, wie z. B. Querschnittsform, geometrischer und mechanischer Bewehrungsgrad und Biegeschlankheit
- Parameter abhängig vom Statischen System und Belastung, wie z. B. Schubfluss, Momentengradient und Belastungsdauer

Ausführliche Beschreibungen über weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen bieten die Berichte der CEB Task Group 2.2 „Ductility Requirements of Structural Concrete – Reinforcement“ ([10] und [11]) sowie die Dissertationen von Fabritius, Langer und Li an der Universität Stuttgart ([40], [66] und [69]), deren wesentlichen Ergebnisse hier nachfolgend zusammengefasst werden:

## Rissbildung

Mit der Zunahme des mittleren Biegerissabstandes vergrößert sich die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Infolge dessen nimmt die Rotationsfähigkeit stark ab. Durch die Bildung von Schubrissen wird die Rotationsfähigkeit hingegen be-

trächtlich gesteigert, wenn kein vorzeitiges Versagen im Steg oder in der Druckstrebe auftritt. Berücksichtigt man das Versatzmaß  $a_i$ , vgl. Gleichung 2.5, in der Momentenlinie, so verbreitert sich die plastische Länge und die Zuggurkraft erhöht sich gegenüber einem reinen biegebeanspruchten Träger um

$$\Delta Z = V/2 \cdot (\cot \Theta - \cot \alpha) \quad (2.21).$$

Das von Fabritius, Langer und Li ([40], [66] und [69]) verwendete Rechenmodell basiert auf dem diskreten Rissmodell und berücksichtigt die Schubrissbildung durch einen Versatz der Momentenlinie, wie in Abbildung 2.20 grafisch dargestellt. Infolge Schubrissbildung steigt die Rotationsfähigkeit somit an.

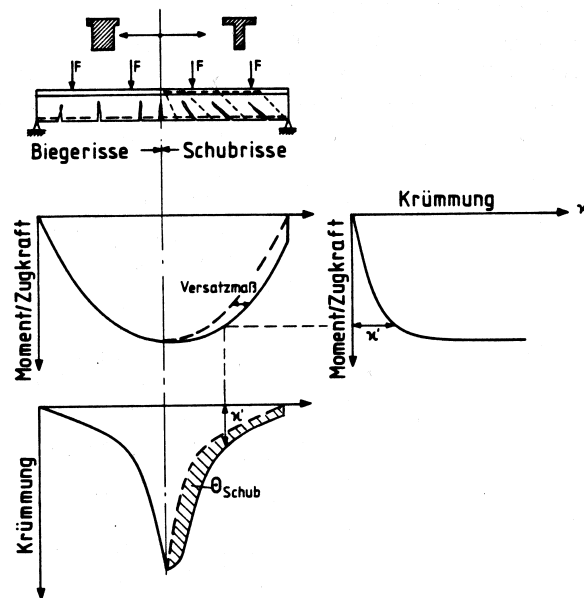


Abbildung 2.20: Berücksichtigung der Schubrissbildung aus Langer [66]

Untersuchungen von Li [69] an vorgespannten Vergleichsträger mit einer Länge von 5.0 m und einer Höhe von 0.6 m berücksichtigten Schubrisse ab einer Träger schlankheit kleiner 8.9 bzw. bei einem mechanischem Bewehrungsgrad größer 0.05. Mit Auftreten einer Schubrissbildung ergibt sich eine Erhöhung der plastischen Rotationsfähigkeit, siehe Abbildung 2.21. Bis zu einem abgeschlossenen Rissbild steigt die Rotationsfähigkeit weiter an, was im untersuchten Träger bei einer Trägerschlankheit von 7.5 und einem mechanischen Bewehrungsgrad von 0.064 zu beobachten war.



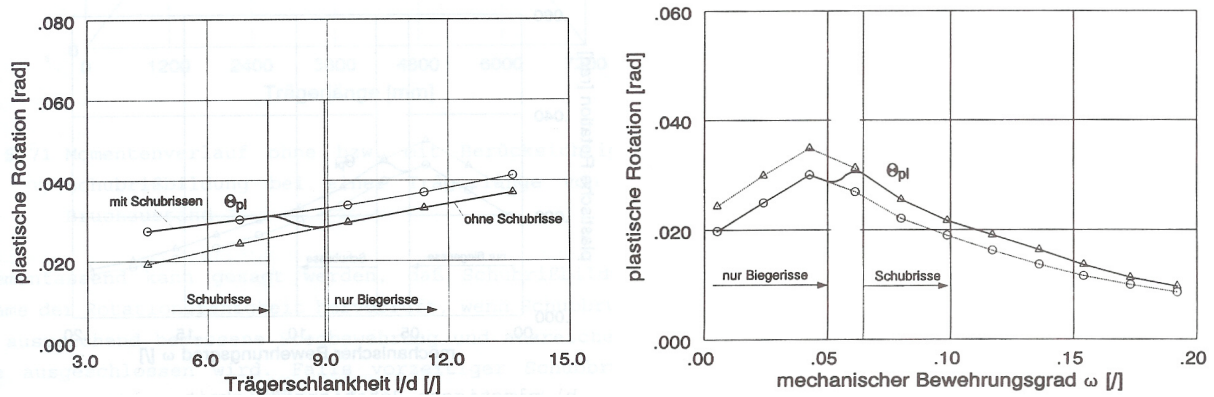


Abbildung 2.21: Erhöhung der plastischer Rotation infolge Schubrissbildung nach Li [69]

Bei gleich bleibenden Verbundeigenschaften kann folgende einfache Regel aufgestellt werden: Je mehr Risse sich im plastischen Bereich des Trägers befinden, desto größer wird die mögliche Rotation.

### Mechanischer Bewehrungsgrad

Die Beziehung zwischen mechanischem Bewehrungsgrad und möglicher Gesamtrotation lässt sich in einem dachförmigen Verlauf skizzieren, wie in Abbildung 2.22 qualitativ dargestellt. Alternativ kann als Abzissenwert anstelle des mechanischen Bewehrungsgrades die bezogene Druckzonenhöhe  $x/d$  im jeweiligen Bruchquerschnitt aufgetragen werden. Je nach mechanischen Bewehrungsgrad wird im Bruchzustand Stahlversagen oder Betonversagen auftreten. Bei einem Wechsel von Stahlversagen zu Betonversagen tritt die größte Rotationsfähigkeit auf.

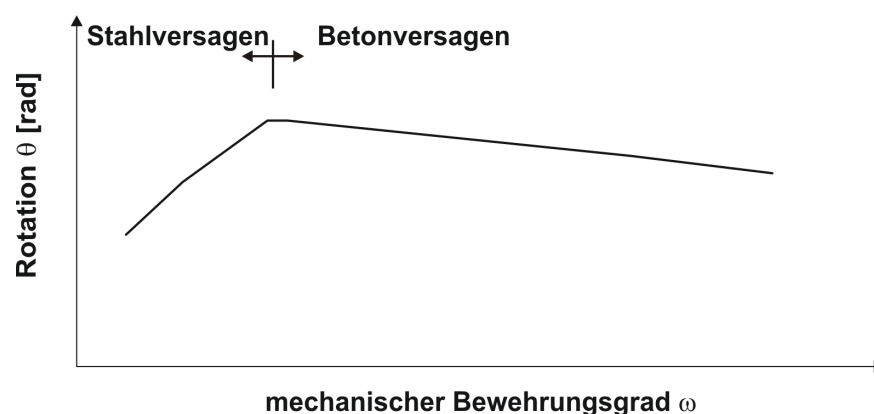


Abbildung 2.22: Qualitativer Einfluss des mechanischen Bewehrungsgrades auf die Rotationsfähigkeit nach Li [69]

Für kleinere Werte des mechanischen Bewehrungsgrades sinkt die Gesamtrotation mit abfallenden Bewehrungsgrad, da sich der mittlere Rissabstand und die Mitwir-

kung des Betons zwischen den Rissen vergrößern. Wird die Betondruckzone für die Bruchursache entscheidend, fällt die Gesamtrotation mit weiter steigendem Bewehrungsgrad ab. Die Ursache dafür ist, dass sich die Betonstahldehnungen und damit Querschnittskrümmungen mit steigendem Bewehrungsgrad verringern, was eine Abnahme der Rotationen zur Folge hat.

### **Betondruckzone**

Eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit bewirkt eine Vergrößerung des mechanischen Bewehrungsgrades und beeinflusst somit in gleicher Weise je nach Stahlversagen oder Betonversagen die Rotationsfähigkeit. Eine höhere Betonbruchstauchung, wie sie bei einer stärkeren Umschnürung zu beobachten ist, führt zu größeren Stahldehnungen im Zuggurt des Bruchquerschnitts und erhöht die Rotationsfähigkeit, wenn das Betonversagen maßgebend ist. Ansonsten ist sie nahezu wirkungslos. Generell kann die Rotationsfähigkeit eines Trägers mit eingeleger Druckbewehrung verbessert werden, weil damit auch das Bruchmoment und die dazugehörigen Stahldehnungen gesteigert werden.

### **Materialeigenschaften des Betonstahls bzw. Spannstahls**

Mit ansteigender Duktilität des Stahls nimmt die Rotationsfähigkeit zu. Ebenso vergrößert ein ansteigendes Zugfestigkeits-/Streckgrenzenverhältnis den Bereich plastischer Stahldehnungen. Die Festigkeit hat hingegen nur einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Rotation.

### **Betonstahl- und Spannstahlgeometrie**

Durch eine Vergrößerung des Betonstahldurchmessers wird infolge einer Abnahme der Verbundkraftübertragung der Spannstahl mehr zur Kraftaufnahme angeregt und die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen abgemindert, was eine Steigerung des Bruchmoments und der Rotationsfähigkeit verursacht. Wird hingegen der Spannstahldurchmesser vergrößert, nimmt der Verbund der Spannglieder und daraus resultierend die Rotationsfähigkeit ab.

### **Verbundeigenschaften des Spannstahls**

In der Regel weist der Spannstahl einen schlechteren Verbund auf als der Bewehrungsstahl. Je besser der Verbund der Spannglieder ausfällt, desto geringer ist der mittlere Rissabstand, desto stärker kann der Spannstahl für die Kraftaufnahme aktiviert werden und desto größer fällt die Rotationsfähigkeit aus. Bei einem vorzei-

tigen Verbundversagen der Spannglieder – z. B. in Bereichen konzentrierter Last-einleitung – entzieht sich der Spannstahl der Kraftaufnahme. Die Zugkraft im Zuggurt wird auf den Betonstahl umgelagert, wodurch in diesem die Dehnung überproportional zunimmt, die Druckzonenhöhe abnimmt und ein vorzeitiges Versagen der Betondruckzone eintritt. Die geringste Rotationsfähigkeit ergibt sich bei Trägern mit Vorspannung ohne Verbund. Für sie ist charakteristisch, dass sich die plastischen Verformungen nur in einem engen Bereich konzentrieren und gleichzeitig die Bruchkrümmung höher ist als bei Vorspannung mit Verbund.

### Höhe der Vorspannung

Vorausgesetzt, die Verbundfestigkeit zwischen Spannstahl und Beton bleibt erhalten, reduziert sich die Länge des plastischen Gelenks mit zunehmender Vorspannung und die Rotationsfähigkeit nimmt leicht ab. Bei zu hoher Vorspannung wird die Rotationsfähigkeit durch das vorzeitige Versagen des Spannstahls zusätzlich vermindert. Ist der Verbund zwischen Beton und Spannstahl schlecht oder Vorspannung nicht vorhanden, entzieht sich der Spannstahl der Kraftaufnahme und das Spannglied beginnt zu gleiten. Das Bruchmoment und die Länge des plastischen Moments nehmen ab und es kommt zum Abfall der Rotationsfähigkeit; dies ist in Abbildung 2.23 durch eine gestrichelte Linie angezeigt.

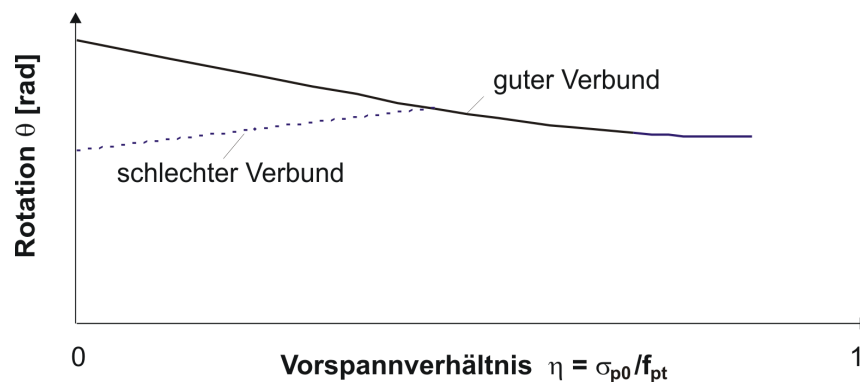


Abbildung 2.23: Qualitativer Einfluss der Vorspannung auf die Rotationsfähigkeit nach Li [69]

### Belastungsart

Bei gleichem Maximalmoment ist die Rotationsfähigkeit infolge des durch eine Einzellast verursachten Moments geringer als die infolge des durch eine Gleichstellenlast verursachten Moments. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Momentenlinie mit zunehmender Belastungsbreite völliger wird und mehr Risse im plastischen Bereich liegen.

## Trägerschlankheit

Eine Erhöhung der Trägerschlankheit, welche durch eine Reduktion der Trägerhöhe oder Vergrößerung der Trägerlänge ansteigt, wirkt sich positiv auf die Rotationsfähigkeit aus. Einerseits wird die maximal mögliche Krümmung gesteigert, andererseits vergrößert sich die plastische Länge aufgrund eines flacheren Momentenverlaufs. Insgesamt lässt sich feststellen, dass die Rotationsfähigkeit etwa proportional zu  $(l/d)^{0.5}$  zunimmt, wenn eine ausreichende Duktilität und Verbundeigenschaft des Spannstahls gegeben sind und Betonbruch ausgeschlossen ist.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Einflüsse der wichtigsten Parameter auf die Rotationsfähigkeit von Spannbetonbauteilen zur Übersicht zusammengefasst.

| <b>Erhöhung der Rotationsfähigkeit</b>              |   |
|---|---|
| <b>bei Zunahme von:</b>                             | <b>bei Abnahme von:</b>                             |
| Verbund   | Vorspannung<br>(guter Verbund vorausgesetzt)        |
| mechanischer Bewehrungsgrad,<br>falls Stahlversagen | mechanischer Bewehrungsgrad,<br>falls Betonversagen |
| Stahlspannung                                       | Mittlerer Rissabstand                               |
| Stahldehnung  | Mitwirkung des Betons zwischen<br>den Rissen        |
| Länge des plastischen Bereiches                     |   |
| Schubrissbildung aus Biegerissen                    |   |

Tabelle 2.1: Einflüsse und Auswirkungen auf die Rotationsfähigkeit

## 2.3 Experimentelle Untersuchungen an Segmentträgern

Seit der Idee Freyssinets, vorgefertigte Betonteile zur Herstellung von Segmentbrücken zu verwenden, sind zahlreiche Versuche gestartet worden, um das Tragverhalten von Segmentträgern sowie speziell die Fugentragfähigkeit zu. Sowohl im Brückenbau als auch im Industrie- und Hochbau sind eine vielfache Vorfertigung gleicher Elemente sowie das Zusammenspannen der Elemente mittels verbundlo-

ser Vorspannung von wirtschaftlichem Vorteil. Unter dem Aspekt der Demontierbarkeit und Wiederverwendung empfiehlt sich eine trockene Ausführung der Fugenoberfläche, d. h. ohne Füllmaterial. Daher wird in den nachfolgenden Kapiteln auf die Untersuchungen an Segmentträgern mit Fugen dieser Art näher eingegangen.

### 2.3.1 Untersuchungen zur Fugentragfähigkeit

Die ersten Ausführungen der Fugen bestanden aus bis zu 2 cm dicken Verfüllfugen, um den Korrosionsschutz der Spannglieder zu gewährleisten. Der Nachteil der mit Zementmörtel oder Beton verfüllten Fugen liegt in der langen Aushärtzeit. Teilweise wurde die Betonstahlbewehrung über diese Fugen hinweggeführt, so dass der Arbeitswand weiter vergrößert wurde. Pressfugen zeichnen sich gegenüber den Verfüllfugen durch eine wesentlich kleinere Schichtdicke des Füllmaterials aus, die unterhalb 3 mm liegt. Bei dem Füllmaterial handelt es sich meist um Epoxidharzmörtel, doch eignet sich dafür auch ein Zementmörtel mit organischen und anorganischen Zusätzen. Auch hier muss eine gewisse Aushärtzeit beachtet werden, doch kann schon kurz nach dem Auftragen eine zentrische Vorspannung aufgebracht werden. Kleinere Imperfektionen können durch das Füllmaterial ausgeglichen werden.

Die wirtschaftlichste Ausführung der Segmentflächen ist über trockene Kontaktfugen möglich, die allerdings eine hohe Passgenauigkeit der Segmente voraussetzen. Bei einem direkten Anbetonieren an bereits betonierte Segmente – dem heute allgemein üblichen Match-Cast-Verfahren – ist ein exaktes Anliegen der Segmente infolge des durch Ableiten der Hydratationswärme auftretenden „Bowling-Effekts“ nicht möglich. Dies fällt jedoch erst bei einem größeren Verhältnis Breite/Länge des Segmentes  $B_{\text{Seg}}/L_{\text{Seg}} > 6$ , wie im Brückenbau üblich, ins Gewicht [78]. Aufgrund eines möglichen Wassereintritts in undichte Fugen wurde in der Vergangenheit die Ausführung trockener Fugen weitgehend vermieden. Heutzutage bietet jedoch der Einsatz von verbundlosen Spanngliedern einen ausreichenden Korrosionsschutz durch HDPE-Hüllrohre (High-Density-Poly-Ethylen) sowie unterschiedlichen Korrosionsschutzpasten oder nachträglichen Verpressungen. Im Hinblick auf eine spätere Trennung der einzelnen Segmente nach Ablauf der Nutzungsdauer ist die Verwendung von Trockenfugen zu empfehlen.

Vielhaber [90] und Specker [83] bieten in ihren Dissertationen einen Überblick der vom 1959 bis 1990 untersuchten prismatischen Versuchskörper, an denen in Ab-

hängigkeit der Fugenausbildung, des verwendeten Füllmaterials und der Belastung die Übertragung der Querkraft über die Fuge analysiert wurde. Hierzu gehören z. B. Versuche von Buyukozturk [9], Franz [46], Fiedler [42], Finsterwalder/Jungwirth/Baumann [43], Guckenberger/Daschner/Kupfer [49], Koseki/Breen [62] und Zelger/Rüsch [96]. Die Untersuchungen zur Ausbildung der Fugenoberfläche wurden meist an unbewehrten Prismen durchgeführt. Hierbei wurden die Fugenoberflächen eben oder mit Schubzähnen, bewehrten Konsolen oder Feinprofilierung hergestellt.

Es wurde festgestellt, dass Schubzähne oder Konsolen keine Vorteile gegenüber einer ebenen Fugenausbildung zeigen. Feinprofilierte Fugen haben sich besonders im Brückenbau bewährt, da sie einmal die Zusammenführung der Segmente vereinfachen und außerdem zur gleichmäßigen Übertragung der Schubkräfte beitragen. Mit Epoxidharz geklebte Fugen zeigen gegenüber trockenen Fugen eine geringfügig höhere Tragfähigkeit bei verminderter Duktilität. Zudem durchtrennt ein auftretender Fugenriss aufgrund einer geringeren Zugfestigkeit des fugennahen Betons eine vorhandene Verzahnung, was den Vorteil der Fugenverzahnung teilweise wieder aufhebt.

Die Untersuchungen zeigten, dass das Versagen in einer Fuge mit Hilfe des Mohr-Coulombschen Bruchkriteriums beschrieben werden kann:

$$\tau_u = c + \mu \cdot \sigma_N \quad (2.22)$$

mit:

$\tau_u$  von der Fugenfläche aufnehmbare Schubspannung

$c$  Kohäsionsanteil, für trockene Fugen = 0

$\mu$  Reibungskoeffizient

$\sigma_N$  Normalspannung

Wird die Schubspannung nach der Gleichung (2.22) überschritten, kommt es zu einem Abgleiten der Fuge. Zusätzlich ergibt sich aus dem Mohr'schen Spannungskreis, dass die zulässigen Schubspannungen unabhängig von der Fugenausbildung durch folgende Bedingungen:

$$\text{für } \sigma_1 = \sigma_N, \sigma_2 = 0: \quad \tau_u \leq \sqrt{f_{ck} \cdot \sigma_N - \sigma_N^2} \quad (2.23)$$

beschränkt werden, da es sonst zu einem Druckbruch in der Betondruckzone kommt. Dies lässt sich zeichnerisch darstellen:

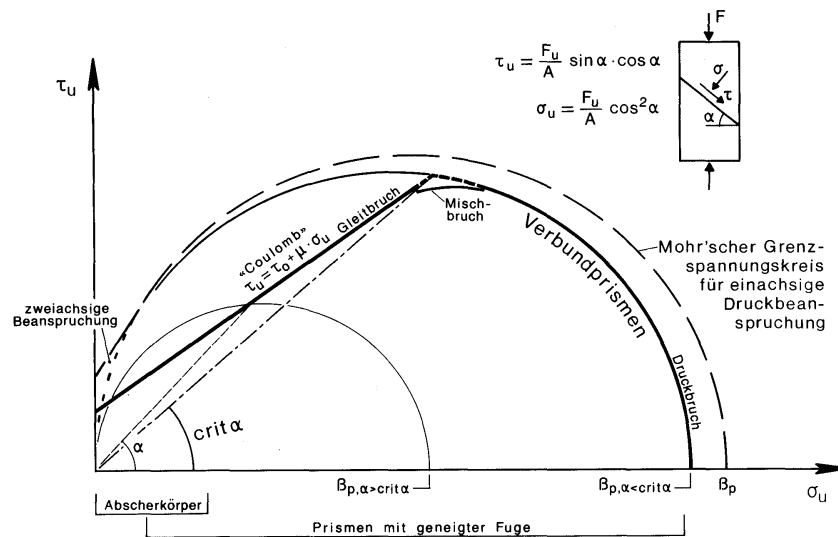


Abbildung 2.24: Schub-/Normalspannungsbeziehungen in Fugenebene aus Guckenberger et al. [49]

Je nach Fugenart – Trockenfuge, Pressfuge oder Verfüllfuge – und Fugengestaltung – Profilierung, Betonieren gegen raue oder glatte Schalung – ergeben sich unterschiedliche Werte für den Kohäsionsanteil und Reibungsbeiwert. Während bei gerissenen oder profilierten Fugen die entsprechenden Verzahnungen einen Anteil an der Querkraft übertragen, erfolgt die Querkraftübertragung zwischen ebenen Trockenfugen lediglich mittels Reibung zwischen den gedrückten Stirnflächen. Eine geneigte Vorspannkraft vermindert im Normalfall die Querkraft um den senkrecht zur Bauteilachse entgegengerichtet wirkenden Kraftanteil.

In Tabelle 2.2 sind einige für Trockenfugen relevanten Ergebnisse aus [9] gegenübergestellt. Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte mit unterschiedlichem Schalungsmaterial, teils in getrennten Formen, teils in einer Form durch ein Material getrennt. Neben dem verwendeten Schalungsmaterial sowie dem auf die Schalung aufgetragenen Trennmittel beeinflusst die Art der Versuchsdurchführung die Ergebnisse. Die ermittelten Reibungskoeffizienten variieren von 0.4 bis 1.1.

| Quelle                          | Herstellung der Prismen/<br>Kontaktflächen                    | max. übertragbare<br>Schubspannung |
|---------------------------------|---|------------------------------------|
| Jones [1959]                    | in Stahlformen  | $\tau_u = 0.4...0.7 \sigma_N$      |
| Franz [1959],<br>Fiedler [1962] | in gusseisernen Formen  | $\tau_u = 0.7 \sigma_N$            |
| Gaston, Kriz [1964]             | mittels Stahlblech/<br>kunststoffbeschichtetem Sperr-<br>holz | $\tau_u = 0.87...1.1 \sigma_N$     |
| Finsterwalder [1974]            | mittels Fugenblech<br>(profiliert)                            | $\tau_u = 0.75 \sigma_N$           |
| Buyukozturk [1990]              | in Plexiglasformen  | $\tau_u = 0.5...0.8 \sigma_N$      |

Tabelle 2.2: Maximal aufnehmbare Schubspannungen für Trockenfugen

Im Hinblick auf die Demontierbarkeit und Wiederverwendung von Segmenten geht die neuste Entwicklung zur Verfüllung des Fugenkerns durch Aluminium-Schaum, der durch seine gute Verformbarkeit mögliche Toleranzen ausgleicht und einen guten Kraftschluss gewährleistet [93]. Aufgrund eines fehlenden ädhäsiven Verbundes ist eine zerstörungsfreie Trennung der Segmentteile möglich. Ausreichende Untersuchungen zur Montage stehen noch aus.

### 2.3.2 Untersuchungen zum Biege- und Querkrafttragverhalten

Zum Biegetragverhalten von Segmentträgern wurden zahlreiche Versuche durchgeführt, die sich hauptsächlich in der Querschnittsform, Fugenart, Vorspannart und dem Tragsystem unterschieden. Je nach den verwendeten Segmentschlankheiten lassen sich die Modellversuche eher dem Brückenbau – bei kleinen Segmentschlankheiten – oder eher dem Hochbau – bei größeren Segmentschlankheiten – zuordnen. Die wesentlichen Versuche an Segmentträgern mit Trockenfugen sind in Tabelle 2.3, Tabelle 2.4 und Abbildung 2.25 aufgezeigt und werden nachfolgend zusammengefasst. In Tabelle 2.3 sind hierzu Versuchsreihen einzelner Autoren zum Trag- und Verformungsverhalten ausschließlich unter Biegung mit und ohne Querkraft dargestellt. Tabelle 2.4 führt zwei Versuchsreihen an der TU Braunschweig auf, die in den 1990er Jahren durchgeführt wurden.



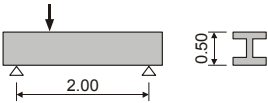
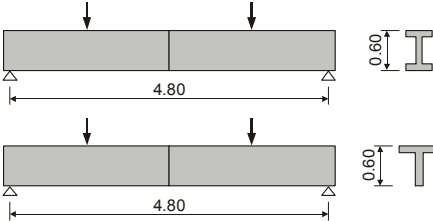
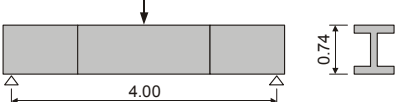
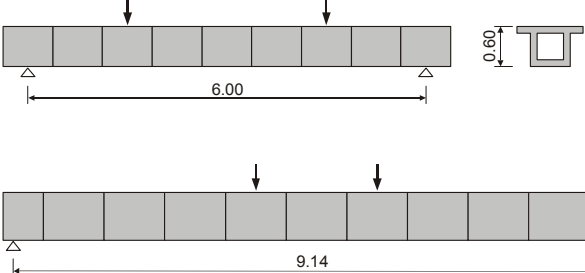
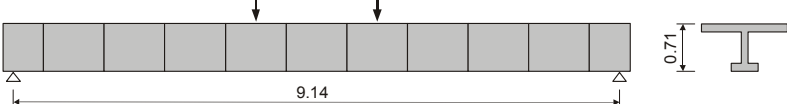
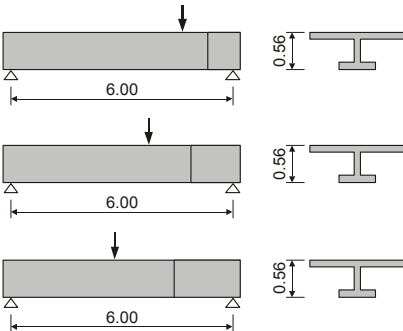
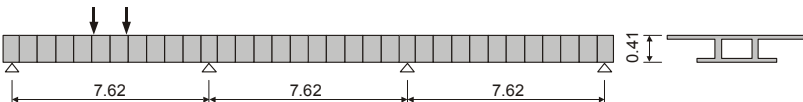
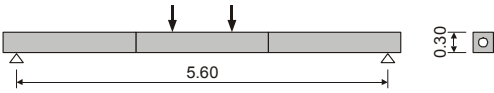
| Autor  | Versuchsaufbau   | Vorspannung  |
|--|--|--------------|
| 1974<br>Fensterwalder<br>[41]                            |     | mit Verbund  |
| 1984<br>Kordina,<br>Weber<br>[57], [58]                  |     | mit Verbund  |
| 1985<br>Virlogeux,<br>[43], [85]                         |     | mit Verbund  |
| 1987<br>Rabbat,<br>Sowlat<br>[71]                        |   | ohne Verbund |
| 1987<br>Rabbat,<br>Sowlat<br>[71]                        |  | ohne Verbund |
| 1989<br>Ramirez,<br>Kreger,<br>Breen<br>[72]             |   | ohne Verbund |
| 1989/1990<br>Ramirez,<br>Kreger, Breen,<br>Hindi<br>[49] |  | ohne Verbund |
| 2002<br>Kasic<br>[51]                                    |   | ohne Verbund |

Tabelle 2.3: Versuche an Segmentträgern unter Biegung und Querkraft

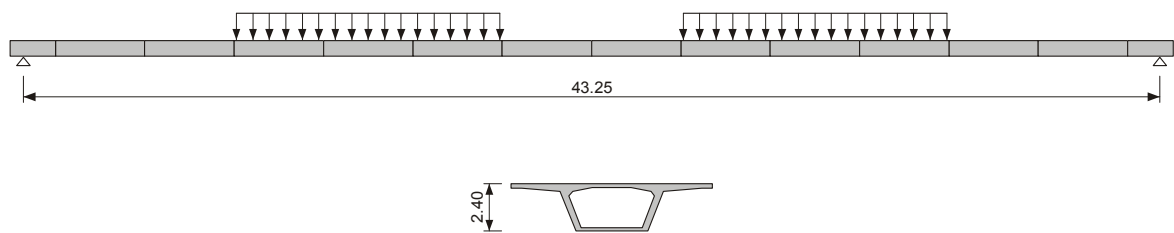
| Autor   | Versuchsaufbau | Vorspannung  |
|---|----------------|--------------|
| 1984<br>Kordina,<br>Teutsch,<br>Weber<br>[56] |                | mit Verbund  |
| 1990<br>Kordina,<br>Teutsch,<br>Voß<br>[55]   |                | ohne Verbund |
| 1997<br>Falkner,<br>Teutsch,<br>Huang<br>[39] |                | ohne Verbund |

Tabelle 2.4: Versuche an Segmentträgern an der TU Braunschweig unter Biegung, Querkraft ohne (1990) und mit (1984, 1997) Torsion

Die erste Versuchsreihe mit fünf Versuchsträgern wurde mit der Belastungsart Biegung und Querkraft gefahren und wird in diesem Kapitel näher erläutert. 1997 wurden drei weitere Versuchsträger zusätzlich mit Torsion belastet, worauf im Kapi-

tel 2.3.3 näher eingegangen wird. Bei den untersuchten Versuchsträgern wurde sowohl Spannglieder im Verbund als auch ohne Verbund verwendet. Es ist zu erkennen, dass es sich bei den meisten untersuchten Versuchsträgern um Einfeldträger handelt. Abbildung 2.25 zeigt zwei Segmentbrückentypen, deren Tragverhalten in einem Großversuch geprüft wurde.

1994 Takebayashi [81]



1996 Fischer [42]

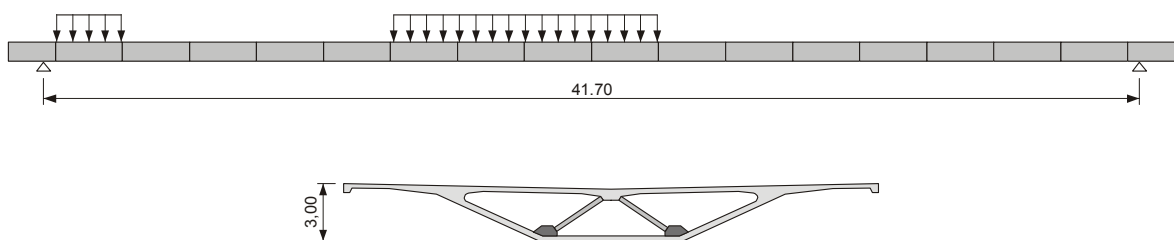


Abbildung 2.25: Versuche an verbundlos vorgespannten Segmentbrücken unter Biegung und Querkraft

### Finsterwalder et al. – Universität München / DYWIDAG [43]

Neben einer Untersuchung der Tragfähigkeit unbewehrter Trockenfugen führten Finsterwalder et al. [43] Tragfähigkeitsversuche an einem Einfeldträger mit I-Querschnitt und 2.0 m Spannweite durch. Eine Querkraftabtragung durch Sprengwerk-wirkung war durch die vorhandene Schubschlankheit  $\lambda_q = M/(V \cdot d) = 3.3$  nicht gegeben. Die Spannglieder wurden nachträglich verpresst. Bei den Fugen handelte es sich um ebene Trockenfugen, wobei drei der insgesamt vier Fugen mit vorgespannten Schubnadeln schräg durchsetzt waren. Es zeigte sich eine Beeinflussung des Rissverlaufs durch die Trockenfuge, die nur zum Teil von Schrägrissen durchquert wurde. Anhand der nicht von Schubnadeln durchsetzten Fuge konnte das Abgleiten studiert werden, so dass hier ein Reibungsbeiwert der Kontaktflächen

von 0.78 festgestellt wurde. Hierbei wurde jedoch die Verdübelungswirkung der durchgeführten Längsbewehrung vernachlässigt. Das Versagen trat an der Stelle des größten Biegemoments infolge Biegedruckbruch auf und mit ausreichender Sicherheit gegenüber der angesetzten Druckfestigkeit von 240 kp/cm<sup>2</sup>.

### **Kordina et al. – Universität Braunschweig [60], [61], [58]**

An der TU Braunschweig wurden mehrere Versuchsreihen zur Untersuchung des Tragverhaltens der Segmentträger durchgeführt. Kordina und Weber [60] untersuchten in den 1980er Jahren an vier 5 m langen Einfeldträgern den Einfluss der Querschnittsform und der Verbundeigenschaften des Spannstahls auf die Rissbildung infolge Biegebeanspruchung. Als Querschnittsformen waren ein Plattenbalkenquerschnitt und ein I-Querschnitt gewählt. Die mit zwei Einzellasten beanspruchten Träger wurden im querkraftfreien Bereich ohne Bügel ausgeführt.

An weiteren vier Einfeldträgern mit I-Querschnitt und einer Einzellast in Feldmitte wurde der Einfluss der Fugenausbildung auf die Tragfähigkeit der schrägen Druckstreben beobachtet [61]. Bei den variierten Fugenausbildungen handelte es sich um feinprofilierter Fugen, Fugen mit bewehrten Konsolen und glatte Fugen. Eine Fuge jedes Trägers dieser Versuchsreihe wurde trocken, die andere mit Epoxidharzkleber ausgeführt. Zudem wurde ein monolithischer Balken zum Vergleich geprüft. In allen Versuchen wurden die Spannglieder verpresst. Nach den ersten Fugenöffnungen wurde eine Dauerschwellbeanspruchung aufgebracht.

Als Ergebnis konnte u. a. folgendes festgestellt werden: Die Rissbreiten und -abstände nehmen mit abnehmender Vorspannung und Zunahme der Querschnittsgliederung (T → I) zu. Bei feinprofilierter Fugenausbildung ist das Trag- und Verformungsverhalten eines Segmentträgers nahezu identisch mit dem sonst gleich ausgebildeten monolithischen Träger. Für die Berechnung der Druckstrebenfestigkeit in den Fugenbereichen kann der Reibungsbeiwert glatter Fugenausbildungen zu  $\mu = 0.7$  angesetzt werden.

Fünf weitere Versuche wurden bis Anfang der 1990er Jahre an der TU Braunschweig an Segmentträgern mit offenem Querschnitt und verbundlos vorgespannten Spanngliedern durchgeführt [58]. Bei den Versuchsträgern handelte es sich um vier Einfeldträger und einen Zweifeldträger, deren Segmentfugen mit einer Feinprofilierung ausgebildet waren. Um verschiedene Versagensarten an den Trägern untersuchen zu können, wurde vor einem endgültigen Versagen die Belastung

zurück gefahren und eine neue Laststellung vorgenommen. Es zeigte sich, dass die Spannkraftzunahme in den untersuchten Trägern etwa mit einer zu erwartenden Spannkraftzunahme in verbundlos vorgespannten monolithischen Trägern übereinstimmt. Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit reichen somit die vorhandenen Näherungsverfahren aus. Bei schubbeanspruchten Segmentträgern mit ungerissenem Zuggurt entspricht das Tragverhalten des einen monolithischen Trägers. Aufgrund des fehlenden Verbundes zwischen Spannstaahl und Beton bilden sich in Bereichen mit gerissenem Zuggurt gegenüber Trägern mit nachträglichem Verbund flachere Druckstreben aus, da sich die Druckstreben auf Bereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützen müssen. Die sollte bei dem Nachweis der Druckstrebenfestigkeit beachtet werden.

Zudem wurden an der TU Braunschweig Segmentträger mit Hohlkastenquerschnitt unter der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion geprüft, auf die im nachfolgenden Kapitel eingegangen wird.

#### **Virlogeux et al. – SETRA, Saint-Rémy-les Chevreuse, Frankreich [45], [91]**

Bei den Untersuchungen von Virlogeux, Fouré, de Rezende Martins und Hoang [45], [91] an segmentierten Einfeldträgern mit Hohlkastenquerschnitt wurden die Spanngliedführung und die Verpressart variiert. Die externen, internen oder gemischt extern-internen Spannglieder wurden geradlinig oder geneigt geführt. Bei einem Träger wurde das Hüllrohr nicht verpresst, bei einem weiteren wurde mit Fett und bei den übrigen drei Trägern mit Zement verpresst. Zu diesen Segmentträgern wurden die gleichen Parameter an sechs monolithischen Trägern geprüft. Die Belastung bestand aus zwei Einzellasten, die in Feldmitte eine reine Biegebeanspruchung bewirkten. Im Vergleich zu der gemischten Vorspannung wurde ein Rückgang der Traglast um fast 10 % für die Segmentträger mit externer Vorspannung festgestellt. Auch die Verformungsfähigkeit fiel für die externe Vorspannung am geringsten aus. Der Unterschied zwischen der Vorspannung mit injiziertem Zement und der Vorspannung mit injiziertem Fett war gering. Es wurde lediglich ein besseres Gleiten des mit Fett ummantelten Spannglieds kurz vor dem Bruchzustand beobachtet, was zu einer etwas größeren Durchbiegung des Balkens führte.

#### **Rabbat und Sowlat – Figg & Muller Engineers [74]**

Drei segmentierte Plattenbalken, die einem verkleinerten Modell eines Brückenprototyps entsprachen, wurden in den USA von Rabbat und Sowlat [74] unter statischer Belastung getestet. Es sollte das unterschiedliche Trag- und

Verformungsverhalten bei interner Vorspannung mit Verbund oder bei Vorspannung mit externen Spanngliedern mit oder ohne zusätzlichen Festhaltepunkt untersucht werden. Zusätzlich wurden Verankerungspunkte an zwei Spanngliedern gelöst, um einen Erdbebenlastfall zu simulieren. Die trockenen Fugen waren mit Schubzähnen ausgebildet. Alle drei Träger zeigten im elastischen Bereich gleiches Verformungsverhalten. Ohne Lösen der Verankerungspunkte ergab sich für den Träger mit internen Spanngliedern und für den Träger mit externen Spanngliedern, die an mehreren Punkten am Träger festgehalten wurden, diejenige Bruchlast, die nach der klassischen Biegetheorie berechnet wurde. Der Träger mit internen Spanngliedern zeigte die höchste Traglast, die Träger mit den externen Spanngliedern zeigten geringere Traglasten, wobei der Träger ohne zusätzlichen Festhaltepunkt ein etwas duktileres Verformungsverhalten zeigte. Trotz der herbeigeführten Spannkraftverluste ergaben sich für alle Träger höhere Traglasten als die nach der AASHTO [1] berechneten.

### **Kreger, Breen et al. – Universität Texas [52], [75]**

Unter der Leitung von Kreger und Breen wurden an der Universität in Austin, Texas, verschiedene Testreihen durchgeführt [75]. Ramirez untersuchte an einem Plattenbalken den Einfluss der Schubschlankheit  $\lambda_q$ , d. h. das Verhältnis  $M/(V \cdot d)$  bzw.  $a/d$ . Dazu stellte er insgesamt zwölf Einfeldträger mit 3.35 m Stützweite her, die einem verkleinerten Modell einer extern vorgespannten Brücke entsprachen. Dieses Modell besaß lediglich eine Fuge, deren Abstand einschließlich der aufgetragenen Einzellast in drei Schritten variiert wurde. Die Fuge lag hierbei in der Mitte zwischen Einzellast und Auflager. Die sich so ergebenden Schubschlankheiten lagen bei 1.5 – 2.5 – 3.5. Zusätzlich zu den drei Versuchsträgern mit Trockenfuge wurden jeweils drei Versuchsträger mit Fugen, die auf einer bzw. auf beiden Seiten mit Epoxidharz beklebt waren, sowie drei Versuchsträger, die monolithisch hergestellt waren, untersucht. Die Fugen selbst waren mit Schubnocken profiliert.

Für eine Schubschlankheit  $\lambda_q = a/d = 1.5$  trat der erste Riss, ein Schubriss, im Bereich der Fuge auf. Im monolithischen Träger entstand der erste Riss an der entsprechenden Stelle. Das Versagen trat in allen Fällen infolge Stegbruchs auf. Auch für eine Schubschlankheit  $\lambda_q = a/d = 2.5$  entwickelte sich als erstes ein Schubriss, wobei dieser, im Gegensatz zu den Epoxidharzfugen, nicht die Trockenfuge kreuzte. Die Rotation konzentrierte sich im Riss, bis das Versagen infolge Schubdruckbruch im oberen Flansch auftrat. Da bei einer Schubschlankheit von  $\lambda_q = a/d = 3.5$  die Querkraft keine große Rolle spielt, entwickelte sich hier als erstes ein Biegeriss.

Bei weiterer Belastung setzte sich ein Schubriss, ausgehend vom Lasteinleitungspunkt, Richtung Fuge fort. Die Rotation konzentrierte sich in diesem Riss und das Versagen trat, außer beim monolithischen Träger, infolge Schubdruckbruch im oberen Steg auf. Es stellte sich insgesamt heraus, dass die Fugenart nur einen geringen Einfluss auf das Bruchverhalten besitzt, wobei zwischen der einseitig und der zweiseitig geklebten Fugen praktisch kein Unterschied zu beobachten war.

Die Auswirkung unterschiedlicher Verbundpunkte zwischen Spannstahl und Beton und die Wahl der Vorspannung auf die Tragfähigkeit und Duktilität einer extern vorgespannten Segmentbrücke sowie auf die maximale Spannung im Spannglied stand im Mittelpunkt der Forschung von MacGregor und Hindi [52]. Ein dreifeldriger Segmentträger mit Hohlkastenquerschnitt entsprach einem verkleinerten Modell eines Brückenprototyps, wobei zur Untersuchung des Einflusses der Fugen ein Feld mit Trockenfugen und zwei Felder mit Epoxidharzfugen ausgeführt waren. In drei Testphasen wurden die Festhaltepunkte der externen Spannglieder von zwei über vier auf zehn Punkte erhöht. In der dritten Phase wurden zusätzliche interne Spannglieder vorgespannt, die in einem ersten Versuch zunächst unverpresst blieben und für einen letzten Versuch verpresst wurden. Es stellte sich heraus, dass mit zunehmender Anzahl der Verbundpunkte die Tragfähigkeit, die Verformungsfähigkeit und der Spannungszuwachs im Spannstahl zunehmen. Für das Feld mit Trockenfugen ergaben sich geringfügig kleinere Werte. Bei Epoxidharzfugen entwickelten sich die Risse nicht innerhalb der Fuge, sondern neben dieser. Eine zusätzliche Vorspannung erhöht die Summe der Fugenöffnungsweiten und damit die Duktilität. Durch das Verpressen der Spannglieder konnte wiederum die Summe der Fugenöffnungsweiten, die Spanngliedverlängerung und schließlich die Tragfähigkeit vergrößert werden.

### **Takebayashi et al. – Second Stage Expressway System (SES), Bangkok [85]**

Anfang der 1990er Jahre begannen Takebayashi et al. [85] Untersuchungen an einem Einfeldträger mit einzelligem Hohlkastenquerschnitt als 1:1-Modell eines Segmentbrückenfeldes für den Second Stage Expressway in Bangkok. Während die Spannweiten der gebauten Segmentbrücken etwa zwischen 25 m und 48 m variierte, betrug die Spannweite des Versuchsträgers 43.25 m. Dieser bestand aus 14 Segmenten mit feinprofilierten Trockenfugen und wurde mit externen Spanngliedern vorgespannt. Die ersten Versuche gingen bis zur Bemessungslast, zwei Jahre später wurde der Träger bis zum Bruch belastet. Der Träger zeigte ein dukti-

les Verhalten, das Versagen wurde durch einen fortschreitenden Biegedruckbruch in der oberen Platte angekündigt.

### **Fischer et al. – Bang Na-Bang Pli-Bang Pakong Expressway, Bangkok [44]**

Für den Bau des Bang Na-Bang Pli-Bang Pakong Expressways (BBBE) in Bangkok wurden auf insgesamt 55 km Länge Hochstraßen in Segmentbauweise mit externer Vorspannung und trockenen Fugen errichtet, die gegenüber dem SES einen schlankeren Querschnitt aufwiesen [44]. Das Tragverhalten eines Brückenfeldes unter Gebrauchs- und Bruchlasten wurden in einem Großbelastungsversuch, der in Zusammenarbeit mit dem Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe durchgeführt wurde, untersucht. Gemessen wurden neben den absoluten und relativen Verformungen von Spannstahl und Beton auch die Fugenöffnungen und Rutschvorgänge von Strängen der Vorspannbewehrung. Der Versuchsträger wurde bis zur rechnerischen Tragfähigkeit belastet, wobei die Betondruckspannungen und Spannstahlspannungen noch deutlich unter der Bruchgrenze lagen. Darüber hinaus wurde die Last nicht weiter gesteigert.

### **Kasic – Universität Karlsruhe [54]**

Die neusten bekannten Versuche an Segmentträgern mit Trockenfugen wurden von Kasic [54] am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie durchgeführt. Diese dienten als Grundlage zu den Versuchen der vorliegenden Arbeit, die in einem späteren Kapitel vorgestellt werden. Neben einer mäßig schlanken Stütze untersuchte Kasic einen Einfeldträger unter reiner Biegung. Beide Träger bestanden aus jeweils drei Segmenten à 2.0 m mit quadratischem Querschnitt, in dessen Mitte sich eine runde Aussparung befand. Der mit verbundlosen Spanngliedern vorgespannte und mit zwei Einzellasten beanspruchte Biegebalken zeigte im querkraftfreien Bereich eine gleichmäßige Rissbildung mit Bildung eines plastischen Gelenks in Feldmitte.

### **2.3.3 Untersuchungen zum Verhalten bei Torsionsbeanspruchung**

Wie zuvor erwähnt, wurden an der TU Braunschweig Versuchsreihen zur Untersuchung des Tragverhaltens der Segmentträger unter zusätzlicher Torsionsbeanspruchung durchgeführt. Während die ersten Versuchsträger Anfang der 1980er Jahre mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund vorgespannt waren [59] wurden die in den 1990ern nachfolgenden Segmentträger verbundlos vorgespannt [41]. Die Trockenfugen waren jeweils feinprofiliert.



### **Segmentträger mit Vorspannung im nachträglichen Verbund [59]**

Die erste Versuchsreihe bestand aus einem Einfeldträger mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten sowie einem Einfeldträger mit Kragarm und drei Einzellasten, vgl. Tabelle 2.4. Beide Versuchsträger bestanden hauptsächlich aus 75 cm und 50 cm langen Segmenten mit Hohlkastenquerschnitt, die mit nachträglichem Verbund vorgespannt wurden. Die Segmente am Auflager waren 87.5 bzw. 75 cm lang. Hauptziel war die Untersuchung des Einflusses der Fugen auf das Schubtragvermögen sowie die Aufnahme der Längszugkräfte aus der Torsion bei fehlender umlaufender Betonstahllängsbewehrung. Um das unterschiedliche Verbundverhalten der Spannbewehrung zu vergleichen, wurde für den ersten Versuchsträger profilierter Spannstahl und für den zweiten glatter Spannstahl verwendet. Als Vergleich mit einem monolithischen Träger wurde ein weiterer Einfeldträger ohne Fugen geprüft.

Zunächst wurde bei allen Versuchsträgern bis zur ca. 1.1fachen Erstrisslast die Biegemomentenbelastung gesteigert. Anschließend wurden bei einem konstanten Torsionsmoment zwischen den Auflagern eine Biege-Dauerschwellbeanspruchung aufgebracht und darauf folgend die Träger bis zur Bruchlast mit einer kombinierten Beanspruchung belastet. Die Torsionsbeanspruchung blieb beim Einfeldträger unabhängig vom Biegemoment. Die zusätzliche exzentrische Last beeinflusste beim zweiten Träger die Biegemomentenverteilung, so dass der Betrag des Stützmomentes während der Torsionsbelastung etwas über dem Feldmoment lag.

Der mit profilierten Spanngliedern vorgespannte Segmentträger zeigte nach der reinen Biegemomentenbelastung ein weitgehend gleichmäßiges Biegerissbild mit einem mittleren Rissabstand von 25 cm. Die sich unter der Torsion sich einstellenden Risse durchkreuzten alle Biegerisse einschließlich der Fugenrisse. Im zweiten Träger mit glatten Spanngliedern entstanden unter der Biegemomentenbelastung die Biegerisse ausschließlich in den Fugen. Die aus der Torsionsbeanspruchung resultierenden Schubrisse entwickelten sich wiederum unbeeinflusst von den Fugen. Versagensursache war beim ersten Träger Torsions-Druckbruch, beim zweiten Träger Druckstrebenversagen. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den anhand eines Fachwerkmodells – vgl. Kapitel 2.1.4 – errechneten Bruchschnittgrößen zeigte gute Übereinstimmungen. Das Verformungsverhalten wurde durch die Torsionsbeanspruchung stark beeinflusst, wobei jedoch kein bemerkenswerter Unterschied zwischen Segmentträger und monolithischem Träger festzustellen war.

### **Segmentträger mit Vorspannung ohne Verbund [41]**

Zu den Versuchsreihen an verbundlos vorgespannten Segmentträgern mit Trockenfugen kam 1997 eine weitere Serie von drei Versuchsträgern mit Hohlkastenquerschnitt. Die ersten beiden Träger – ein Einfeldträger und ein Einfeldträger mit Kragarm – orientierten sich dabei an der Versuchsreihe aus Braunschweig von 1984. Der dritte Versuchsträger unterschied sich vom zweiten Versuchsträger darin, dass der Querschnitt etwas kleiner ausfiel und Monolitzen verwendet wurden, die zudem ausschließlich in den Gurten angeordnet waren und eine etwas höhere mittlere Vorspannung erzeugten.

Beim Einfeldträger wurde zunächst mit der Zweipunktbelastung ein abgeschlossenes Erstrissbild erzeugt. Unter der reinen Biegemomentenbeanspruchung befanden sich die Risse in den drei Fugen des querkräftfreien Bereiches mit einer Risshöhe von 25 cm. Eine hinzukommende Torsionsbeanspruchung führte zu zusätzlichen Schubrisen. Vor einer Steigerung der kombinierten Last wurde eine Dauerschwellbelastung gefahren. Die statische Belastung wurde kurz vor Versagen infolge der Zweipunktbelastung abgebrochen, und es wurde eine Last entfernt, um das System eines Durchlaufträgers widerzuspiegeln. Der endgültige Bruch entstand bei einem festen Biegemoment/Torsionsmoment-Verhältnis von 4:1 durch ein Versagen der Betondruckstreben, wobei es sekundär zu einem Versagen der Biegedruckzone kam.

In den darauf folgenden Versuchen wurde auf eine Dauerschwellbelastung verzichtet. Bei dem zweiten Träger betrug das M/T-Verhältnis im ersten Versuchablauf 5:1 und wurde in einem zweiten Ablauf auf 1.7:1 verringert. Es kam zu einem Versagen in den Segmentfugen im Auflagerbereich. Der dritte Träger wurde ebenfalls zunächst einem M/T – Verhältnis von 5:1 und anschließend von 1.7:1 unterworfen. Der Bruch trat durch ein Versagen der Betondruckstreben ein.

Allen Versuchen gemeinsam ist die Konzentration der Biegerisse in den Fugen. Schubrisse entstanden dort, wo die Schubspannungen aus Querkraft und Torsion die gleiche Richtung aufwiesen. An den Enden der Fugenrisse entwickelten sich zudem schräge Torsionsrisse. Mit abfallendem M/T-Verhältnis war ein Abfallen des Neigungswinkels der Schubrisse zu beobachten. Die erzielten Tragfähigkeiten konnten über eine durch Modifikation der Theorie der schiefen Bruchfläche erhaltene Näherungslösung ausreichend genau nachgewiesen werden. Auf diese Näherungslösung wird später eingegangen. Des Weiteren wurde bestätigt, dass unter

Vermeidung aufklaffender Fugen das Gebrauchs- und Traglastverhalten von Segmentträgern demjenigen vergleichbarer monolithischer Träger entspricht.

## **2.4 Rechnerische Untersuchungen an Segmentträgern**

Neben den bekannten experimentellen Untersuchungen wurden zusätzlich analytische und numerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von Segmentträgern durchgeführt. Dabei wurde einerseits der Schwerpunkt auf die Analyse des Verformungsverhaltens gelegt und andererseits Lösungsansätze zur Tragfähigkeitsbestimmung entwickelt. Die ersten numerischen Studien an Segmentträgern, die entweder über Balkenelemente oder zweidimensionale Schalenelemente modelliert wurden, vernachlässigten die Materialnichtlinearitäten des Verbundwerkstoffes Stahlbeton und werden hier nicht aufgeführt. Die hier aufgeführten Studien befassten sich mit der Berechnung von Modellen verbundlos vorgespannter Segmentträger mit Trockenfugen.

### **2.4.1 Untersuchungen nach Specker**

Specker [83] führte mit dem Programmsystem ANSYS numerische Berechnungen an einer einfeldrigen und einer mehrfeldrigen Segmentbrücke unter der kombinierten Beanspruchung von Biegemoment, Querkraft mit und ohne Torsion durch. Grundlage ihrer Modelle war der Hohlkastenquerschnitt des Second Stage Expressway in Bangkok, der aus einem Großversuch Ergebnisse zur Verifikation ihrer Berechnungen erbrachte. Während Specker die hoch beanspruchten Segmente mit Volumenelementen abbildete, verwendete sie für die übrigen Bereiche zweidimensionale Schalenelemente. Da sich die Rissbildung von Segmentbrücken auf den Fugenbereich konzentriert, war für den Beton die einaxiale Spannungs-Dehnungsbeziehung ausreichend. Mittelpunkt ihrer Studie war der Einfluss der Feinprofilierung und der Schubnocken auf das Tragverhalten, so dass sie neben einer profilierten Fuge eine glatte Fuge sowie ein monolithisches Tragwerk modellierte. Das Versagen trat stets in der Betondruckzone auf.

Durch die Wahl der beiden Systeme konnte Specker die Querkraft- und Torsionsübertragung sowohl an geschlossenen Fugen im Endauflagerbereich des Einfeldträgers als auch an geöffneten Fugen im hoch beanspruchten Stützbereich des Mehrfeldträgers analysieren. Zudem betrachtete sie im statisch unbestimmten System die Biegemomentenumlagerung über die geöffneten Fugen von der Stütze ins Feld.

Specker stellte u. a. fest, dass die Fugenprofilierung keinen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten eines Einfeldträgers besitzt. Bei mehrfeldrigen Systemen jedoch kommt es in stark biege- und gleichzeitig schubbeanspruchten glatten Fugen nach Überschreiten der Tragfähigkeit der Schubkräfte in den Stegen zu einem Umlagern der Schubkräfte in die Bodenplatte, während diese Umlagerung in feinprofilierten Fugen nicht auftritt. Die berechneten Modelle zeigten ein duktileres Verhalten mit Fugenöffnungen größer  $2/3$  der Querschnittshöhe. Es wurden weitere Verformungen und damit Laststeigerungen beobachtet, nachdem sich die ersten Fugen bis zur Fahrbahn- oder Bodenplatte geöffnet und die Druckzonenhöhe sich nicht weiter verändert hatten. Diese setzen voraus, dass weder der Spannstahl seine Fließgrenze noch der Beton seine Grenztragfähigkeiten erreicht haben. Specker schlägt aus diesem Grund vor, für eine wirtschaftliche Bemessung unter Ausnutzung der Tragreserven von Segmentbrücken die Fugenöffnungshöhen nicht zu beschränken, so dass Schnittkraftumlagerungen infolge Fugenöffnung zugelassen werden dürfen und eine Spannkraftzunahme im Spannstahl berücksichtigt werden muss.

#### **2.4.2 Untersuchungen nach Kasic**

Ziel der Untersuchungen von Kasic [54] war die Erfassung verschiedener Einflussgrößen auf die Spannkraftzunahme von biegebeanspruchten Segmentträgern. Hierzu führte er neben zwei experimentellen Studien auch numerische Parameterstudien an Einfeldträgern durch. Als rechnerisches Modell seiner Studie lag ein Versuchsträger Vielhabers [90] aus 13 verbundlos vorgespannten Segmenten zu Grunde, vgl. Abbildung 2.26. Im Gegensatz zu dem damaligen Träger, dessen Fugen profiliert ausgeführt und mit Epoxidharz verklebt waren, modellierte Kasic die Fugen glatt und ohne Verklebung. Der Träger wurde mit zwei Einzellasten beansprucht, so dass infolge dieser Lasten zwischen den Lasteinleitungspunkten ein konstantes Moment ohne Querkraft auftrat.

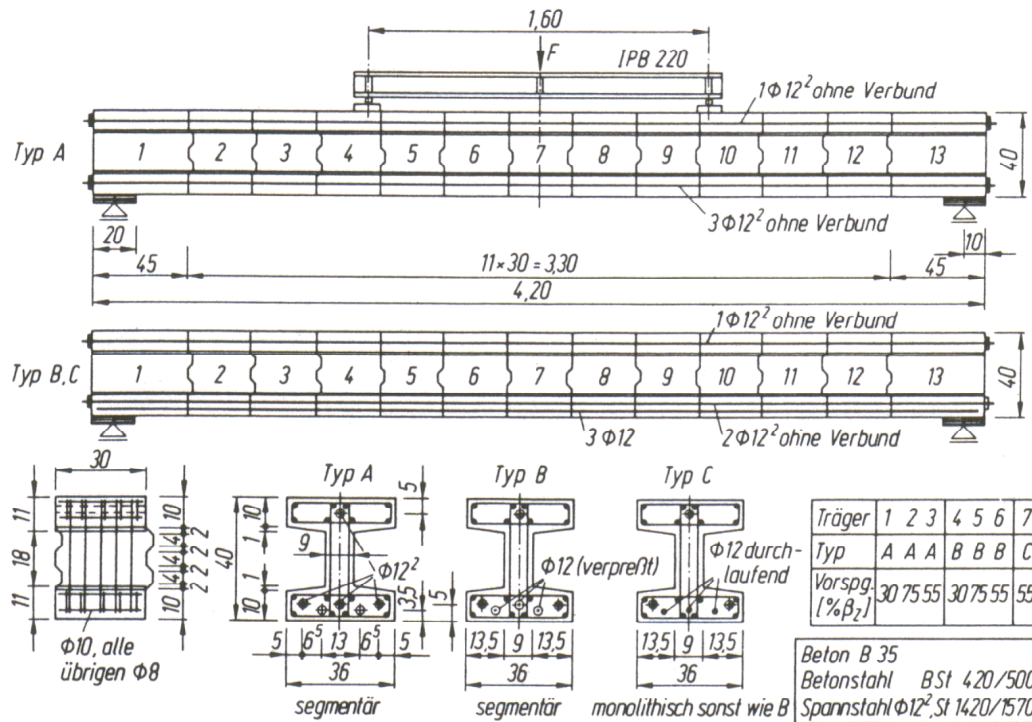


Abbildung 2.26: Versuchsträger und Parameter nach Vielhaber [90]

Für den Beton wurde eine Festigkeit von 35 MN/m<sup>2</sup> angenommen, als Spannstahl eine Spannstahlgüte von St 1570/ 1770. Das Versagen trat jeweils in der Betondruckzone auf. Die wesentlichen Ergebnisse werden nachfolgend zusammengefasst.

### Mechanischer Bewehrungsgrad des Spannstahls

Kasic untersuchte den Einfluss des mechanischen Bewehrungsgrades, indem er den Spannstahlquerschnitt der unten liegenden Spannbewehrung bei gleicher Anfangsvorspannung  $\sigma_{v0} = 0.7 \beta_z$  variierte. Dies hat zur Folge, dass die Rissbildung bei höherem Bewehrungsgrad zu einem späteren Zeitpunkt einsetzt. Somit werden mit geringerem mechanischen Bewehrungsgrad die Rotationsfähigkeit und der Spannungszuwachs im Spannstahl bei abfallender Traglast gesteigert.

### Anfangsvorspannung

Mit höherer Anfangsvorspannung bleibt der Querschnitt länger überdrückt. Risse treten zu einem späteren Zeitpunkt auf als bei geringerer Anfangsvorspannung. Während es bei der Traglast und den Verformungen kaum Unterschiede gibt, verringert sich der Spannungszuwachs im Spannstahl mit höherer Anfangsvorspannung deutlich. Die Gesamtspannungen im Spannstahl haben jedoch bei Erreichen des Bruches in etwa den gleichen Betrag. Die Durchbiegungen und ma-

ximalen Betonstauchungen zeigen bei geringerer Anfangsvorspannung einen leichten Anstieg. Damit wirkt sich eine geringere Anfangsvorspannung günstig auf die Rotationsfähigkeit aus. Einen Einfluss auf die horizontale Rissbildung konnte von Kasic nicht festgestellt werden.

### **Querschnittsform**

Während die Breite des Obergurtes eines Plattenbalkens in drei Stufen variiert wurde, hielt Kasic die Systemabmessungen, die Anfangsvorspannung mit  $\sigma_{v0} = 0.7 \beta_z$  und die Spannstahlfläche konstant. Infolge der breiteren Druckzone sind mit anwachsender Plattenbreite geringere Druckzonenhöhen zur Aufnahme der Druckkraft erforderlich. Die Nulllinie wandert nach oben, die Verformungen in Höhe der unteren Spannbewehrung erhöhen sich. Aus diesem Grund sind größere Durchbiegungen und damit größere Rotationen mit größer werdendem Obergurt möglich.

### **Trägerschlankheit**

Kasic variierte die Trägerhöhe  $d$ , um unterschiedliche Trägerschlankheiten  $\lambda$  zu erlangen. Aufgrund des höheren Querschnitts bei kleinster Schlankheit ergibt sich für diesen Fall die höchste Traglast. Gleichzeitig steigen die Spannungszuwächse bei Bruchlast mit abfallender Schlankheit an. Dagegen ist ein Abfall der maximalen Durchbiegungen und der Betonstauchungen bei geringer werdender Schlankheit zu verzeichnen. Kasic erklärt dies durch die Bildung von sekundären horizontalen Rissen, die die Betondruckzone einschnüren und die Betonstauchung schneller ansteigen lassen. Der Träger verhält sich steifer und zeigt eine geringere Rotationsfähigkeit.

### **Anordnung der Belastung**

Für die Untersuchung des Einflusses der Lastanordnung verwendete Kasic ein Rechenmodell mit 12 statt 13 Segmenten und einer mittig angesetzten Einzellast. Hier fällt der Zuwachs der Spannstahlspannungen im Vergleich zu der Zwei-Punkt-Belastung geringer aus. Kasic nennt dafür als Grund die unterschiedliche Momentenlinie, die bei der Zwei-Punkt-Belastung im Vergleich zu der Einzellast völliger ist. Bei der Zwei-Punkt-Belastung wie auch bei einer Streckenbelastung verteilen sich die Biegerisse auf einen breiteren Bereich und erhöhen den Spannungszuwachs im Spannglied. Auch die Rotationsfähigkeit wird dadurch begünstigt, da sich ein plastisches Gelenk über einen breiteren Bereich entwickelt.

## Art der Vorspannung – interne oder externe Spanngliedführung

Ein weiterer Aspekt bei den Parameterstudien nach Kasic war die Art der Vorspannung, wobei hier folgende Fälle untersucht wurden:

- Externe Vorspannung ohne Umlenkung
- Externe Vorspannung mit zwei Umlenkstellen
- Interne, verbundlose Vorspannung

Hierfür wurde ein dem Brückenbau angepasstes Modell verwendet, welches bei 42.9 m Länge 13 Segmente mit einer Trägerhöhe von 4.0 m aufwies. Der Plattenbalkenquerschnitt wurde wie auch die Anfangsvorspannung von  $\sigma_{v0} = 0.7 \beta_z$  konstant gehalten. Es zeigte sich für die interne Vorspannung die höchste Traglast und für die externe Vorspannung ohne Umlenkstellen die geringste Traglast. Dasselbe gilt für die Rotation und den Spannungszuwachs. Kasic erklärte dies mit der längeren plastischen Zone, die sich bei interner, verbundloser Vorspannung zwischen den zwei Lasten verteilt, während sie sich bei der externen Vorspannung mit zwei Umlenkstellen zumindest auf den mittleren Bereich des Segmentträgers konzentriert. Ein weiterer Nachteil der externen Vorspannung liegt in der Verminderung des inneren Hebelarms infolge der Verformung.

## Segmentschlankheit

Da im Industrie- und Hochbau, im Gegensatz zum Brückenbau, größere Segment schlankheiten von Interesse sind, wurde ein Segmentträger mit unterschiedlicher Segmentanzahl berechnet. Es zeigte sich bei fugennaher Belastung, dass sich die Dehnung in allen untersuchten Fällen auf der Betonzugseite im Bereich der Fugen und nicht innerhalb des Segmentes konzentriert und die Segmentschlankheit keinen relevanten Einfluss auf das Tragmoment und den Spannungszuwachs im Spannstahl besitzt.

## 2.5 Trag- und Verformungsverhalten von Segmentbauteilen

Der wesentliche Unterschied zwischen monolithischen Tragwerken und Segmenttragwerken besteht in dem Vorhandensein der Fugen zwischen den Segmenten mit der Unterbrechung der Betonstahlbewehrung. Der Fugenbereich stellt eine Querschnittsschwächung dar, die zusammen mit einer örtlich verminderten Betonfestigkeit infolge einer Anreicherung von Feinanteilen zu einer geringeren

Querschnittstragfähigkeit führt. Gerade bei verbundloser Vorspannung konzentrieren sich die Verformungen im Bereich der Fugen, so dass die Lösungsansätze zur Traglastbestimmung von monolithischen Tragwerken nicht ohne weiteres auf segmentäre Bauteile übertragen werden können.

Zur Berechnung der Traglast muss der Dehnungszuwachs im Spannstahl bekannt sein, welcher von der Verformungsfähigkeit der Rotationsgelenke abhängt. Einige wesentliche Einflussparameter auf die Verformungsfähigkeit wurden bereits untersucht und sind in den Lösungsansätzen zur Bestimmung des Dehnungszuwachses im Spannstahl eingearbeitet. Der Einfluss des Schubs und der Fugenanordnung auf das Trag- und Verformungsverhalten sowie die Möglichkeit der Momentenumlagerung in statisch unbestimmten Systemen von Segmentträgern wurden dagegen noch nicht beachtet.

### 2.5.1 Riss- und Verformungsverhalten

In Bereichen hoher Biegemomentenbeanspruchung öffnen sich mit Überschreiten des Dekompressionsmoments zunächst die Trockenfugen als Sollrissstellen. Weitere Biegerisse bilden sich innerhalb der Segmente aus, wenn sich zwischen den Fugen in einem gewissen Abstand wiederum Zugspannungen entwickeln, die die Biegezugfestigkeit des Betons überschreiten. Bei Trägern mit verbundloser Vorspannung fallen die Rissabstände wesentlich größer aus als bei Vorspannung mit Verbund, da sich die Zugspannungen nicht über eine im Verbund liegende Bewehrung aufbauen, sondern nur durch Scheibenwirkung über die ausmittige Einleitung der Betondruckkraft. Der Kraftfluss in einem biegebeanspruchten Segmentträger ist in Abbildung 2.27 beispielhaft dargestellt.

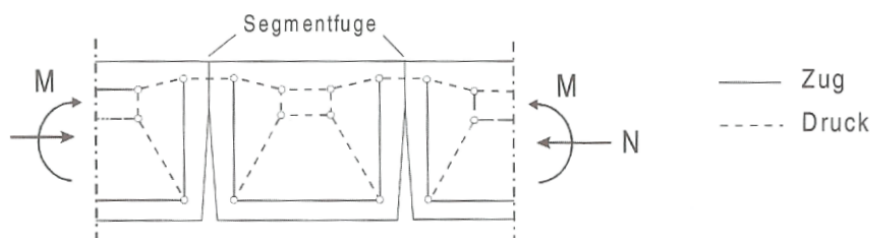


Abbildung 2.27: Kraftfluss in den Segmenten unter Biegung und Druck aus [54]

Kasic beschreibt den Mechanismus zur Biegerissbildung ausführlich in [54] und gibt zur Bestimmung der Spaltzugkraft  $Z_{sp}$  parallel zur Fuge folgende Näherungslösung an:



$$Z_{sp} = 0.4 \cdot D_c \cdot (d - x'') / d \quad (2.24)$$

mit:

$D_c$  Resultierende Druckkraft in Fuge

$d$  statische Höhe

$x''$  Druckzone in der Fuge

Die größten Rissöffnungen und -höhen werden i. d. R. in den Fugen erreicht, so dass das Riss- und Verformungsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmentträgern im Wesentlichen durch die Fugen geprägt ist. Mit Ansteigen der Last kommt es durch die am Scheibenelement wirkenden Spaltzugkräfte zu primären Horizontalrissen. Diese Horizontalrisse werden auch bei monolithischen Trägern mit verbundloser Vorspannung beobachtet, vgl. Abbildung 2.28.

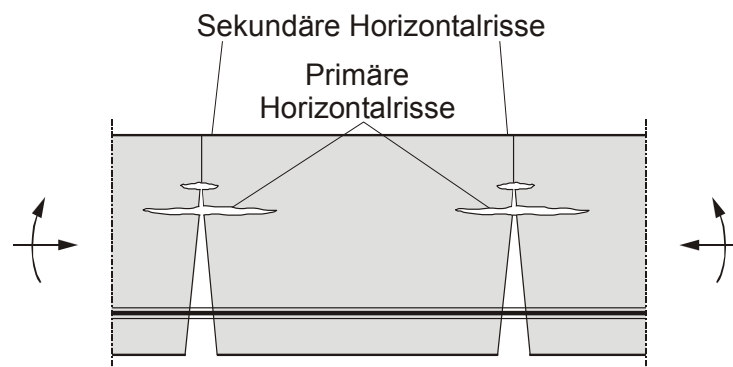


Abbildung 2.28: Horizontalrisse in der Fuge

Die Horizontalrisse schnüren die Betondruckzone ein, und es bildet sich Rotationsgelenk aus, welches hauptsächlich zur Gesamtverformung des Tragwerks beiträgt. Ist die Rotationsfähigkeit des Gelenks nicht erreicht, sind weitere Verformungen des Trägers sowie, damit gekoppelt, weitere Dehnungszuwächse im Spannstahl möglich. Mit Anwachsen der Spannstahldehnung und gleichzeitigem Ansteigen der Spannstahlspannung können höhere Lasten vom System ertragen werden. Handelt es sich um ein statisch unbestimmtes System, so sind Lastumlagerungen möglich, solange die Verformungskapazität nicht erschöpft ist. Mit fortschreitender Rissbildung kann es zu einem flächenartigen Abplatzen der Betondruckzone oder zu weiteren sekundären Horizontalrissen kommen. Infolge der weiteren Einschnürung durch sekundäre Horizontalrisse versagt der Träger spröde.

Die Schubrissbildung ist wie im monolithischen Fall abhängig von der zugehörigen Biegemomentenbeanspruchung. Unterhalb des Dekompressionsmomentes verlaufen Schubrisse wie in einem biegerisssfreien Beton unbeeinflusst über die Fugen hinweg, während sie sich in Bereichen hoher Momentenbeanspruchung aus Biegerissen oder Fugenrissen entwickeln. In diesem Bereich stehen zur Übertragung der Querkraft lediglich die Biegedruckzone und ein eventuell vorhandener Kraftanteil aus einer geneigten Spannkraft zur Verfügung.

### **2.5.2 Modelle zum Tragverhalten unter kombinierter Beanspruchung**

Die in Kapitel 2.1.4 für monolithische Bauteile vorgestellten Tragmodelle können teilweise in modifizierter Form auch für Segmentbauteile verwendet werden. Kordina et al. haben in [59] eine gute Übereinstimmung der Bruchschnittgrößen ihrer im Verbund vorgespannten Versuchskörper mit denen anhand des Fachwerkmodells nach Lüchinger und Thürlimann berechneten Bruchschnittgrößen festgestellt. Solange die nach der Fachwerkanalogie infolge Querkraft auftretenden zusätzlichen Zuggurtkräfte von einer im Verbund liegenden Bewehrung oder von einem ungerissenen Beton aufgenommen werden können, ist das Fachwerkmodell auch im Falle der verbundlosen Vorspannung weiterhin anwendbar. Unter hoher Schubbeanspruchung aus Querkraft und/ oder Torsion und gleichzeitig hoher Biegemomentenbeanspruchung im Bereich der Fugen versagt allerdings das Fachwerkmodell, da die dort auftretenden Versatzkräfte nicht aufgenommen werden können. Dagegen besitzt die Theorie der schiefen Bruchfläche weiterhin Gültigkeit. Falkner et al. [41] beschreiben deshalb das Tragverhalten verbundlos vorgespannter Segmentbalken mit Hohlkastenquerschnitt unter kombinierter Beanspruchung mittels einer Modifikation der Theorie der schiefen Bruchfläche, die hier zusammenfassend vorgestellt wird.

Das Rissverhalten von Segmentträgern ist im Gegensatz zu monolithischen Trägern durch das Öffnen der Fugen vorgegeben, so dass im Bereich des betragsmäßig größten Biegemoments bei Erreichen des Dekompressionsmoments die Fuge aufklafft. Bei weiterer Laststeigerung entstehen ausgehend von dieser auf der Zugseite geöffneten Fuge in den angrenzenden Segmenten diagonale Schubrisse. Zwischen den Rissenden bildet sich eine schräge, gegenüber der Längsachse geneigte Druckzone aus, vgl. Abbildung 2.29. Diese liegt bei positiven Biegemoment im oberen Gurt des Balkens (Bruchart 1, s. Abbildung 2.30), während sie im Falle eines negativen oder verhältnismäßig kleinen Biegemoments (Bruchart 2, s. Abbildung 2.32) unten liegen kann. Die Bruchart 3, bei der sich die Druckzonen in

den Stegen ausbilden, wird von Falkner et al. vernachlässigt, da sie gewöhnlich größere Bruchschnittgrößen hervorrufen als die ersten beiden Brucharten.

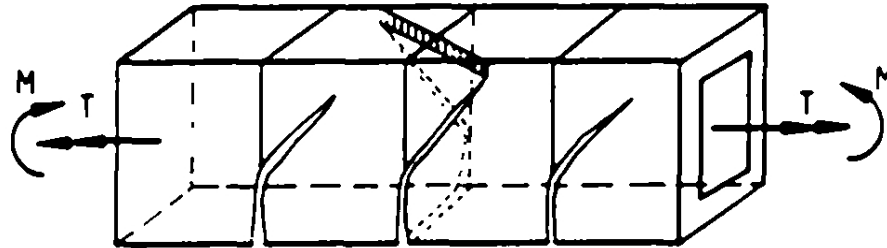


Abbildung 2.29: Rissbild eines durch Torsion beanspruchten Segmentbalkens mit Vorspannung ohne Verbund nach [41]

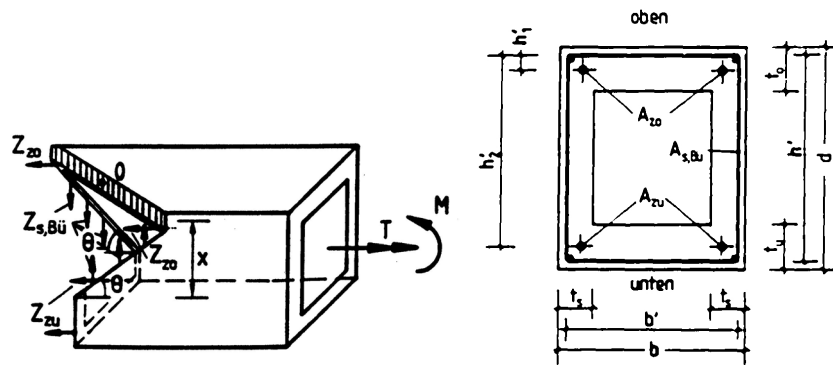


Abbildung 2.30: Bruchmodell 1 für Segmentbalken und Querschnitt nach [41]

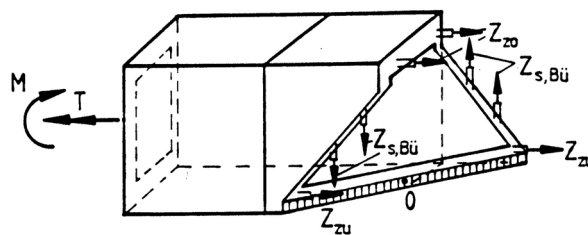


Abbildung 2.31: Bruchmodell 2 für Segmentbalken und Querschnitt nach [41]

Folgende vereinfachenden Annahmen wurden von Falkner et al. getroffen:

- Die Bügelbewehrung erreicht im Bruchzustand die Fließgrenze.
- Im Bruchzustand wird die Zugfestigkeit der Spannglieder erreicht.
- Die Zugfestigkeit des Betons wird vernachlässigt.
- Wegen des fehlenden Verbundes soll die Dübelwirkung der Spannglieder vernachlässigt werden.
- Der Schwerpunkt der Betondruckzone wird als Näherung mit der Achse der Bügelbewehrung zusammengelegt, da die Höhe der Betondruckzone als klein angesehen werden kann.

Zudem ist als Grenze für die Anwendbarkeit der Theorie der schiefen Bruchfläche das Verhältnis  $b/d < 3.0$  vorgegeben, da nur in diesen Fällen von gleich großen Neigungswinkeln der Bruchfläche an allen Querschnittsseiten ausgegangen werden kann. Unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen ergeben sich folgende Traglasten für die einzelnen Beanspruchungsgrößen für die Bruchart 1:

$$M_{os}^1 = 2 (Z_{zo} \cdot h_1' + Z_{zu} \cdot h_2') \quad (2.25)$$

$$(Q_{os}^1)^2 = -\frac{8}{3} (Z_{zo} \cdot h_1' + Z_{zu} \cdot h_2') \frac{Z_{s,Bü}}{s} \quad (2.26)$$

$$T_{os}^1 = 2 (Z_{zo} \cdot h_1' + Z_{zu} \cdot h_2') \cdot \frac{Z_{s,Bü}}{s} \cdot b'^2 \quad (2.27)$$

Für die Bruchart 2 erhalten  $M_{os}$  und  $Q_{os}$  andere Vorzeichen. Zum Vergleich stellen Falkner et al. die Traglasten für monolithische und segmentäre Balken gegenüber. Wird von einem gleichen Zuwachs der Spannstahlkräfte ausgegangen, so ist die Traglast eines Segmentträgers unter reiner Biegung gleich der eines monolithischen Trägers. Die Traglasten unter reiner Torsion verhalten sich wie folgt:

$$\left( \frac{T_{om}}{T_{os}} \right)^2 = \frac{4 \cdot h'}{b' + h'} \quad (2.28)$$

Unter kombinierter Beanspruchung ergeben sich nachfolgende dimensionslose Interaktionsgleichungen:

$$\frac{M}{M_{os}} + \left(\frac{T}{T_{os}}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_{os}}\right)^2 = 1 \quad (2.29)$$

Grafisch lassen sich diese Bedingungen folgendermaßen abbilden:

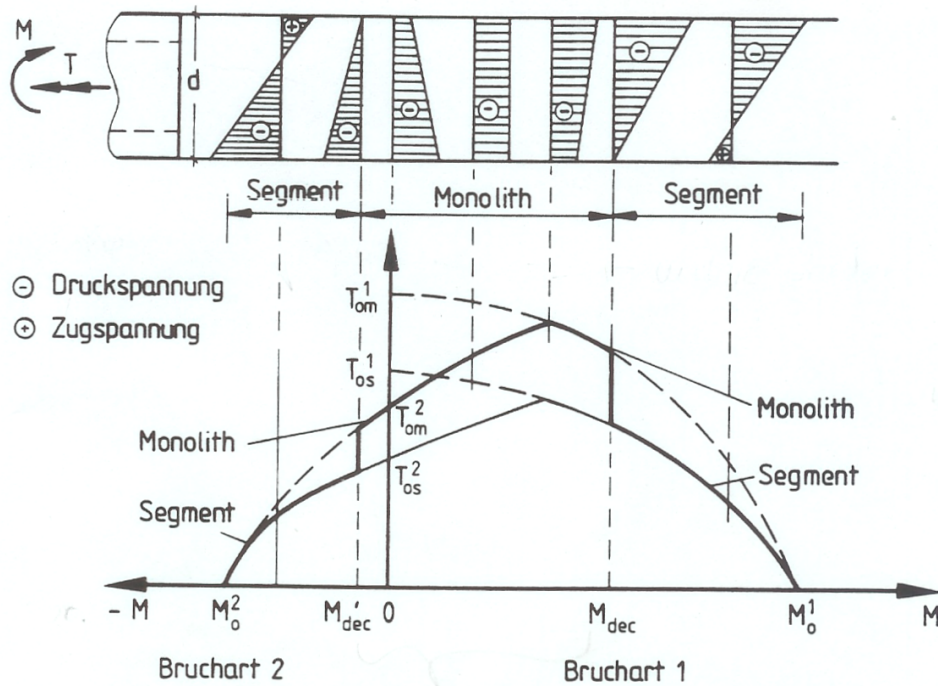


Abbildung 2.32: Torsions- und Biegeinteraktion für Segmentbalken nach [41]

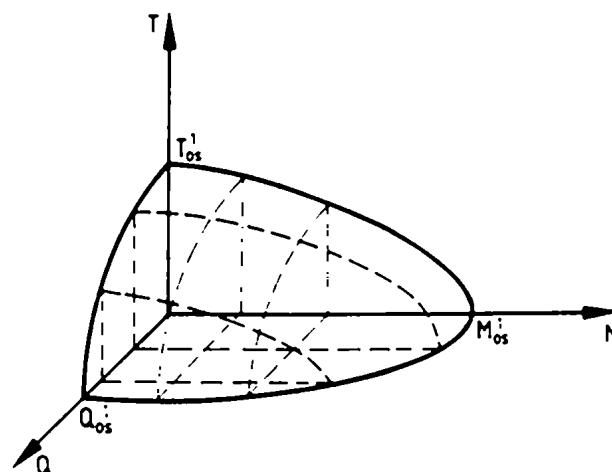


Abbildung 2.33: Torsions-, Biege- und Querkraftinteraktion der Bruchart 1 für Segmentbalken [41]

Es ist zu erkennen, dass die Traglast von Segmentträgern mit Biegemomenten unterhalb des Dekompressionsmoments auf die Höhe von monolithischen Trägern ansteigt. Um für Segmentbauteile die gleichen Traglasten wie für monolithische Tragwerke zu erhalten ist der Schubbewehrungsgrad im fugennahen Bereich oder der Vorspanngrad zu erhöhen. Die maximal aufnehmbare Torsion für Segmentträger erhöht sich mit Vergrößerung des Schubbewehrungsgrades um den Faktor

$$\delta_s/\delta_m = 4h'/(b'+h') \quad (2.30)$$

entsprechend auf den monolithischen Fall.

Zur Verifikation der erstellten Traglastformeln werden die Bruchlasten aus den Versuchen [59] und [41] herangezogen. Die experimentellen Traglasten stimmen gut mit den nach der Theorie berechneten überein, wobei sie jedoch meist unterschätzt werden. Auch wurden mittels eines 3D-FE-Modells Interaktionsdiagramme für die Versuchsquerschnitte erstellt und mit den nach der Theorie berechneten verglichen. Hier zeigte sich für große M/T-Verhältnisse eine gute Übereinstimmung, während bei großer Torsionsbelastung größere Unterschiede zu verzeichnen waren. Dies lag an der vereinfachten Beschreibung des Materialverhaltens sowie den Annahmen hinsichtlich des Gleitverhaltens der Fuge.

Grundsätzlich ist zur Anwendung des Tragmodells die Kenntnis der Spannkraftzunahme erforderlich, da die Streckgrenze bei verbundloser Vorspannung meist nicht erreicht wird. Der Dehnungszuwachs im Spannstahl ist abhängig von den Verformungen des Gesamttragwerkes, welche wiederum – neben anderen Faktoren – von der Vorspannung abhängen.

### 2.5.3 Dehnungszuwachs im Spannstahl

Der Dehnungszuwachs im Spannstahl in verbundlos vorgespannten Segmentträger lässt sich in gleicher Weise bestimmen wie im monolithischen Fall. Aus Mangel einer ausreichenden Anzahl von Stichproben sind die bisherigen Rechenansätze auf Grundlage der Plastizitätstheorie entstanden. In bestimmten Fällen können die Rechenansätze für monolithische Träger übernommen werden.

Virlogeux [91] überträgt das Verformungsmodell eines monolithischen Spannbetonträger auf segmentäre Tragwerke und erhält den gleichen Dehnungszuwachs, vgl. Gleichung (2.16). Vielhaber [90] greift in seiner Arbeit an verbundlos vorgespannten

Segmentträgern mit verklebten Fugen die für monolithische Tragwerke aufgestellten Rechenansätze zur Bestimmung des Spannungszuwachses im Spannstahl auf. Er erkennt aus Vergleichen mit seinen Versuchsergebnissen keine signifikanten Unterschiede zu segmentären Tragwerken, solange sich ein einziges Momentengelenk ohne große Schubbeanspruchung ausbildet.

Der aus den Versuchen von Falkner et. al. [41] gemessene Spannungszuwachs im Spannstahl wird durch Gleichung (2.29) genügend genau abgeschätzt:

$$\Delta\varepsilon_{pu} = 0.012 \cdot \frac{f_{ck}}{\sigma_{cp}^{(0)} \cdot E_p} \quad (2.31)$$

Kasic [54] ermittelt den Dehnungszuwachs im Spannstahl eines Einfeldträgers über die Verformungsbeziehungen innerhalb des Einflussbereiches eines Rotationsgelenks. Er geht wie Virlogeux von einer linearen Dehnungsverteilung aus und begrenzt die maximalen Betonstauchungen auf 2 ‰. Auf iterativem Weg lassen sich nach folgenden Formeln mit der statischen Höhe  $x''$  als zusätzliche Unbekannte der Dehnungszuwachs von Spannstahl in biegebeanspruchten Segmentträgern mit verbundloser Vorspannung bestimmen:

$$\text{unter Einzellast} \quad \Delta\varepsilon_{pu} = \frac{0.002 \cdot (d_p^2 + x''^2) \cdot (d_p - x'' - x_0)}{d_p^2 \cdot x''} \quad (2.32)$$

$$\text{unter Streckenlast} \quad \Delta\varepsilon_{pu} = 0.0014 \cdot \frac{d_p - x''}{x''} \quad (2.33)$$

$$\text{unter zwei Einzellasten} \quad \Delta\varepsilon_{pu} = 0.002 \cdot \frac{d_p - x''}{x''} \cdot \frac{n \cdot L_s}{L} \quad (2.34)$$

Da sich alle Fugen zwischen zwei Einzellasten öffnen, ergeben sich mehrere Rotationsgelenke, die zu berücksichtigen sind. Nach Kasic öffnen sich in Segmentträgern unter einer Streckenlast diejenigen Fugen, die sich auf einer Strecke der 0.6fachen Strecke der plastischen Länge  $l_{pl}$  befinden. Allen Ansätzen für Segmentträger gemeinsam ist das Fehlen der Berücksichtigung einer eventuellen Schubbeanspruchung und der Lage der Fuge zum plastischen Gelenk. Die Erarbeitung eines Rechenansatzes zur Bestimmung der Rotationsfähigkeit von Segmentträgern sowie des Dehnungszuwachses im Spannstahl unter der Beachtung von Schub und der Fugenanordnung ist Gegenstand der nachfolgenden Untersuchungen.

## 2.6 Stand der Normung in Deutschland

Während in vielen Ländern der Welt seit mehr als 20 Jahren die Kombination aus Segmentbauweise und externer Vorspannung mit entsprechenden Regelungen erfolgreich angewendet wird, war in Deutschland von 1983 bis 1996 eine Regelung der Segmentbauweise lediglich in Form der Vornorm DIN 4227 Teil 3 [24] vorhanden, die sich jedoch ausschließlich auf die Vorspannung mit nachträglichem Verbund beschränkte. Mit Einführung der „Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern“ des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMV) und des Deutschen Betonvereins (DBV) [18] im Jahr 1999 waren die Vorteile der externen Vorspannung mit den Vorteilen der Segmentbauweise für den Straßenbau normativ verknüpft, wobei hier wie in der Vornorm eine Ausführung von Trockenfugen ausgeschlossen war.

Die im Juli 2001 als Weißdruck eingeführte und ab 1.1.2005 allein gültige DIN 1045-1 [21] für Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton erlaubt nun die Anwendung der Segmentbauweise einschließlich der Ausführung von Trockenfugen für Tragwerke im Hoch- und Ingenieurbau. Für den Anwendungsbereich im Brückenbau sei auf den DIN-Fachbericht 102 – Bemessung von Betonbrücken [30] verwiesen. Da die DIN 1045-1 auf der Grundlage der europäischen Vornorm ENV 1992-1 [26], [27], [28] ausgearbeitet wurde, wird in diesem Kapitel ausschließlich auf die DIN 1045-1 eingegangen.

Die Schnittgrößenermittlung von Segmenttragwerken darf nach DIN 1045-1 [21] sowohl im Gebrauchszustand als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit Hilfe eines nichtlinearen Verfahrens erfolgen. Somit können Schnittkraftumlagerungen infolge veränderter Steifigkeiten genau erfasst und die Tragwerke wirtschaftlich bemessen werden. Der Spannungszuwachs im Spannstahl infolge Tragwerksverformungen ist hierbei zu berücksichtigen. Die linear-elastische Schnittgrößenberechnung mit Umlagerung ist nicht für Segmentbauteile mit unbewehrten Kontaktfugen zugelassen, da bisher ausreichende Untersuchungen zur Umlagemöglichkeit fehlen. Somit wird auch das Verfahren nach der Plastizitätstheorie für diese Bauteile ausgeschlossen. Bei der linear-elastischen Schnittgrößenberechnung von Tragwerken mit externen Spanngliedern darf der Spannungszuwachs vernachlässigt werden.

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind wie für monolithische Bauteile zu führen. Bei Anwendung von verbundlosen Spanngliedern ist kein



Nachweis der Dekompression erforderlich, d. h. im Gegensatz zur früheren DIN-Norm [24] sind keine Restdruckspannungen in den Fugen notwendig.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss bei verbundlos vorgespannten Tragwerken der Spannungszuwachs im Spannstahl bekannt sein. Erfolgte die Schnittgrößenermittlung nicht mittels eines nichtlinearen Verfahrens, so ist der Spannungszuwachs iterativ oder über Näherungslösungen zu bestimmen. Für exzentrisch geführte interne Spannglieder darf vereinfachend ein Spannungszuwachs von  $100 \text{ N/mm}^2$  angesetzt werden. Gemäß den Erläuterungen zur DIN 1045-1 [17] gilt dieser Wert für Einfeldträger. Entsprechend soll für Kragarme mit  $50 \text{ N/mm}^2$  und für durchlaufende Flachdecken mit  $350 \text{ N/mm}^2$  Spannungszuwachs gerechnet werden. Bei der Anwendung eines nichtlinearen Verfahrens ist zu beachten, dass mögliche Streuungen der Vorspannkraft über einen oberen Grenzwertfaktor von 1.2 bzw. einen unteren Grenzwertfaktor von 0.83 zu berücksichtigen sind.

Zur Verbindung der Segmentbauteile bzw. Fertigteile allgemein schreibt die DIN 1045-1 vor, dass das Übertragen von Biegemomenten und Zugkräften über verschiedene Verbindungsarten wie z. B. dem Zusammenspannen gesichert sein soll. Dabei soll die Verbindung so ausgeführt werden, dass ein vorzeitiges Reißen oder Abplatzen des Betons verhindert wird. Bei der Verwendung von vollständig überdrückten Trockenfugen darf die mittlere Betondruckspannung den Wert  $0.4 f_{cd}$  nicht überschreiten. Sogenannte Druckfugen führen zu beträchtlichen Querkraftspannungen, die durch eine entsprechende Bügelbewehrung in den benachbarten Bauteilen aufzunehmen sind. Diese darf in den fugennahen Bereichen der Segmente konzentriert werden. Ist das Verhältnis der einwirkenden Querkraft zur einwirkenden Normalkraft kleiner als 0.1, so darf der Nachweis der Querkraft in diesem Bereich entfallen, andernfalls ist die Schubkraftübertragung in Fugen zu führen.

Der Nachweis der Schubkraftübertragung über Arbeitsfugen und in Fugen von benachbarten Fertigteilen nach Kapitel 10.3.6 der DIN 1045-1 gilt hauptsächlich für Fugen, die überwiegend parallel zur Systemachse des Tragwerks verlaufen. Bei fehlender fugendurchdringender Verbundbewehrung zwischen den Stirnflächen ist dieser Nachweis auch für Fugen senkrecht zur Systemachse anwendbar. Die Schubkraftübertragung wird durch die Rauigkeit und Oberflächenbeschaffenheit der Fugen bestimmt:

$$V_{Rd,ct} = \left( 0.042 \cdot \eta_1 \cdot \beta_{ct} \cdot f_{ck}^{1/3} - \mu \cdot \sigma_{Nd} \right) \cdot b \quad (2.35)$$

hierbei gilt:

- $\eta_1$  = 1.0 für Normalbeton
- $\beta_{ct}$  Rauigkeitsbeiwert nach DIN1045-1, Tabelle 13
- $f_{ck}$  der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit
- $\mu$  Reibungsbeiwert nach DIN1045-1, Tabelle 13
- $\sigma_{Nd}$  Normalspannung senkrecht zur Fuge, negativ bei Druck
- $b$  Breite der Kontaktfläche

Die nach DIN 1045-1 vorgegebenen Rauigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit der Oberflächenbeschaffenheit der Fuge sind in Tabelle 2.5 angegeben. Der Beiwert  $\beta_{ct}$  ist bei nicht vollständig gedrückten, glatten oder rauen Fugen sowie generell bei Trockenfugen zu Null zu setzen, um einen Haftverbund zu vernachlässigen.

| Zeile | Spalte                                    | 1            | 2     |
|-------|---|--------------|-------|
|       | Oberflächenbeschaffenheit nach 10.3.6 (1) | $\beta_{ct}$ | $\mu$ |
| 1     | verzahnt                                  | 2.4          | 1     |
| 2     | rau                                       | 2.0 *        | 0.7   |
| 3     | glatt                                     | 1.4 *        | 0.6   |
| 4     | sehr glatt                                | 0            | 0.5   |

\* bei Zug rechtwinklig zur Fuge ist  $\beta_{ct} = 0.0$

Tabelle 2.5: Beiwerte  $\beta_{ct}$ ,  $\mu$  nach DIN 1045-1, Tabelle 13

Übertragen auf stabförmige Segmenttragwerke mit Fugen quer zur Tragrichtung, die eine Restdruckhöhe von  $x$  aufweisen, ergibt sich somit

$$V_{Rd,ct} = -\mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b \cdot x \quad (2.36).$$

Zusätzlich zu diesen aufgeführten Nachweisen ist die Ausführung der Spannstahlbewehrung zu beachten. Die Verankerungsbereiche und Umlenkstellen von externen Spanngliedern sind den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen zu entnehmen und dementsprechend auszubilden. Die Abstände zwischen den einzelnen Spanngliedern werden durch die Austauschbarkeit und Inspizierbarkeit bestimmt.

### **3 Eigene experimentelle Untersuchungen an Segmentträgern**

Der Überblick über die experimentellen Untersuchungen anderer Autoren zeigt, dass eine ausführliche Studie des Trag- und Verformungsverhaltens an Segmentträgern mit Trockenfugen und verbundlos vorgespannten Spanngliedern unter Schubrissbildung bisher ausgeblieben ist. Um diese Lücke zu schließen, wurden zwei Kragträgersysteme unterschiedlicher Trägerschlankheit entworfen. Die Systeme wurden zunächst experimentell studiert und dienten als Grundlage für weitere numerische Studien. Die Versuchsreihe schließt an die Forschung von Kasic [54] an, der einen Einfeldträger und eine gelenkig gelagerte Stütze experimentell untersuchte.

Die Versuchsträger „Kragträger 1“ und „Kragträger 2“ wurden im Hinblick auf eine Schubrissbildung innerhalb der plastischen Zone mit einem unterschiedlichen Biegemomenten/ Querkraftverhältnis belastet, wobei eine Sprengwerkabtragung ausgeschlossen war. Des Weiteren wurde in einem ersten Tastversuch ein Versuchsträger „Kragträger 3“, welcher dem System des „Kragträgers 1“ entsprach, exzentrisch belastet, um den zusätzlichen Einfluss der Torsion prinzipiell zu erfassen.

In den nachfolgenden Kapiteln werden zunächst die Versuchseinrichtung und die Materialkennwerte vorgestellt, anschließend erfolgt die Beschreibung des Versuchsablaufs sowie der Versuchsergebnisse.

#### **3.1 Versuchstand und Abmessungen**

##### **3.1.1 Kragträger 1 und Kragträger 2**

Um den Einfluss der Schubrissbildung auf das Trag- und Verformungsverhalten näher zu untersuchen, wurde ein System entwickelt, welches den Stützbereich eines Durchlaufträgers widerspiegelt. Dies führte zu einem Einfeldträger mit Kragarm und zwei Lasteinleitungsstellen, die einen Vorzeichenwechsel in der Momentenlinie bewirkten.

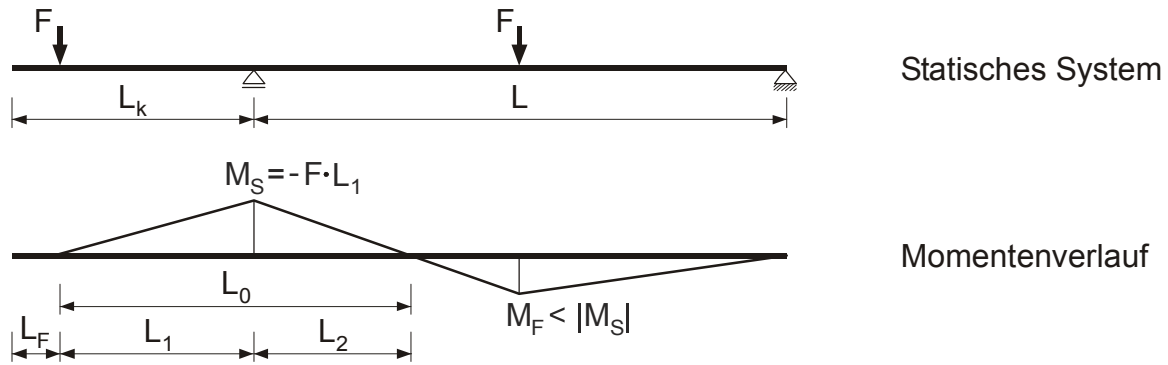


Abbildung 3.1: Statisches System und Momentenverlauf der Versuchsträger

Der Versuchsaufbau wurde in den Längsabmessungen und Laststellungen variiert. Der erste Träger mit der Bezeichnung „Kragträger 1“ wurde aus vier Segmenten à 1.48 m verbundlos zusammengespannt (s. Abbildung 3.2), der zweite Träger namens „Kragträger 2“ aus drei Segmenten (s. Abbildung 3.3). Der Querschnitt der Versuchsträger wurde aus der Versuchsreihe Kasics [54] übernommen. Es handelt sich um einen Rechteckquerschnitt 30 cm x 30 cm mit kreisrunder Aussparung in Querschnittmitte.

Der Abstand des ersten Prüfzylinders zum linken Auflager des Kragträgers 1 betrug 1.19 m. Dieser wurde im Versuchsaufbau für Kragträger 2 um ein Drittel auf 79 cm reduziert. Hierdurch erstreckt sich der negative Momentenbereich über etwa 45 % der gesamten Trägerlänge.

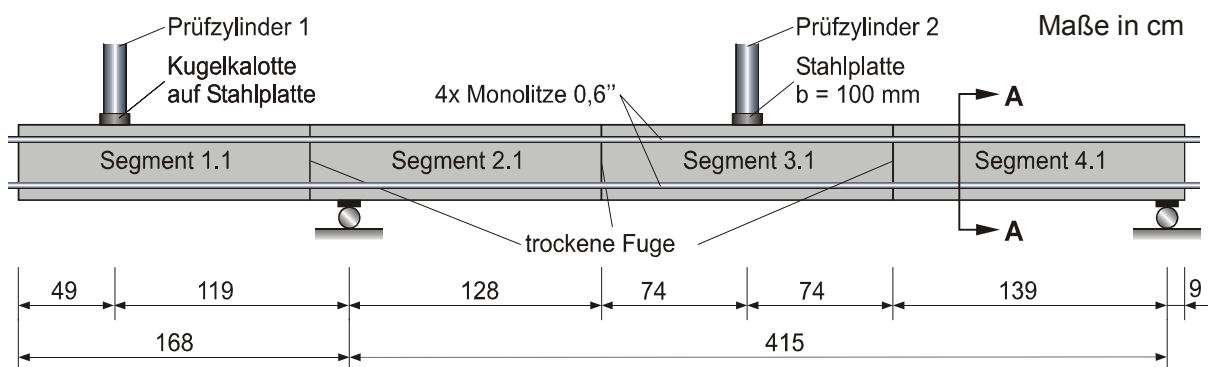


Abbildung 3.2: Versuchsaufbau Kragträger 1

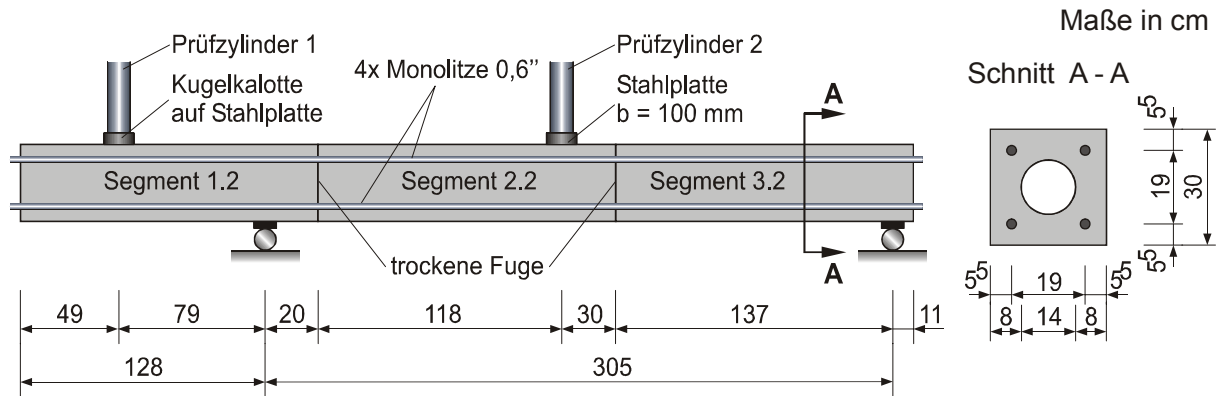


Abbildung 3.3: Versuchsaufbau Kragträger 2

Um das Nachbruchverhalten aufzuzeichnen, wurde der erste Prüfcylinder weggesteuert gefahren. Der zweite Prüfcylinder wurde mit dem gleichen Druck des ersten Prüfcylinders kraftgesteuert gefahren, um den Abstand der Momentennullpunkte konstant zu halten. Es ergaben sich hierdurch Biegeschlankheiten von 11 und 7.3.

Entsprechend der Versuchsserie Kasics [54] wurde die Vorspannung zentrisch mit vier Monolitzen 0.6" einer Stahlgüte von St 1570/1770 und einer Nennfläche von je  $A_p = 140 \text{ mm}^2$  in Höhe von  $0.7 \beta_z$  aufgebracht. Der Durchmesser der Bügelbewehrung BSt 500/550 S wurde infolge der höheren Querkraftbeanspruchung gegenüber der Versuchsserie Kasics von 8 mm auf 10 mm erhöht. Die Bewehrungsanordnung kann Abbildung 3.4 entnommen werden.

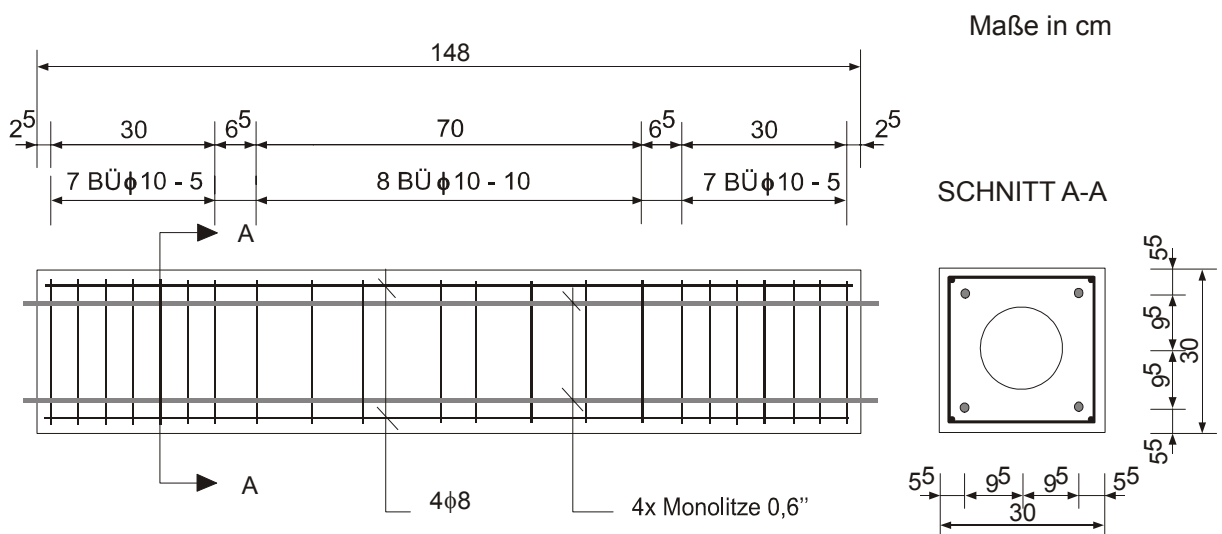


Abbildung 3.4: Betonstahl und Spannstahl eines Segments

### 3.1.2 Kragträger 3

Die Versuchsanordnung des dritten Versuchsträgers entspricht der des Kragträgers 1, wobei zusätzliche Maßnahmen zur Einleitung und Aufnahme des Torsionsmoments notwendig waren. Die Einleitung des Torsionsmoments am Ende des Kragarms erfolgte mit Hilfe eines Stahlrahmens, an dessen Ober- und Unterseite in einem bestimmten Abstand je ein Druckzylinder angebracht war. Über einen weiteren Prüfzylinder, der wenige Zentimeter hinter dem Stahlrahmen mittig auf der Betonoberseite aufgesetzt war, konnten die Querkraft und das Biegemoment aufgebracht werden.

Das linke Auflager wurde als Kalottenlager ausgeführt, um die Torsionsverdrehungen an diesem Auflager möglichst zwangsfrei aufzunehmen. Das am Kragarm aufgebrachte Torsionsmoment konnte mittels eines weiteren Stahlrahmens am Ende des Trägers aufgenommen werden. Ein weiteres Kalottenlager, welches um  $90^\circ$  gegenüber dem linken Auflager gedreht war, ermöglichte die Querschnittsverdrehungen infolge Biegung am rechten Ende des Kragträgers. Die Abmessungen der Segmente einschließlich der Stahlquerschnitte orientierten sich ebenfalls an den vorangegangenen Versuchen. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.5 und Abbildung 3.6 dargestellt.

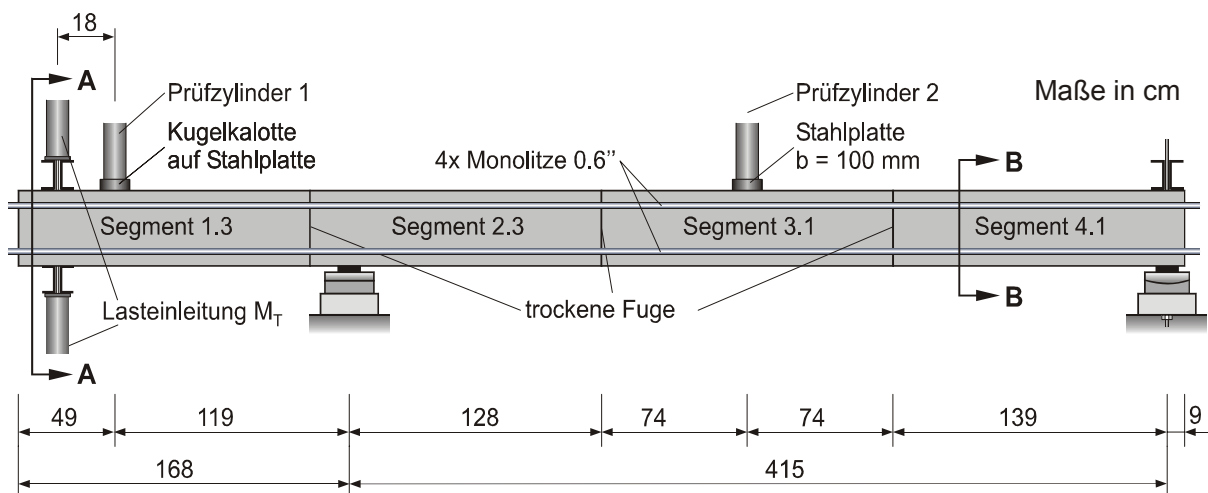


Abbildung 3.5: Versuchsaufbau Kragträger 3, Vorderansicht

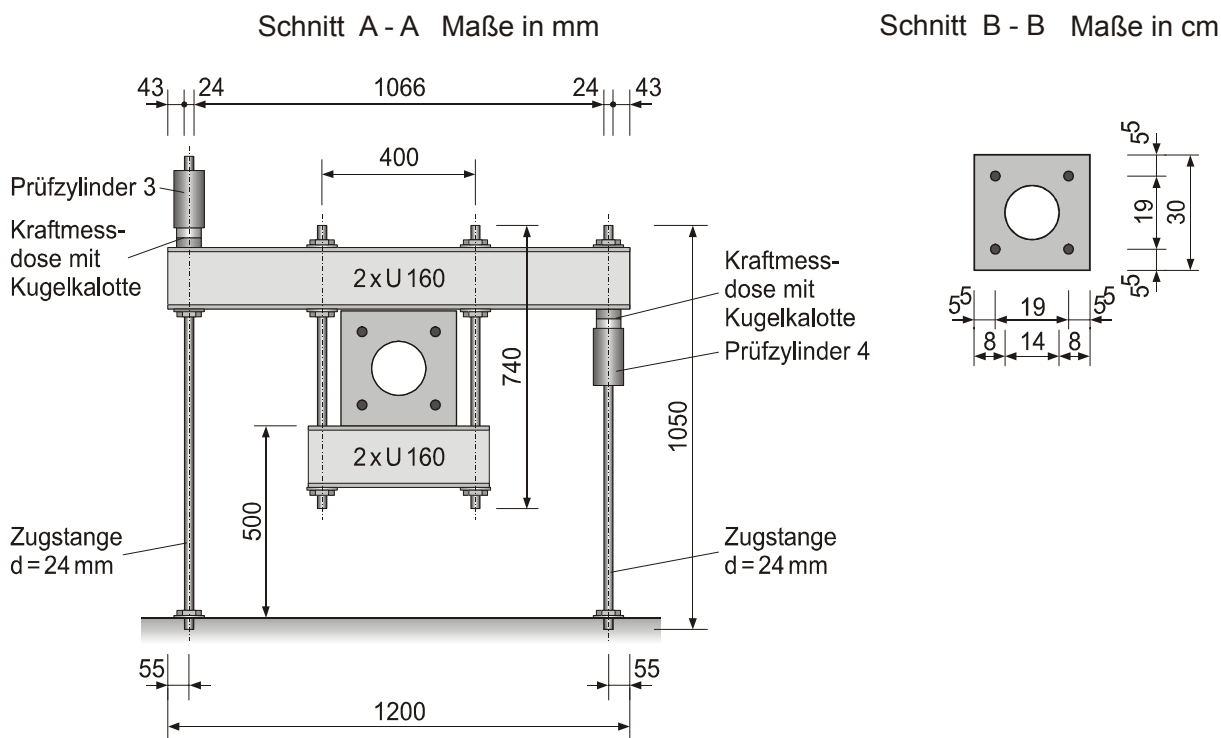


Abbildung 3.6: Versuchsaufbau Kragträger 3, Schnitte

Für die weniger stark beanspruchte, rechte Hälfte des Trägers wurden die nicht zerstörten Segmente 3.1 und 4.1 des Kragträgers 1 wieder verwendet. Für den stärker beanspruchten, linken Bereich des Kragträgers 3 wurden zwei neue Segmente – 1.3 und 2.3 – betoniert, in denen der Verbügelungsgrad gegenüber den Segmenten 3.1 und 4.1 erhöht wurde. Die Bewehrungsskizzen sind Abbildung 3.4 und Abbildung 3.7 zu entnehmen.

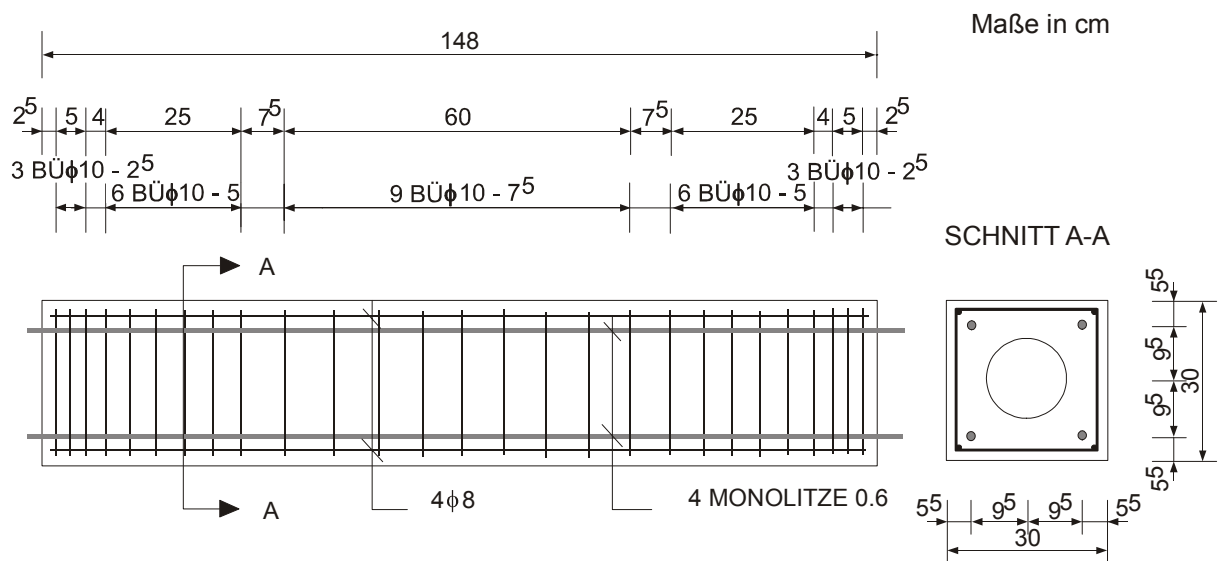


Abbildung 3.7: Betonstahl und Spannsteel der Segmente 1.3 und 2.3

## 3.2 Herstellung der Segmente

### 3.2.1 Kragträger 1 und Kragträger 2

Für die Aussparung in Querschnittsmitte wurde jeweils ein PVC-Rohr mit einem Durchmesser von 140 mm und einer Wanddicke von 2.8 mm eingesetzt. Vier PVC-Rohre mit einem Durchmesser von 25 mm und einer Wanddicke von 1.5 mm dienten als Hüllrohre für den nachträglichen Einbau der Monolithe. Die Herstellung aller Segmente erfolgte im sogenannten Kontaktverfahren. Im ersten Betoniervorgang wurden die Segmente an der ersten und dritten Position in der Stahlschalung betoniert, vgl. Abbildung 3.8. Die Stirnflächen wurden jeweils glatt ausgeführt und stellen die ungünstigste Ausführung von Trockenfugen dar. Der Einsatz des Außenrüttlers ermöglichte eine einwandfreie Verteilung des Zuschlags insbesondere im Bereich der engbewehrten Querschnittsecken.

#### 1. Betoniervorgang:

|             |             |
|-------------|-------------|
| Segment 1.1 | Segment 3.1 |
| Segment 1.2 | Segment 3.2 |

#### 2. Betoniervorgang:

|             |             |             |
|-------------|-------------|-------------|
| Segment 1.1 | Segment 2.1 | Segment 3.1 |
| Segment 1.2 | Segment 2.2 | Segment 3.2 |

#### 3. Betoniervorgang:

|             |             |
|-------------|-------------|
| Segment 3.1 | Segment 4.1 |
|-------------|-------------|

Abbildung 3.8: Herstellung der Segmente der Kragträger 1 und 2

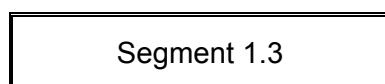


Aufgrund der gewählten Segmentlänge von 1.48 m war es möglich, drei Segmente gleichzeitig in der vorhandenen 4.50 m langen Stahlschalung zu lagern. Nach sieben Tagen wurden die Segmente 1 und Segmente 3 auf einen Abstand von 1.48 m auseinander gezogen und die an die Segmente 2 angrenzenden Stirnflächen mit dem Trennmittel Partikon eingestrichen. Dazwischen konnten die Segmente 2 betoniert werden. Nach weiteren sieben Tagen wurden alle Segmente bis auf Segment 3.1 zur Weiterbearbeitung entnommen und das Segment 4.1 an die behandelte Stirnfläche des Segmentes 3.1 betoniert.

### 3.2.2 Kragträger 3

Die Segmente des torsionsbeanspruchten Trägers wurden in einem Zeitabstand von sieben Tagen nach folgendem Schema hergestellt:

4. Betoniervorgang:



5. Betoniervorgang:

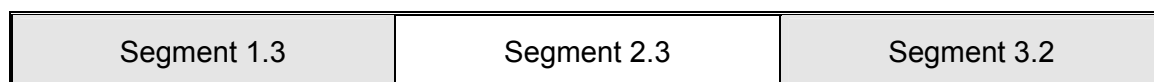


Abbildung 3.9: Herstellung der Segmente der dritten Versuchsserie

Anstelle des zum Segment 2.3 angrenzenden Segments 3.1 wurde das korrespondierende Segment 3.2 als Gegenschalung verwendet, um die vorhandenen Dehnmessstreifen auf der Betonoberfläche, die nach dem vorangegangenen Versuch noch intakt waren, nicht zu zerstören. Auch hier wurden die angrenzenden Stirnflächen zuvor mit dem Trennmittel Partikon behandelt.

### 3.3 Materialkennwerte

#### 3.3.1 Kragträger 1 und Kragträger 2

Die in Tabelle 3.1 angegebene Betonzusammensetzung wurde für alle Versuchsträger verwendet. Für eine bessere Verarbeitung wurde ab dem zweiten Betoniervorgang anstelle des Verflüssigers TRICOSAL BV 80 das Fließmittel FM 26 verwendet.

Zur Ermittlung der Materialeigenschaften des Betons wurden folgende Baustoffprüfungen nach DIN 1048, Teil 5 [22] durchgeführt:

- Druckfestigkeitsprüfung an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm
- Druckfestigkeitsprüfung an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm
- Spaltzugfestigkeitsprüfung an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm
- Ermittlung des E-Moduls an Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm

|   |                             |
|---|-----------------------------|
| <b>Zement:</b><br>PZ 45F  | 350 kg/m <sup>3</sup>       |
| <b>Zuschlag:</b>  | 1850 kg/m <sup>3</sup>      |
| 0/2   | 45% = 833 kg/m <sup>3</sup> |
| 2/8   | 25% = 462 kg/m <sup>3</sup> |
| 8/16  | 30% = 555 kg/m <sup>3</sup> |
| <b>Wasser:</b>  | 175 l/m <sup>3</sup>        |
| <b>Zusatzmittel:</b><br>Verflüssiger TRICOSAL BV 80<br>bzw. Fließmittel FM 26 | 5 ml/kg Zement              |

Tabelle 3.1: Betonzusammensetzung

Die Ergebnisse der Betonfestigkeitsprüfungen können Tabelle 3.2 entnommen werden. Die Mittelwerte der Beton- und Spannstahlkennwerte sind in Tabelle 3.3 zusammengefasst.

|                     | <b>Alter</b>  | <b><math>f_{ck,cube}</math></b> | <b><math>f_{ct,sp}</math></b> | <b><math>E_c</math></b>   |
|---------------------|---------------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
|                     | <b>[Tage]</b> | <b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>       | <b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>     | <b>[N/mm<sup>2</sup>]</b> |
| <b>Kragträger 1</b> |               |                                 |                               |                           |
| Vorgang 1           | 83            | 70.7                            | 3.6                           | 30 000                    |
| Vorgang 2           | 76            | 62.8                            | 3.7                           | 29 000                    |
| Vorgang 3           | 69            | 76.9                            | 3.8                           | 29 000                    |
| <b>Kragträger 2</b> |               |                                 |                               |                           |
| Vorgang 1           | 139           | 72.5                            | 3.6                           | 30 000                    |
| Vorgang 2           | 132           | 64.5*                           | 3.7                           | 29 000                    |

\*Die Würfeldruckfestigkeit wurde der Zeitentwicklung entsprechend abgeschätzt.

Tabelle 3.2: Materialkennwerte Kragträger 1 und Kragträger 2

|                                    | <b>BSt 500/550, <math>d_{sbü} = 10</math> mm</b> | <b>St 1570/1770</b> |
|------------------------------------|--|---------------------|
| Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ] | 646  | 1 775               |
| Fließgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]   | 548  | 1 623               |
| E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]       | 193 000  | 195 000             |

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Stahlprüfungen

### 3.3.2 Kragträger 3

Es wurde für den dritten Versuchsträger die gleiche Betonzusammensetzung verwendet wie in Tabelle 3.1 angegeben. Aus der Betonprüfung ergaben sich die nachfolgenden Materialkennwerte. Es wurden keine weiteren Prüfungen an Beton- und Spannstahl vorgenommen, da die verwendeten Materialien aus der gleichen Produktion wie für die Versuchsserie 2 stammten.

|           | <b>Alter</b>  | <b><math>f_{ck,cube}</math></b> | <b><math>f_{ct,sp}</math></b> | <b><math>E_c</math></b>   |
|-----------|---------------|---------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
|           | <b>[Tage]</b> | <b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>       | <b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>     | <b>[N/mm<sup>2</sup>]</b> |
| Vorgang 4 | 53            | 66.9                            | 3.6                           | 31 500                    |
| Vorgang 5 | 53            | 64.3                            | 3.6                           | 33 000                    |

Tabelle 3.4: Materialkennwerte Kragträger 3

## 3.4 Messtechnik

### 3.4.1 Kragträger 1 und Kragträger 2

Zur Aufnahme von globalen Verformungen waren zwölf bzw. zehn induktive Wegaufnehmer (W50) vorgesehen. Weitere Wegaufnehmer (W5) wurden zur Erfassung von Fugenöffnungen an der Betonoberfläche im Bereich der Fugen eingesetzt.

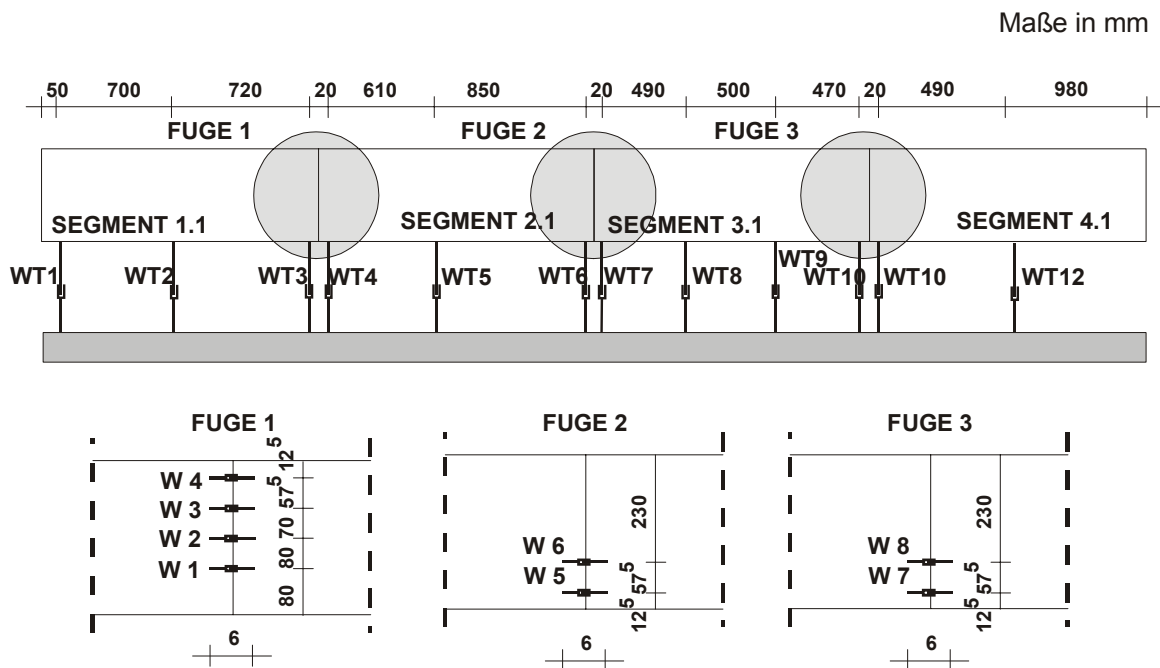


Abbildung 3.10: Induktive Wegaufnehmer Kragträger 1

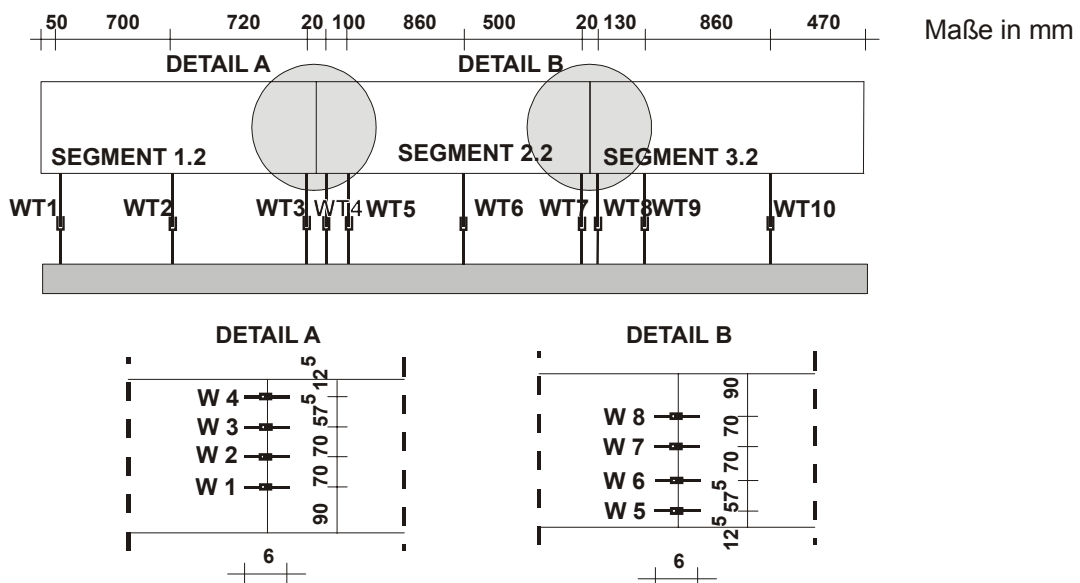


Abbildung 3.11: Induktive Wegaufnehmer Kragträger 2

Die Messung der Betondehnungen bzw. -stauchungen erfolgte über Dehnmessstreifen (DMS), deren Anzahl im Bereich der plastischen Zone erhöht wurde. Die Anordnung der DMS ist in den nachfolgenden Abbildungen beispielhaft für den Kragträger 1 dargestellt.

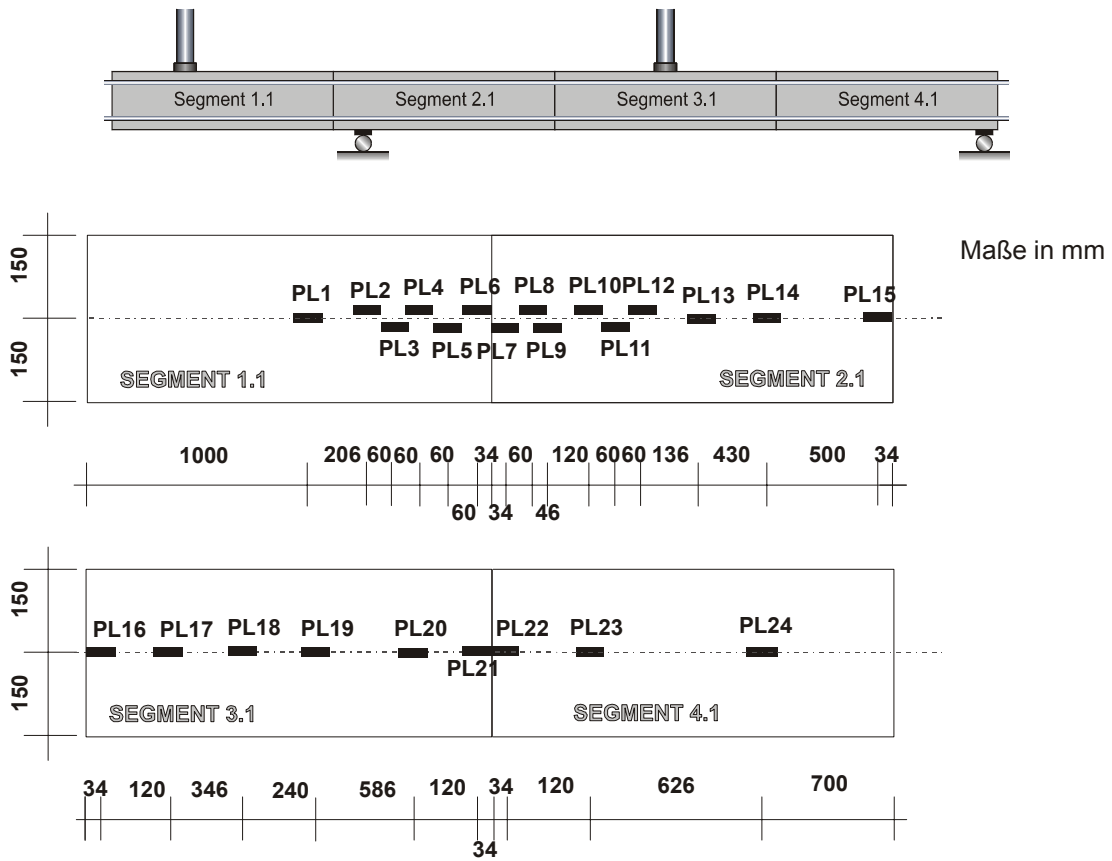


Abbildung 3.12: Untersicht der Segmente, Kragträger 1

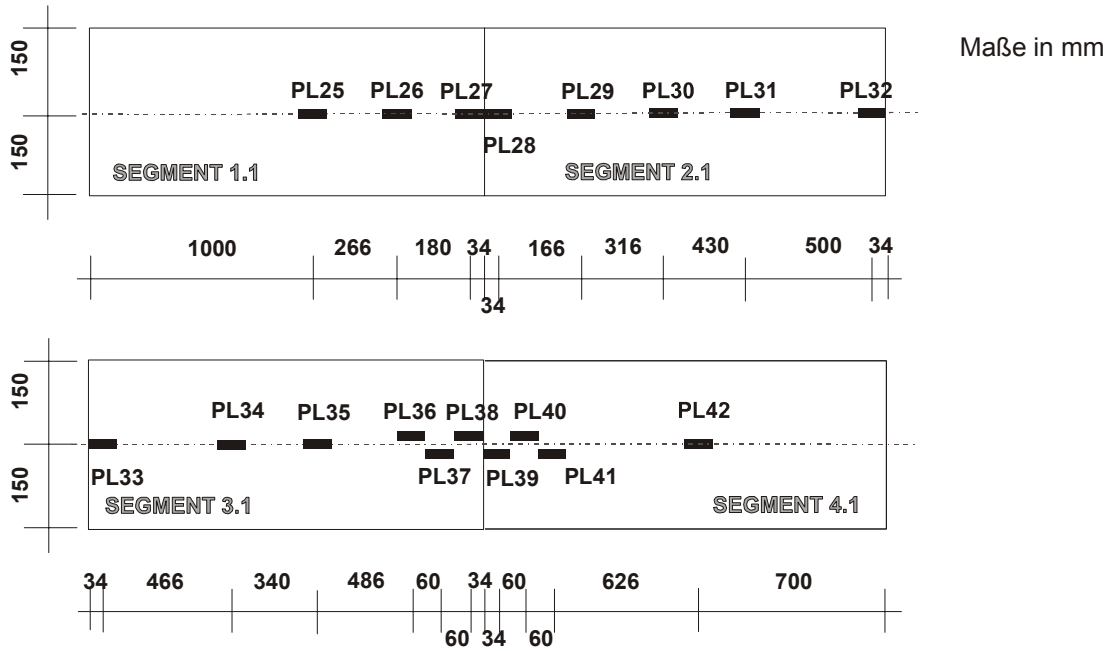


Abbildung 3.13: Draufsicht der Segmente, Kragträger 1

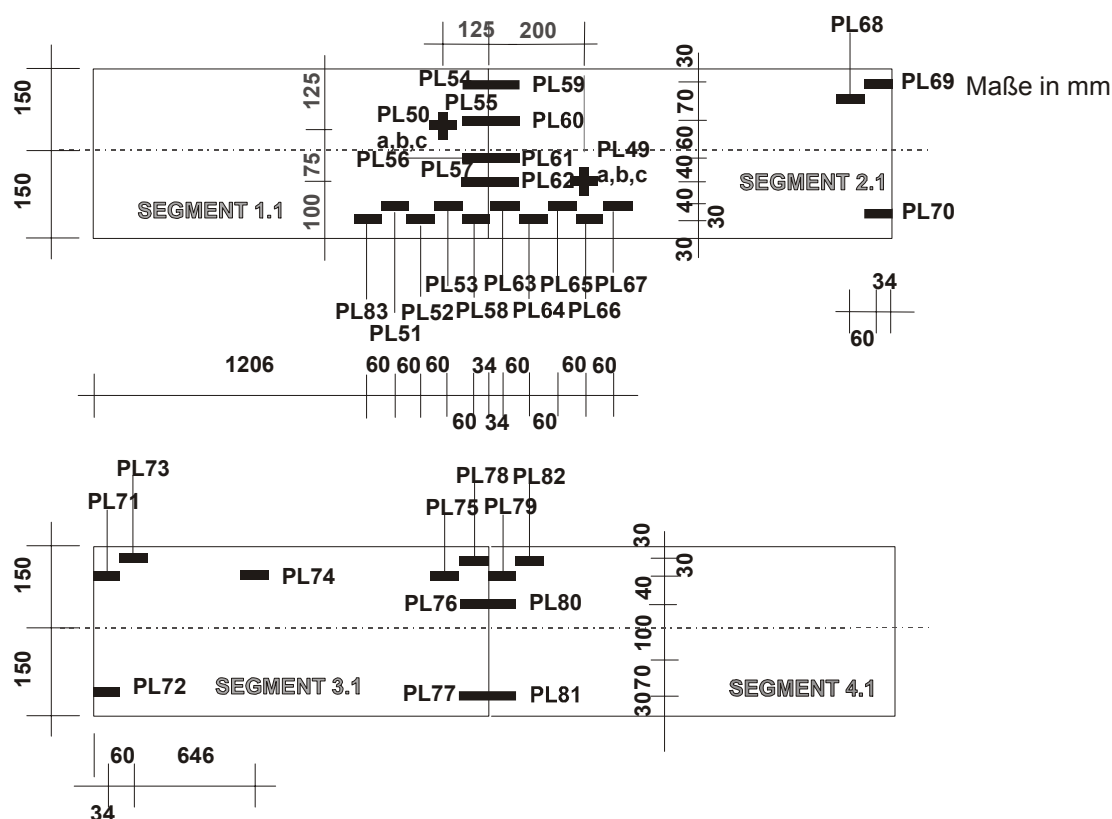


Abbildung 3.14: Vorderansicht der Segmente, Kragträger 1

In Fugennähe wurden die Dehnmessstreifen über die Höhe verteilt, um einerseits das Öffnen der Fugen abhängig von der Last zu verfolgen und andererseits ein eventuell nichtlineares Dehnungsverhalten festzustellen. Zur Messung der Spannkraften in den Monolithen wurden an drei Stellen Kraftmessdosen zwischen Ankerplatte und Spannanker eingebaut. Es wurde an einem der oberen Spannglieder an beiden Seiten eine Kraftmessdose zur Kontrolle eventueller Reibungsverluste angebracht. Hinzu kam eine Kraftmessdose an einem der unteren Spannglieder.

Die Messung der Betonstahldehnungen erfolgte ebenfalls über DMS, die an den Bügeln in den Drittelpunkten und jeweils an den zweiten Bügeln vor bzw. hinter einer Fuge angeklebt wurden. Auf die Messung der Dehnungen in der Längsbewehrung wurde in den beiden Trägern verzichtet.

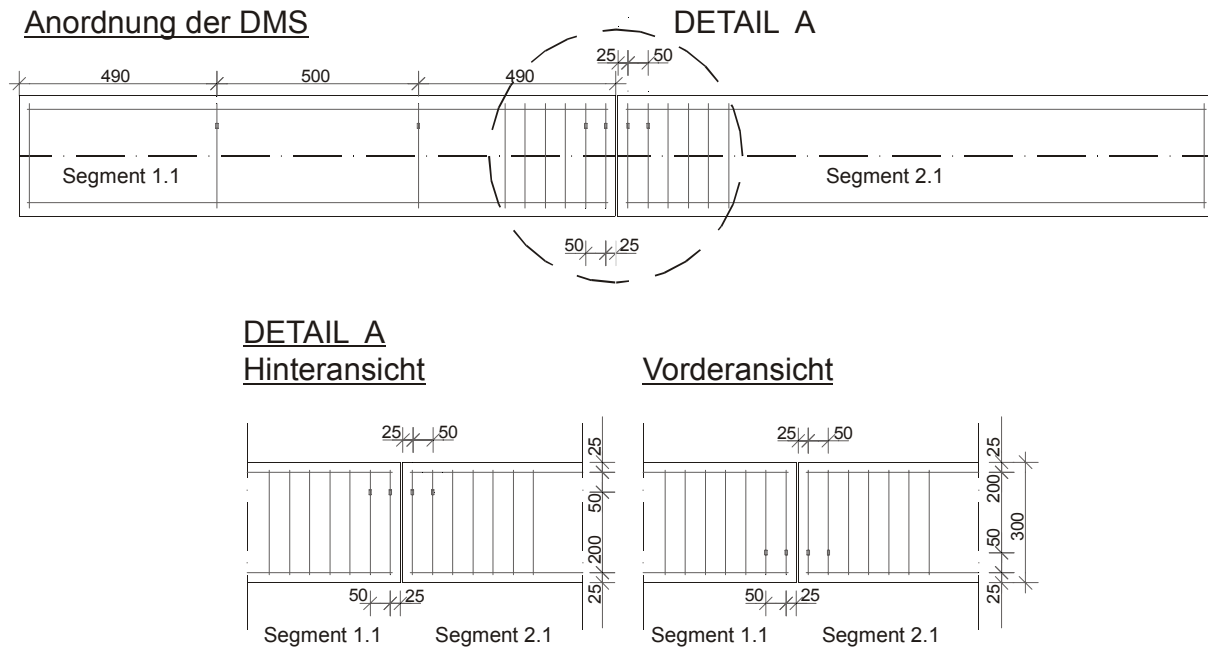


Abbildung 3.15: Anordnung der DMS, Kragträger 1

### 3.4.2 Kragträger 3

Zur Messung der globalen Verformungen einschließlich der Verdrehung infolge Torsion wurden insgesamt 23 Wegaufnehmer angebracht. Im Bereich der Fugen wurden Wegaufnehmer montiert, so dass bei diesem Versuch die unterschiedliche Fugenöffnung infolge schräger Nulllinie beobachtet werden konnte.

Die Lage der Wegaufnehmer ist nachfolgend aufgezeigt.

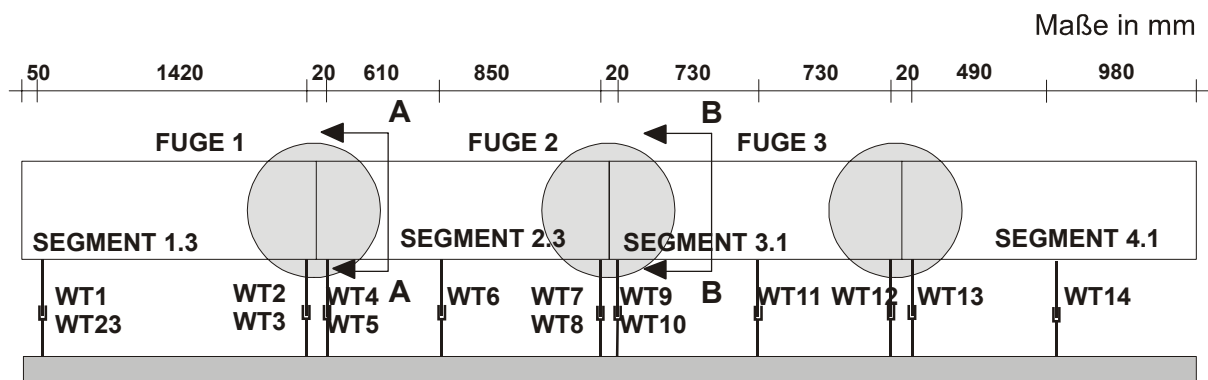


Abbildung 3.16: Induktive Wegaufnehmer, Kragträger 3



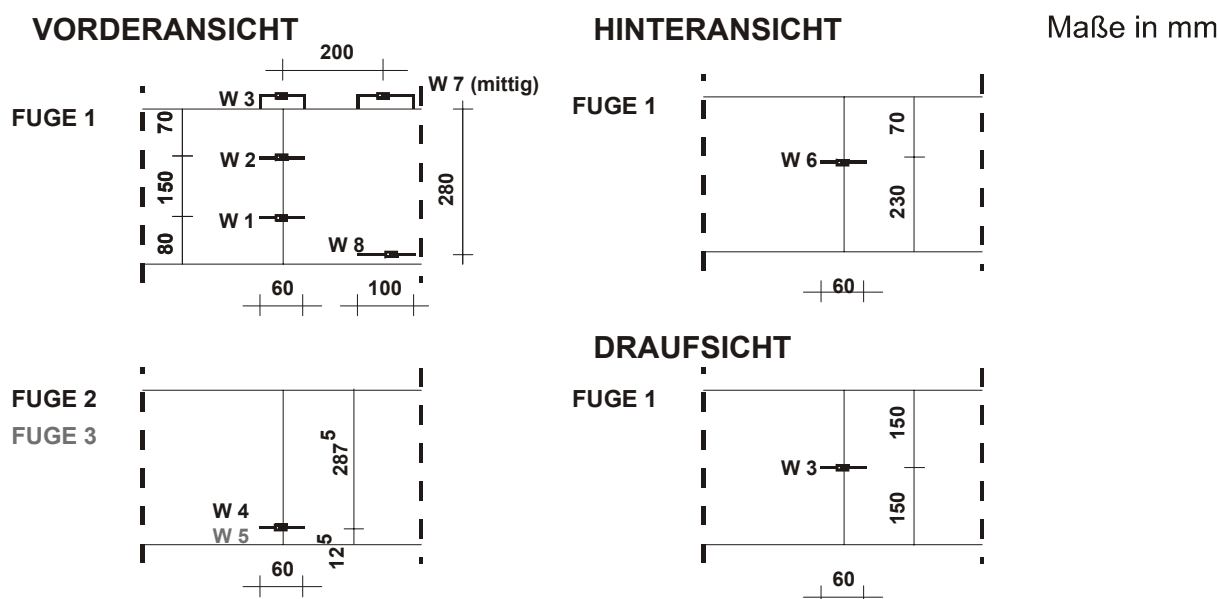


Abbildung 3.17: Induktive Wegaufnehmer, Kragträger 3 – Details

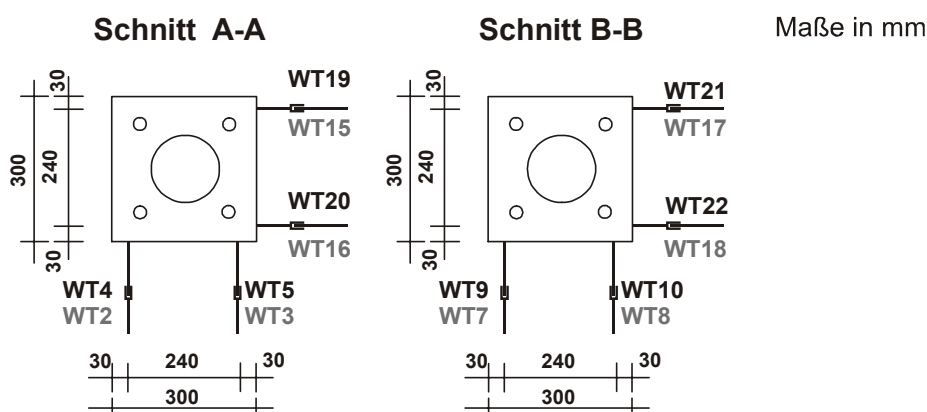


Abbildung 3.18: Induktive Wegaufnehmer, Kragträger 3 – Schnitte

Die Dehnmessstreifen zur Messung der Betondehnungen der Segmente 3.1 und 4.1 waren während der Versuchsdurchführung des Kragträgers 1 nicht zerstört worden und konnten für den Kragträger 3 erfolgreich wieder verwendet werden.

Zur Messung der Betondehnungen der Segmente 1.3 und 2.3 wurden Dehnmessstreifen im Bereich des zu erwartenden plastischen Gelenks auf der Vorder- und Rückseite der Segmente angebracht. Auf die Darstellung der Unter- und Draufsicht sei hier verzichtet.

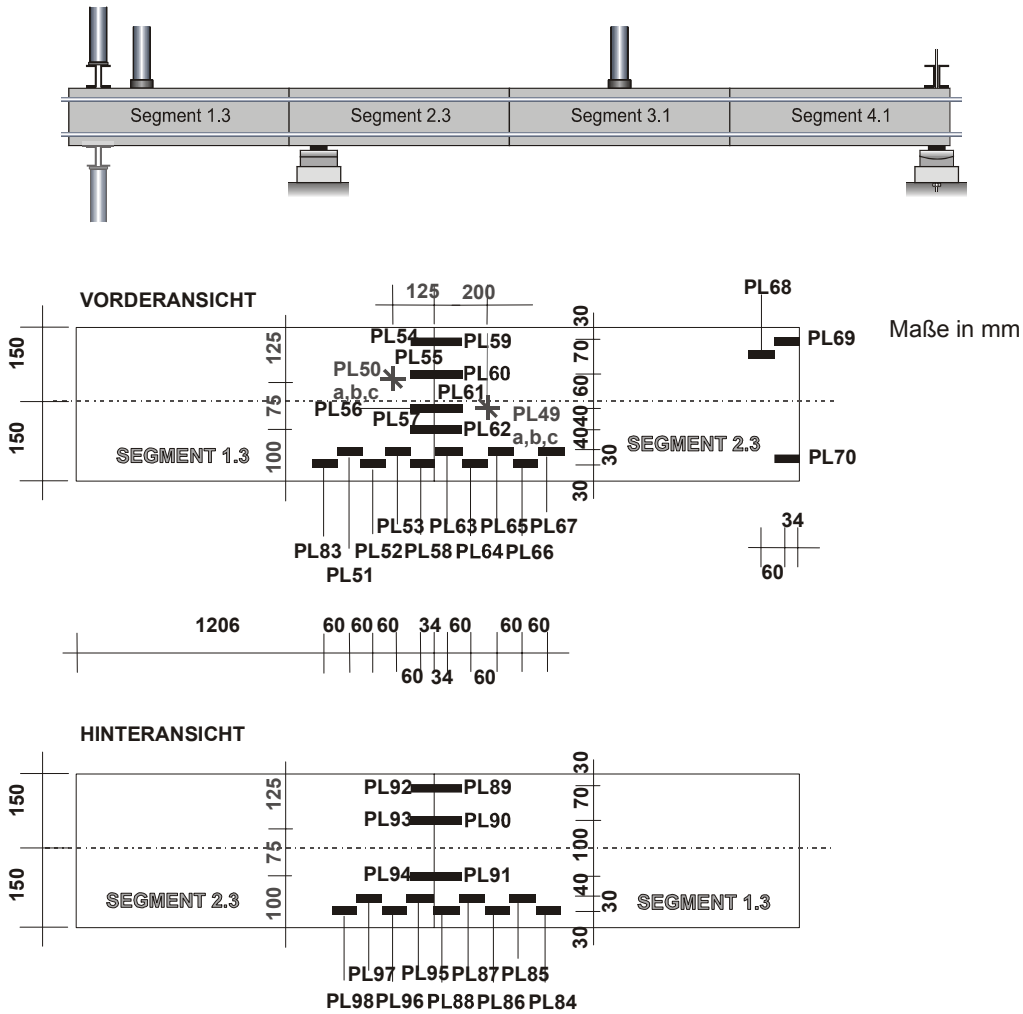


Abbildung 3.19: Vorder- und Hinteransicht, Kragträger 3

Die Dehnmessstreifen auf den Bügeln in den Segmenten 3.1 und 4.1 konnten ebenfalls einwandfrei wieder verwendet werden. Die Belastung während des vorherigen Versuches war in diesen Bereichen weit unterhalb der Streckgrenze. Die Lage dieser Messbügel entspricht denen der Segmente 1.3 und 2.3. Die Messung der Spannkkräfte in den vier Monolitzen erfolgte mittels Kraftmessdosen zwischen der linken Ankerplatte und den Spannankern.

### 3.5 Vorspannung

#### 3.5.1 Kragträger 1 und Kragträger 2

Zwölf Tage bzw. sieben Tage vor dem eigentlichen Versuchsbeginn wurden die Segmente verbundlos vorgespannt. Die Initialvorspannung der vier Einzelspannglieder der Firma Bilfinger + Berger Vorspanntechnik GmbH betrug am Tag der Vorspannung 172.7 kN bzw. 174.2 kN, welche sich bis zum Versuchstag auf etwa 167.1 kN bzw. 170.9 kN infolge einer zeitabhängigen „Setzung“ reduzierte.

|  | <b>Kragträger 1</b> | <b>Kragträger 2</b> |
|--|---------------------|---------------------|
| Vorspannkraft $P_{m0}$ beim Vorspannen [kN]                    | 172.7               | 174.2               |
| Vorspannkraft $P_0$ zu Versuchbeginn [kN]                      | 167.1               | 170.9               |
| Spannkraftverluste $\Delta P$ zu Versuchbeginn [%]             | 3.0                 | 1.9                 |
| Zentrische Vorspannung zu Versuchsbeginn                       |                     |                     |
| $\sigma_{cp0} = \frac{P_0}{A_c} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ | 8.9                 | 9.1                 |

Tabelle 3.5: Vorspannung der Versuchskörper

### 3.5.2 Kragträger 3

Der Versuchsträger wurde sechs Tage vor Belastungsbeginn vorgespannt. Auch hier wurde ein Spannkraftverlust in den Spanngliedern von etwa 2.3 % beobachtet.

|  | <b>Kragträger 3</b> |
|--|---------------------|
| Vorspannkraft $P_{m0}$ beim Vorspannen [kN]                    | 175.4               |
| Vorspannkraft $P_0$ zu Versuchbeginn [kN]                      | 171.4               |
| Spannkraftverluste $\Delta P$ zu Versuchbeginn [%]             | 2.3                 |
| Zentrische Vorspannung zu Versuchsbeginn                       |                     |
| $\sigma_{cp0} = \frac{P_0}{A_c} \left[ \frac{N}{mm^2} \right]$ | 9.2                 |

Tabelle 3.6: Vorspannung des Versuchskörpers

## 3.6 Versuchsablauf

### 3.6.1 Kragträger 1

Den Versuchsaufbau im Bereich der Segmente 1 und 2 des Kragträgers zeigt Abbildung 3.20. Das linke Auflager und die linke Fuge (Fuge 1) sind hervorgehoben. Die Last wurde zunächst in 10 kN-Schritten aufgebracht. Bei 50 kN zeigten sich die ersten Risse. Danach wurde die Last in 5 kN-Schritten gesteigert. Ab 60 kN entwickelten sich aus den Biegerissen Schubrisse. Bis 75 kN wurden Risse aufgezeichnet, danach wurde aus Sicherheitsgründen darauf verzichtet. Kurz vor Erreichen der Maximallast von 90 kN entwickelte sich etwa 5 cm oberhalb des unteren Betonrandes ein Horizontalriss im Bereich der Fuge. Dieser entstand durch eine Einschnürung der Druckzone durch die Fugenöffnung und den daraus resultierenden Querzug senkrecht zur Druckstrebe. Diese Einschnürung führte zum Versagen der Biegedruckzone. Die plastische Zone entstand über dem Auflager und breitete sich zur Fuge hin weiter aus. Links der Fuge konnten sich keine Zugstreben aufbauen, da durch den fehlenden Kontakt zum zweiten Segment keine Kräfte weitergegeben werden konnten. Rechts der Fuge konnte sich dagegen über dem Auflager ein Druckbogen aufbauen, so dass auch Zugrisse entstanden.

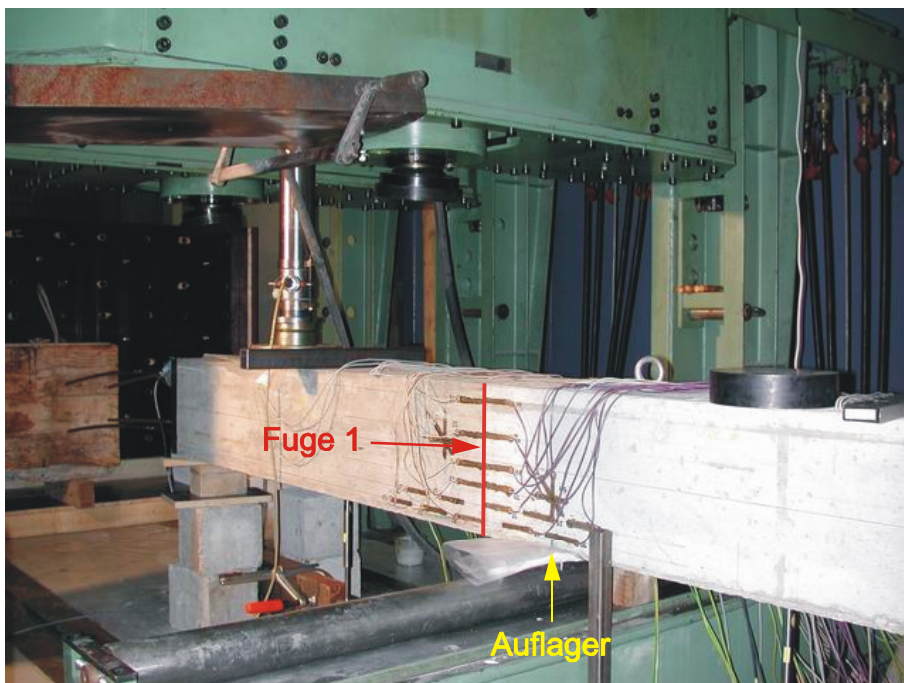


Abbildung 3.20: Versuchsaufbau des Kragträgers 1 im Bereich des Kragarms

Die zerstörte Druckzone und die Fugenöffnung im Bereich des linken Auflagers kurz nach Erreichen der Maximallast zeigt Abbildung 3.21.

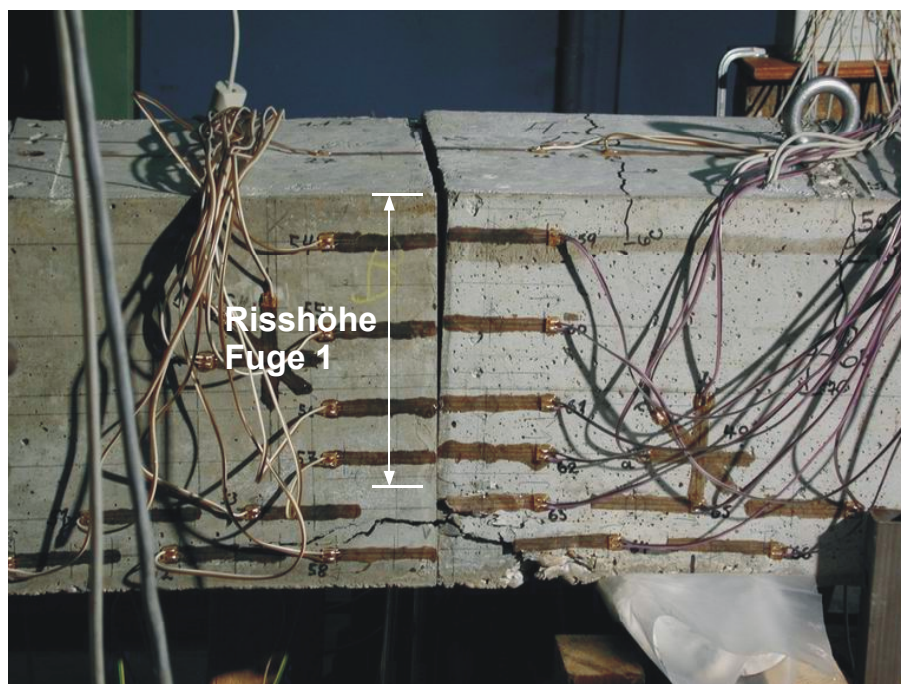


Abbildung 3.21: Zerstörte Druckzone und Fugenöffnung des Kragträgers 1

### 3.6.2 Kragträger 2

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.22 mit Hervorhebung der linken Fuge (Fuge 1) und dem linken Auflager dargestellt. Wie bereits in Kapitel 3.1.1 erläutert, besteht der Kragträger 2 im Gegensatz zu Kragträger 1 aus drei Segmenten, und das linke Auflager befindet sich links der ersten Fuge. Anfangs wurde die Last in 20 kN-Schritten bis 60 kN gesteigert, nach einer weiteren Laststeigerung auf 70 kN wurden die Lastinkremente auf 5 kN reduziert. Die ersten Biegerisse wurden bei 100 kN beobachtet. Am auflagerseitigen Rand der Fuge 1 entwickelten sich auf der Vorder- und Rückseite Schubrissse, die vermutlich zwischen 100 und 110 kN entstanden, da zu diesem Zeitpunkt die fugennächste Bügelbewehrung größere Dehnungszuwächse zeigten. Abbildung 3.23 zeigt die gegenüber Kragträger 1 geringere Fugenöffnung und die vereinzelt Risse bei 140 kN.

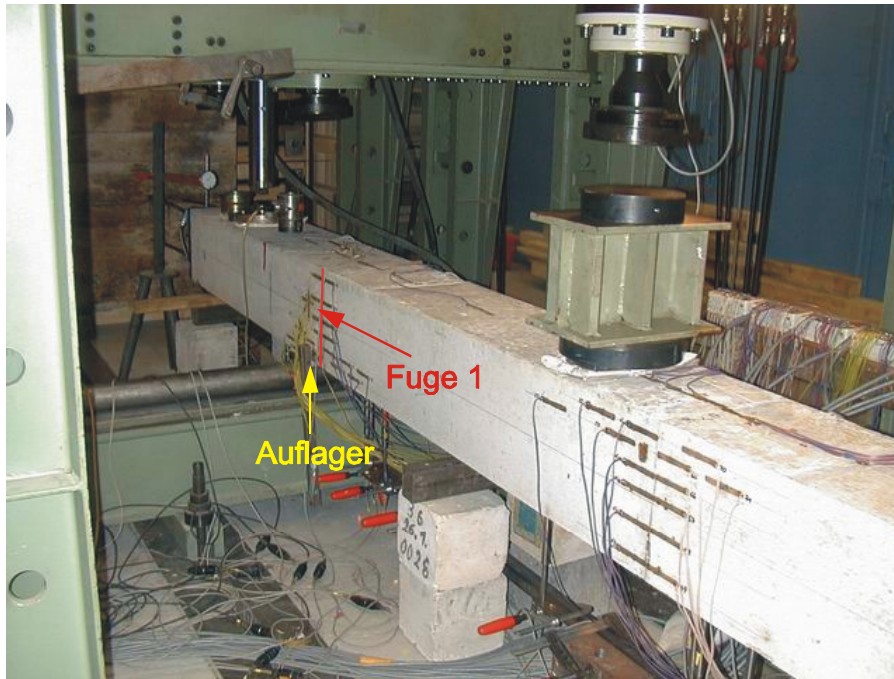


Abbildung 3.22: Versuchsaufbau des Kragträgers 2

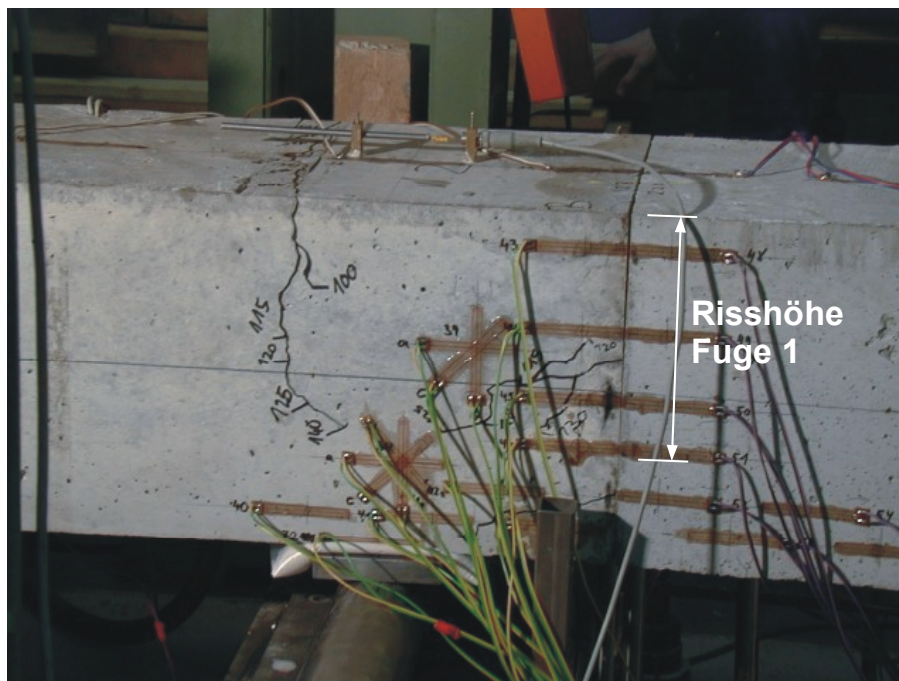


Abbildung 3.23: Segment 1 und 2 bei Laststufe 140 kN vor Erreichen der Maximallast

Als Folge der Wegsteuerung konnte das Nachbruchverhalten des Trägers gut beobachtet werden. An der Vorderseite des Trägers entwickelte sich, von der Fugenöffnung ausgehend, ein Schubriss der bis kurz vor Erreichen der Maximallast von 144.4 kN der einzige Biegeschubriss auf der Vorderseite blieb. Dagegen bildeten

sich auf der Rückseite bei weiterer Verformungssteuerung insgesamt zwei Biegeschubrisse. Infolge des Fließens der Schubbewehrung in Fugennähe bei etwa 140 kN ergab sich im unteren Drittel des Segments ein primärer Horizontalriss, der zu einem Abplatzen der Betondeckung zwischen Auflager und Fuge führte. Daraufhin wurde ein kurzzeitiges Abfallen der Maximallast von 144.4 kN um 6.7 % mit anschließend langsamen Ansteigen der aufnehmbaren Last bei zunehmenden Verformungen registriert. Der übrige Betonquerschnitt besaß genügend Reserven, um weitere Verformungen und einen kleinen Lastzuwachs bis auf 138.3 kN zu ertragen. Es entwickelte sich ein sekundärer Horizontalriss etwa 4 cm oberhalb des unteren Betonrandes, der die Betondruckzone wieder einschnürte. Nach Erreichen des zweiten lokalen Maximums fiel die Last stetig ab, bis der Versuchsträger bei einer Kragarmdurchbiegung von 43 mm und einer Last von 131 kN schlagartig versagte.

### 3.6.3 Kragträger 3

Abbildung 3.24 zeigt den Kragträger 3 innerhalb der Prüfanlage. Die drei Fugen sind mit dunklen Linien angedeutet. Die Laststeigerung erfolgte in elf Abschnitten, in denen das Biegemoment in 10 kNm-Schritten gesteigert wurde. Bei einem festen Hebelarm von 1.19 m ergibt sich somit eine Laststeigerung von 8.4 kN je Laststufe. Gleichzeitig wurde das Torsionsmoment um 2 kNm erhöht, so dass ein festes Biegemoment/Torsionsmoment-Verhältnis von 5:1 zustande kam.

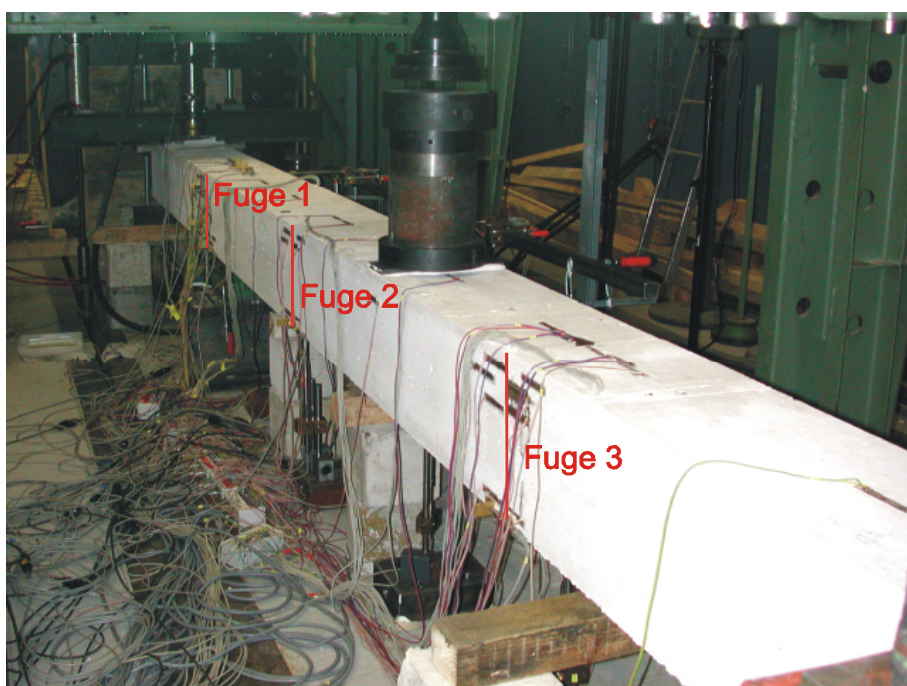


Abbildung 3.24: Kragträger 3 in der Prüfanlage

Bei einer Biegemomentenbelastung von 50 bis 60 kNm, was einer Laststufe von 42 bis 50 kN entspricht, entstanden erste Biegerisse. Bis zur nächsten Laststufe von 59 kN zeigte sich eine Tendenz zur Schrägrissbildung. Auf der Vorderseite des Segments 2.3 entwickelte sich auf halber Höhe ein deutlicher Schrägriss, der seinen Ursprung in der ersten Fuge hatte. Im Vergleich zu den beiden vorangegangenen Versuchen zeigte sich bei diesem Versuch eine stärkere Rissbildung mit engerem Rissabstand, der im Bereich des Auflagers zwischen 7.5 und 12.5 cm betrug. Die Horizontalrissbildung in der eingeschnürten Druckzone war kurz vor Erreichen der Höchstlast im Abstand von 5 cm über dem unteren Betonrand zu beobachten. Rissbildung und Fugenöffnung sind aus Abbildung 3.25 ersichtlich. Das Versagen erfolgte in der eingeschnürten Biegedruckzone.

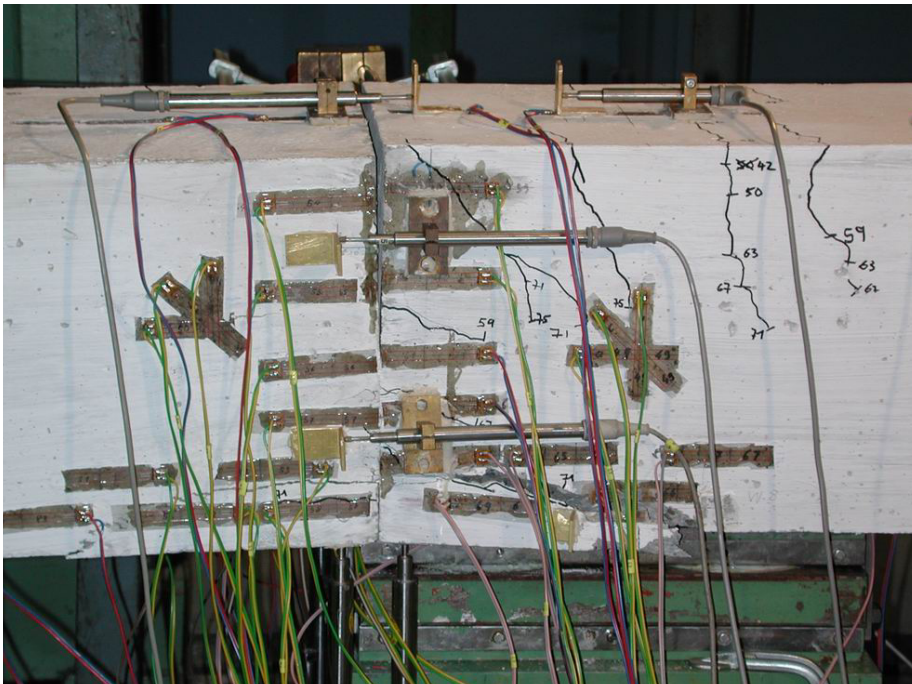


Abbildung 3.25: Zerstörte Druckzone und Fugenöffnung des Kragträgers 3

### 3.7 Versuchsergebnisse

Es werden vorrangig die wesentlichen Ergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten vorgestellt. Hierzu interessieren Last- Durchbiegungsverhalten, der Anteil der Fugenöffnung am Gesamtverformungsverhalten, die Entwicklung des Spannstahlkraftzuwachses und die Größe des plastischen Gelenks. Die dargestellte Fugenöffnung gibt die gegensätzliche Verschiebung der Fugenränder auf Höhe der Messstellen an. Eine Dekompression der Fugen und damit ein Öffnen der Fuge findet tatsächlich erst bei etwa 0.2 mm Abstandszunahme der Messpunkte statt.



Aufgrund der Wegsteuerung des linken Prüfzylinders konnten die Messwerte nach Erreichen der Maximallast aufgezeichnet werden. Für einen Vergleich der möglichen Rotationen in Abhängigkeit von den verschiedenen Parametern werden somit die Messwerte auch nach Erreichen der Maximallast vorgestellt. Da wegen frühzeitigen Ausfällen der Dehnmessstreifen keine definitiven Versagenskriterien für die Versuchsträger bestimmt werden können, werden für die Vergleichbarkeit die Verformungen bei 95 % der Maximallast im abfallenden Verformungsast herangezogen.

### **3.7.1 Kragträger 1**

Der Bruch kündigte sich nicht durch ein plötzliches Versagen an, sondern entwickelte sich in Form einer langsam fortschreitenden Zerstörung der Druckzone zwischen der ersten Fuge und dem Auflager. Der Lastabfall nach Erreichen der Maximallast schritt zunächst langsam voran, weshalb das Verformungsverhalten als duktil bezeichnet werden kann.

#### **Durchbiegung**

Die maximal gemessene Durchbiegung befindet sich an der Messstelle WT1, die 5 cm hinter dem Kragarmende angebracht war, vgl. Abbildung 3.10. Der Verlauf der Durchbiegung an dieser Messstelle ist in Abbildung 3.26 dargestellt. Bis zum Entstehen der ersten Risse verhält sich der Versuchsträger wie zu erwarten linear. Bei ansteigender Last nehmen die Verformungszuwächse ständig zu. Interessant ist das kleine Plateau bei Erreichen der Maximallast von 90 kN. Hier ändert sich die Durchbiegung von 36.1 mm auf 37.3 mm ohne deutlichen Lastabfall. Nach Abfallen der Last auf 85.5 kN, dies entspricht 95 % der Maximallast, wuchs die Durchbiegung auf 43.2 mm an und ergab schließlich bei 81 kN bzw. 90 % der Maximallast einen Wert von 50.6 mm. Eine Übersicht über die Biegelinie bei Risslast, maximaler Laststufe und 85.5 kN nach Erreichen der Maximallast gibt Abbildung 3.27.

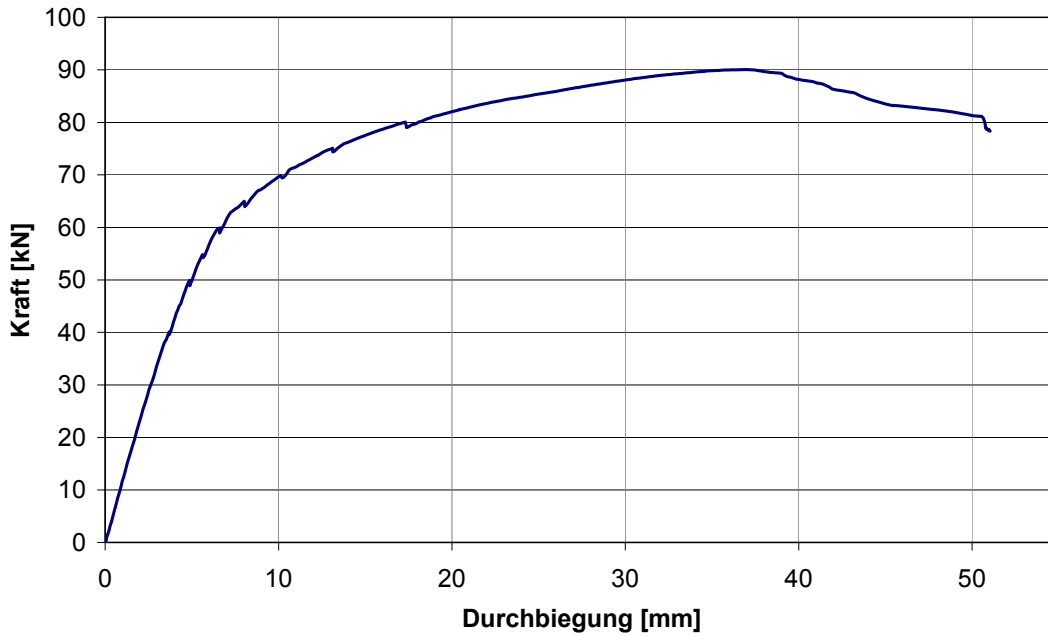


Abbildung 3.26: Durchbiegung am Kragarmende (Messstelle WT1)

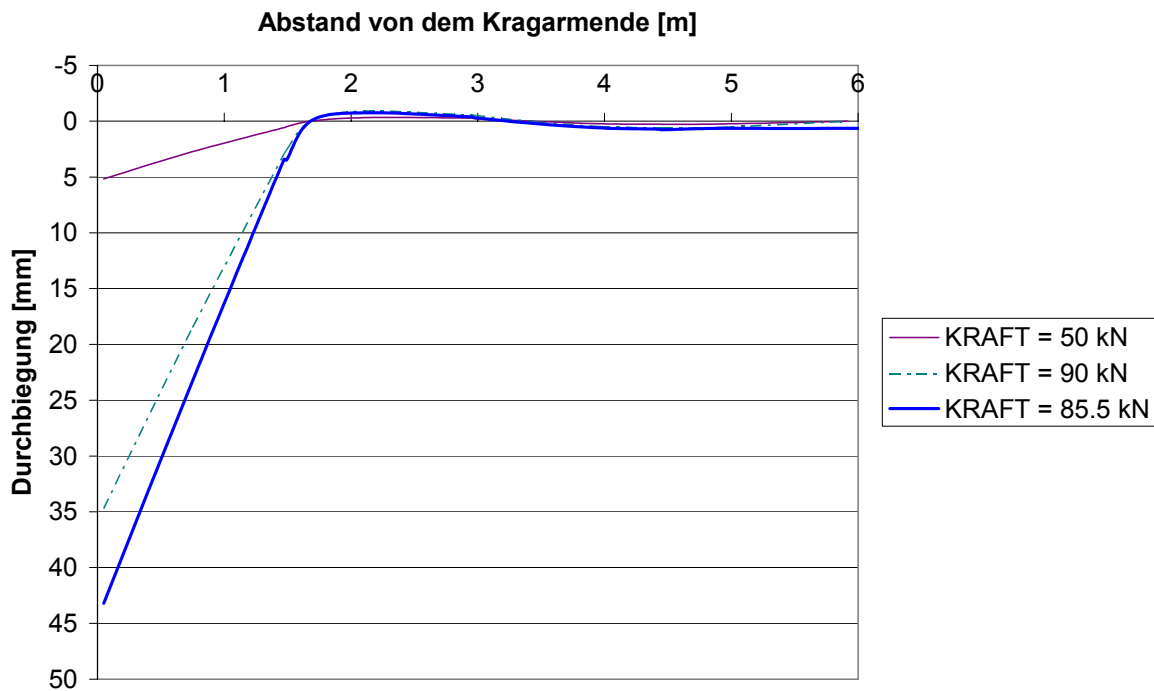


Abbildung 3.27: Biegelinie des Kragträgers 1 in Abhängigkeit der Laststufe

Die wesentlichen Verformungen finden im Bereich des Kragarms statt. Zum Zeitpunkt des Auftretens der ersten Risse bei einer Last von 50 kN beträgt die maximale Durchbiegung etwa 5 mm, s. Abbildung 3.28. Zu erkennen sind die ersten deutlichen Verformungszuwächse zwischen einer Last von 60 kN und 80 kN.

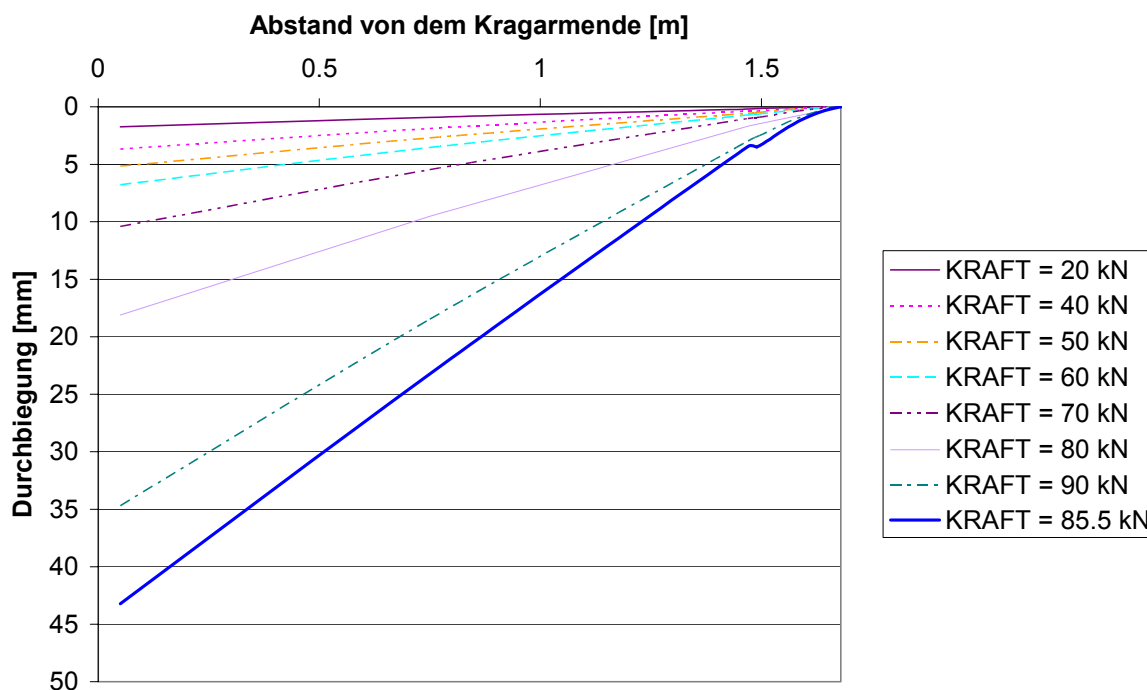


Abbildung 3.28: Durchbiegung entlang des Kragarms in Abhängigkeit der Laststufe

### Fugenöffnung

Das Fugenöffnungsverhalten der sich am weitesten öffnenden Fuge 1 ist in Abbildung 3.29 ersichtlich. Die an der Messstelle W4 gemessene Fugenöffnung beträgt bei Aufzeichnen der ersten Risse etwa 5.9  $\mu\text{m}$ . Bei etwa 56 kN beginnt sich die Fuge zu öffnen. Bis zum Auftreten der ersten Schubrisse bei 60 kN lässt sich das Verhalten als linear beschreiben. Die Öffnung wächst darüber hinaus überproportional bis zum Erreichen der Maximallast auf einen Wert von 3.7 mm. Auch hier zeigt sich analog zur Durchbiegung ein kleines Plateau mit einer weiteren Vergrößerung der Fugenöffnung um 0.2 mm. Nach Abfall der Last auf 95 % der Maximallast ist die Fugenöffnung auf 4.7 mm angewachsen, bei 90 % der Maximallast auf knapp 6 mm.

Die Fugenöffnungen über die Querschnittshöhe in diversen Laststufen sind in Abbildung 3.30 gegenübergestellt. Auch hier ist ein deutlicher Zuwachs ab einer Laststufe von 80 kN festzustellen. Die Fugenöffnungen verlaufen annähernd linear über die Höhe.

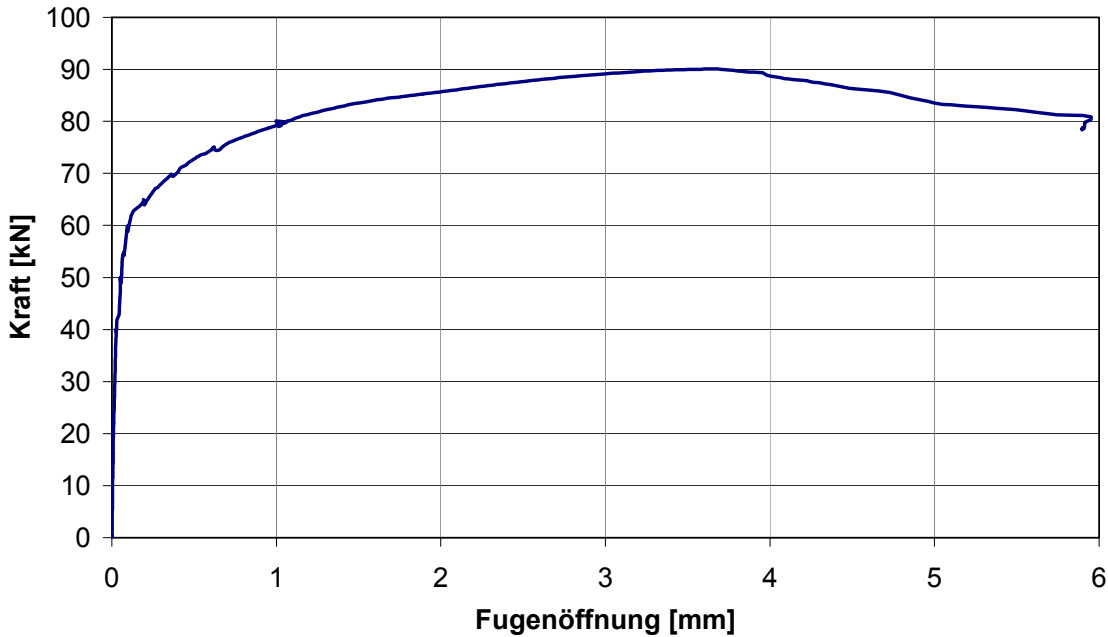


Abbildung 3.29: Öffnung der Fuge 1 (Messstelle W4)

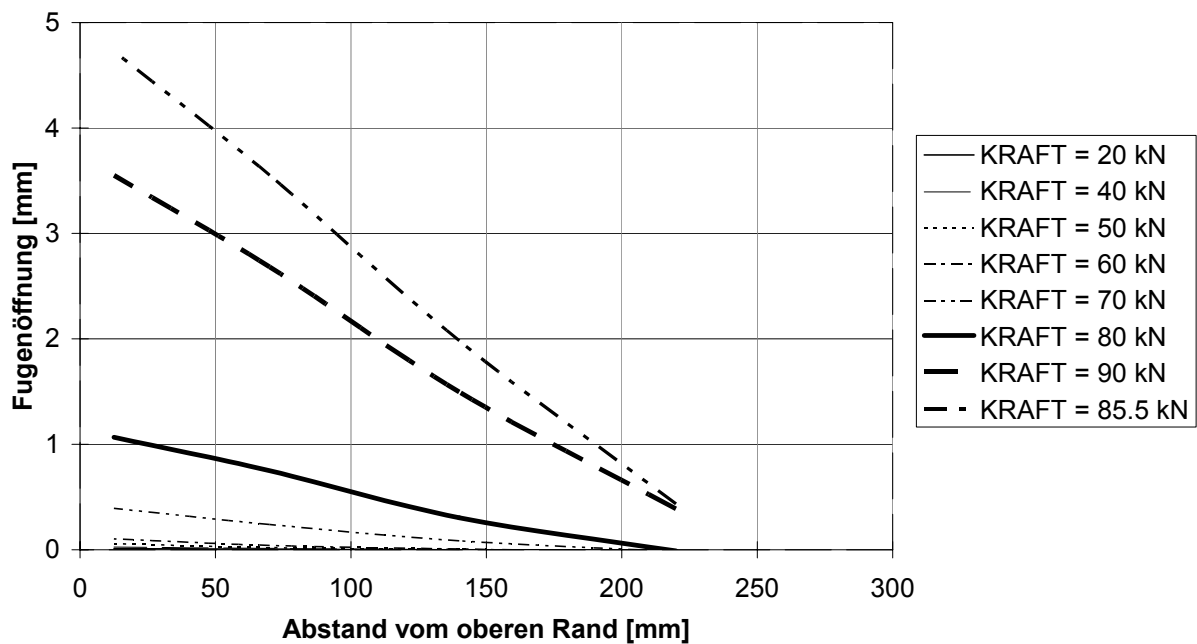


Abbildung 3.30: Fugenöffnung über die Höhe in Abhängigkeit der Laststufe

### Veränderung der Spannstahlkraft

Die Änderung der Spannstahlkraft in den oben liegenden Litzen zeigt Abbildung 3.31, in den untenliegenden Litzen Abbildung 3.32. Bis zum Erreichen der Höchstlast ist ein Zuwachs der Spanngliedkraft von 16,5 kN bzw. etwa 10 % der Vorspannung zu Beginn des Versuchs und ein Abfallen der Spannkraft von lediglich 1,7 kN

bzw. 1 % zu verzeichnen. Während des kurzzeitig konstant gehaltenen Lastniveaus ergibt sich ein zusätzlicher Zuwachs in den oben liegenden Litzen von 0.7 kN. Bis zur Last von 85.5 kN ergibt sich ein Zuwachs von insgesamt 12 %. Die bei 81 kN im abfallenden Ast gemessene Kraft in Spannglied liegt mit 190 kN deutlich unter der Streckgrenze von 220 kN.

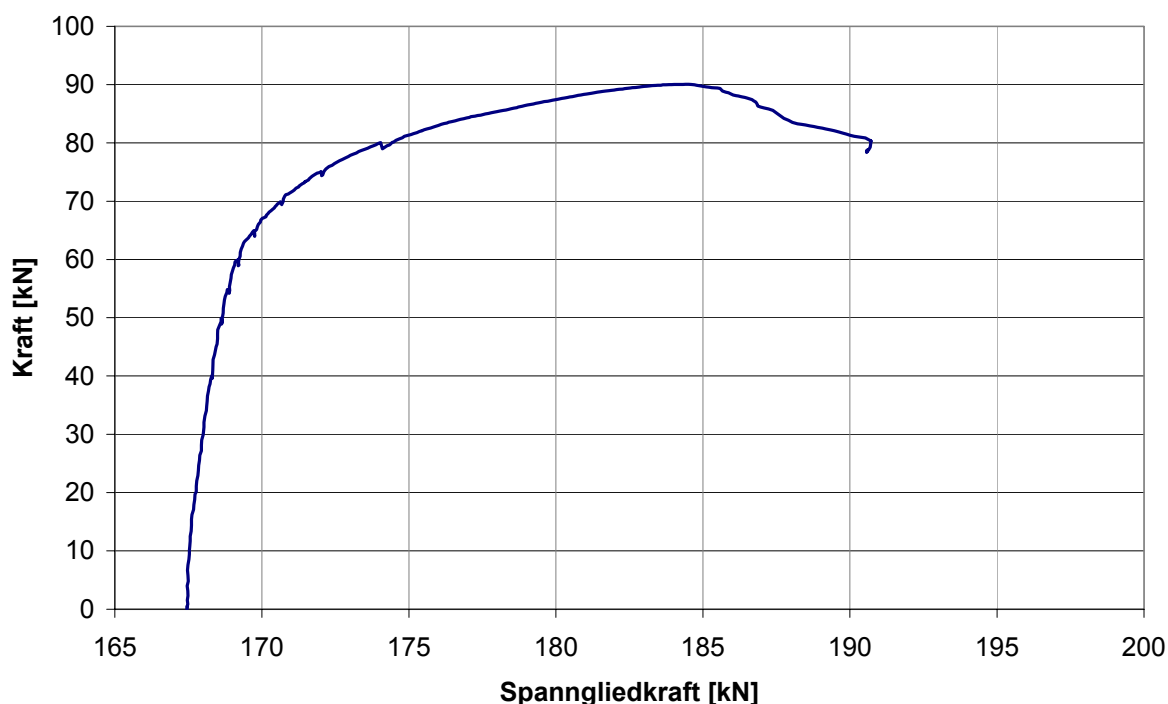


Abbildung 3.31: Spannstahlkraft in der oben liegenden Monolithe

In Abbildung 3.32 ist eine kurzzeitige Zunahme der Kraft im unten liegenden Spannglied zu erkennen. Dies ist auf eine Änderung der Nulllinienlage zurückzuführen, die sich anhand der Fugenöffnungen in Abbildung 3.30 deuten lässt. In Höhe der unteren Spannglieder verringern sich ab 80 kN zwischen Fuge und Auflager die Stauchungen, wechseln das Vorzeichen bis sich schließlich die Schubrisse in diesen Bereich fortgepflanzt haben, vgl. Abbildung 3.21.

Ab Erreichen der Höchstlast nehmen die Verformungen stärker zu, so dass die Kraft in den Spanngliedern in der unteren Lage wieder abnimmt. Bis zur Laststufe 95 % der Maximallast ist die Spannkraft in den unteren Spanngliedern um 2.2 kN bzw. 1 % der Anfangsvorspannung abgefallen.

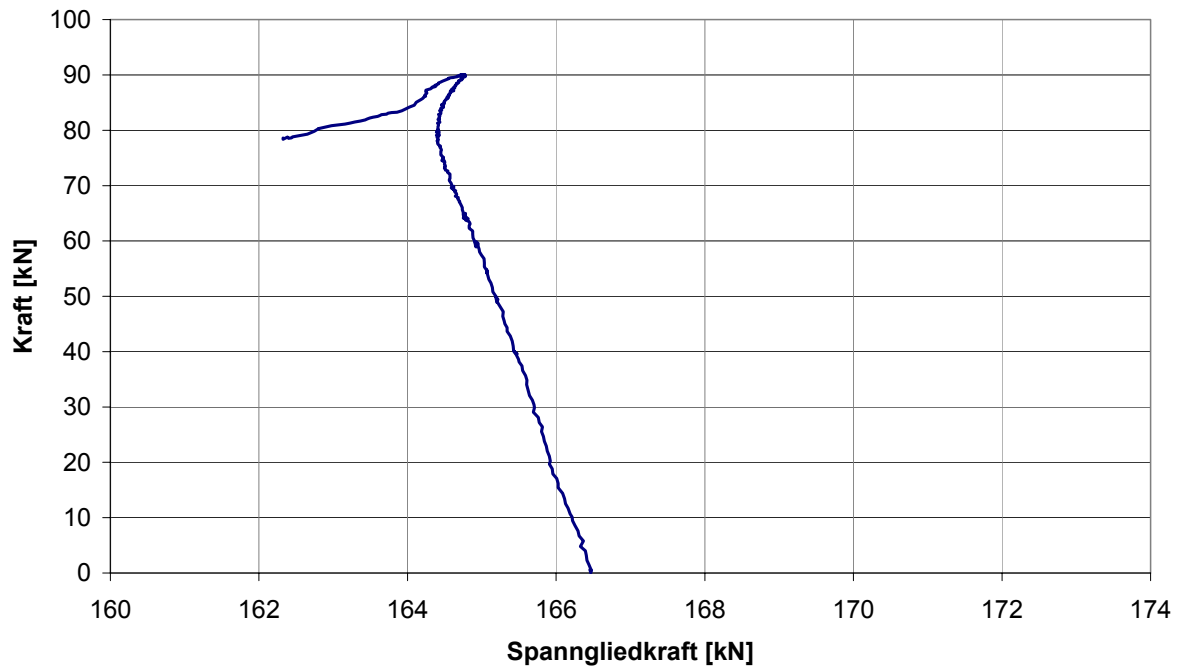


Abbildung 3.32: Spannstahlkraft in der unten liegenden Monolithe

### Verhalten der Druckzone

Zur genauen Darstellung der Verteilung der Stauchungen über den Bereich zwischen Fuge und Auflager reichen die Messwerte aufgrund vorzeitigen Ausfalls nicht aus. Die größten gemessenen Stauchungen traten an den Messstellen PL7 und PL8 auf, welche sich zusammen an der Unterseite des Segments 2 über einen Bereich von ca. 12 cm rechts der Fuge 1 erstrecken. Der nächste funktionstüchtige Messstreifen PL10 begann 23 cm rechts der Fuge und erreichte bei Höchstlast 1,7 ‰. PL8 fiel unter der Last von 85,4 kN mit einer Stauchung von 2800  $\mu\text{m}/\text{m}$  aus. Die darauf folgenden Werte wurden extrapoliert, so dass dieser unter maximaler Last eine Stauchung von 3,3 ‰ aufweist. Nimmt man den Beginn des Plastizierens bei einer Stauchung von 2,6 ‰ entsprechend eines C50/60 an, so ergibt sich mittels Interpolation der Messdaten von PL7, PL8 und PL10 eine plastische Zone von 19 cm.

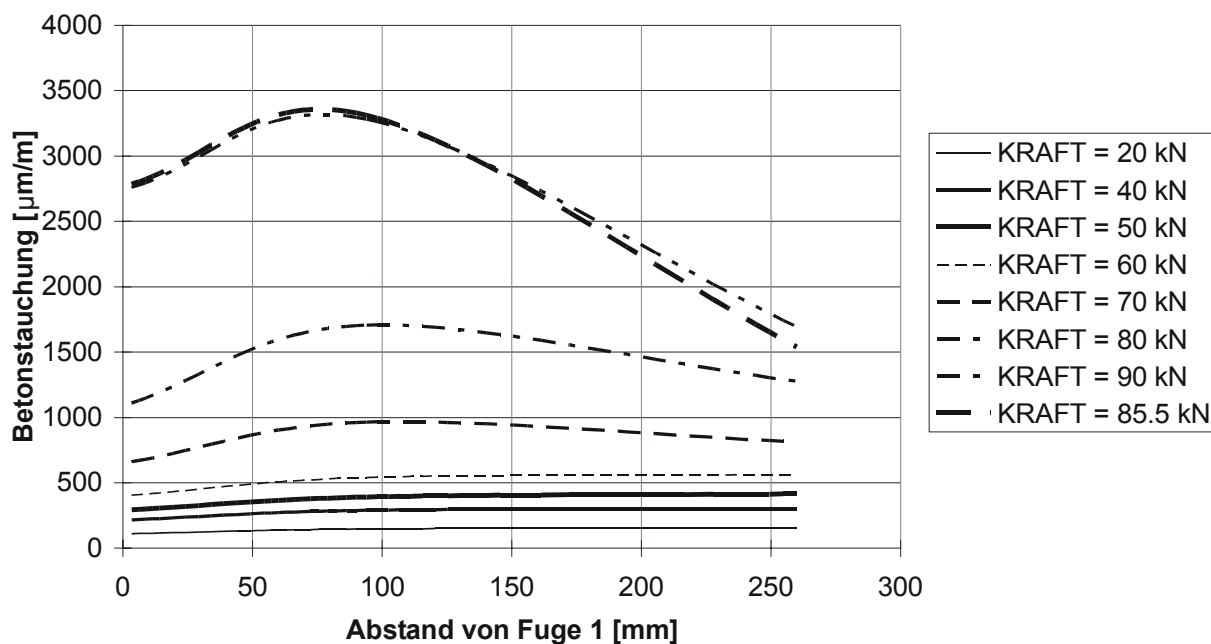


Abbildung 3.33: Betonstauchungen unten in Abhängigkeit der Laststufe

### 3.7.2 Kragträger 2

Im Vergleich zum ersten Versuch war hier das Moment in der Fuge 1 in Relation zum Moment am Auflager größer, so dass sich die Fuge bei einem geringeren Moment am Auflager öffnete. Die Stauchungen im Bereich der Fuge und die über die Fuge zu übertragende Druckkraft lagen bei gleichem, am Auflager wirkenden, Lastmoment höher als im ersten Versuch. Der vorzeitige Lastabfall von 6.7 % erfolgte infolge des Abplatzens der Betondeckung. Der restliche Betonquerschnitt besaß dennoch genügend Tragreserven, um weiter große Verformungen zuzulassen.

#### Durchbiegung

Im Vergleich zum Kragträger 1 zeigt Kragträger 2 größere Verformungen nach Erreichen der Maximallast von 144.4 kN. Bei Maximallast beträgt die gemessene Kragarmdurchbiegung 5 cm vor dem Kragarmende 18.8 mm. Nach einem kurzen Abfallen der Last verläuft die Durchbiegungskurve, wie in Abbildung 3.34 dargestellt, annähernd horizontal, so dass der Versuchskörper bei einer Durchbiegung von 41.0 mm eine Last von 137 kN erträgt.

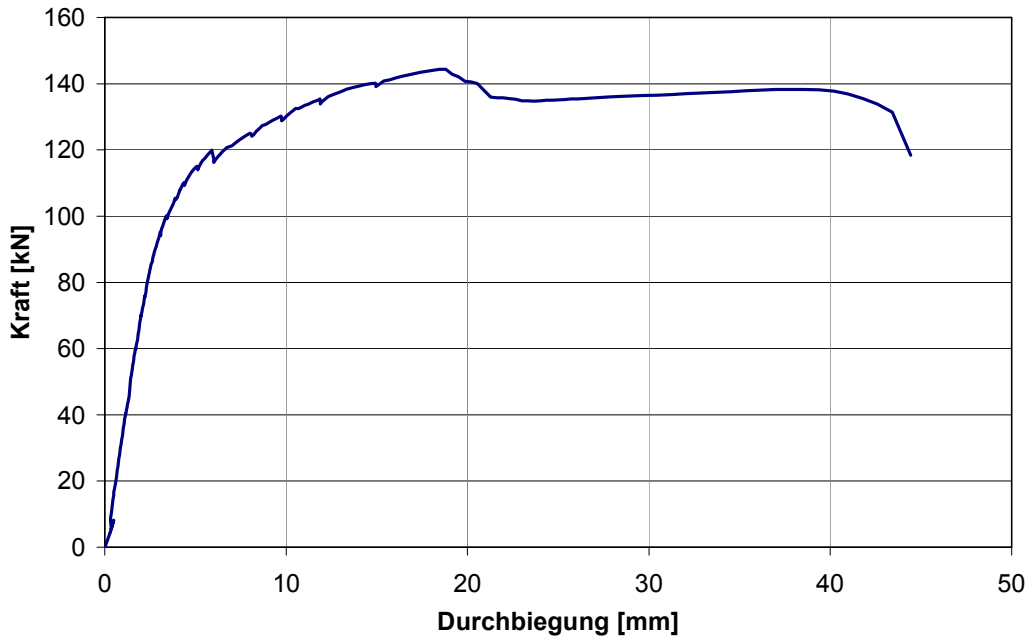


Abbildung 3.34: Durchbiegung am Kragarmende (Messstelle WT1)

Wie groß der Zuwachs zwischen der Durchbiegung bei Maximallast und der Durchbiegung bei 95 % der Maximallast von etwa 137 kN ist, lässt sich in Abbildung 3.35 verdeutlichen. Allerdings zeigt sich bei dieser Laststufe eine Überhöhung des Trägers im Feld. Die Durchbiegungen entlang des Kragarms sind in Abbildung 3.36 gegenübergestellt, wobei hier zu erkennen ist, dass sich die Durchbiegungen bis zum Erreichen der Höchstlast in einem engen Bereich aufhalten.

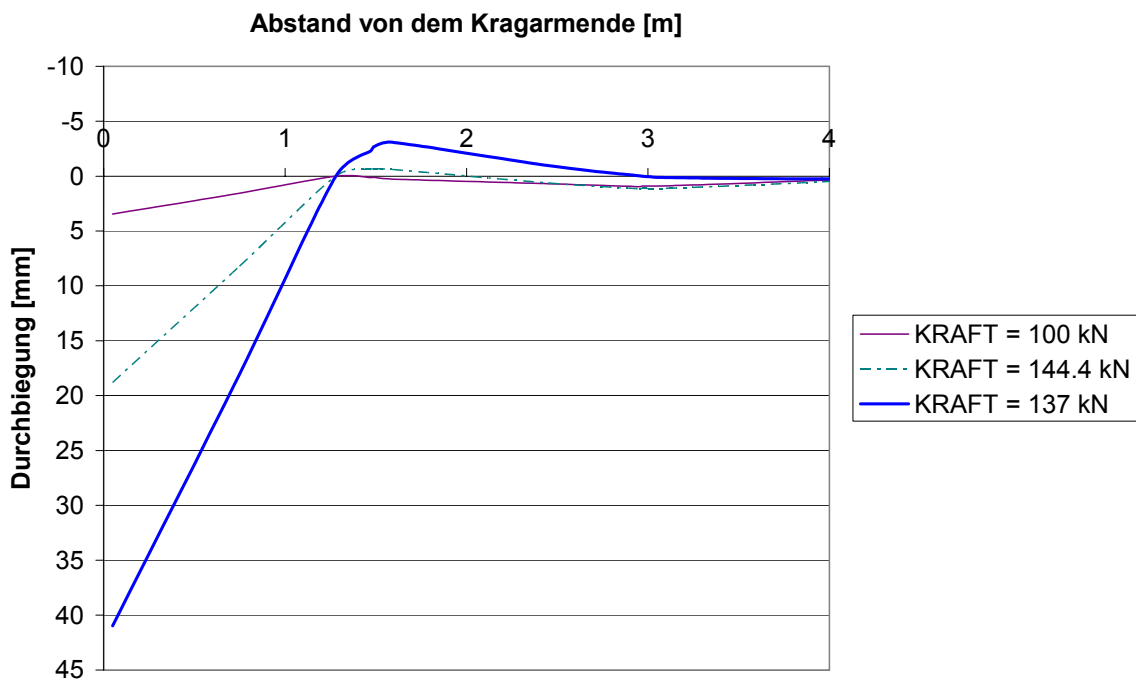


Abbildung 3.35: Biegelinie des Kragträgers 2 in Abhängigkeit der Laststufe



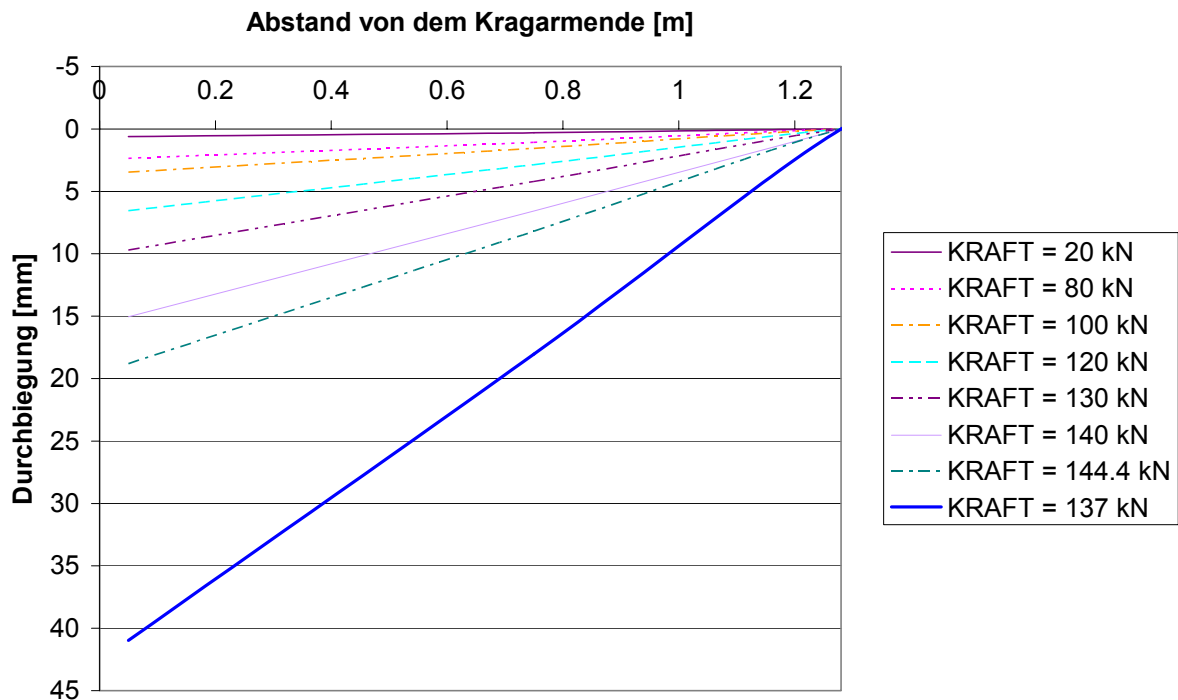


Abbildung 3.36: Durchbiegung entlang des Kragarms in Abhängigkeit der Laststufe

### Fugenöffnung

Die Fugenöffnung an der Messstelle W4 über die Last ist in Abbildung 3.37 dargestellt. Im Vergleich zu Kragträger 1 beträgt hier die Fugenöffnung bei 90 % der Höchstlast mit 2.8 mm gerade mal die Hälfte der entsprechenden Fugenöffnung des ersten Kragträgers.

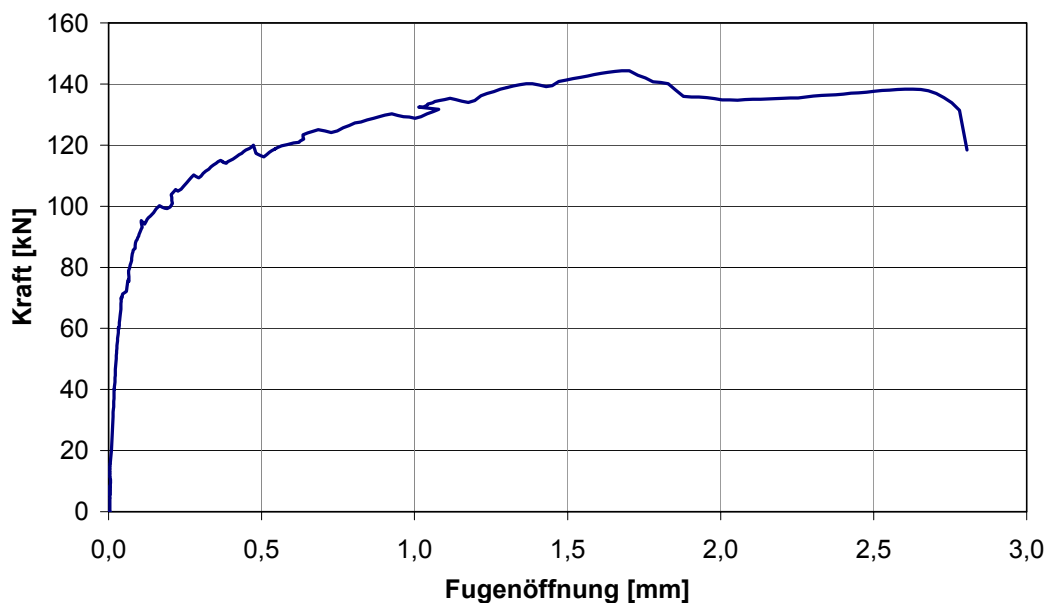


Abbildung 3.37: Öffnung der Fuge 1 (Messstelle W4)

Der Unterschied liegt darin, dass sich die erste Fuge des Kragträgers 2 auf der rechten Seite des Auflagers befindet und der gesamte Verdrehwinkel aufgrund der Belastung auf dieser Seite geringer ausfällt. Da sich die maximalen Durchbiegungen jedoch nicht zu stark voneinander unterscheiden, müssen die Rotationsanteile auf der Kragarmseite des Kragträgers 2 mehr über die Betonverformungen getragen werden.

In Abbildung 3.38 sind die Fugenöffnungen über die Querschnittshöhe in Abhängigkeit der Laststufe aufgezeigt. Auch hier scheinen die Fugenöffnungen annähernd linear über die Höhe zu verlaufen. Auf Höhe der unteren Spannglieder bleibt die Fuge in jeder Laststufe geschlossen. Erst über die Höchstlast hinaus ist ein stärkerer Zuwachs der Fugenöffnung zu verzeichnen.

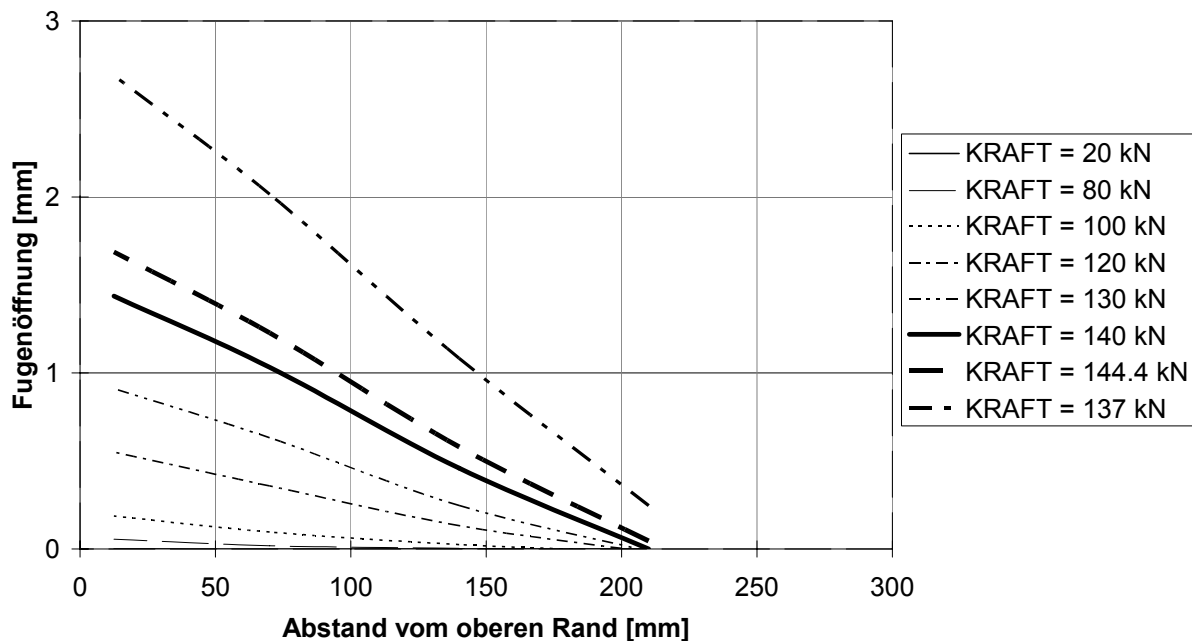


Abbildung 3.38: Fugenöffnung über die Höhe in Abhängigkeit der Laststufe

### Veränderung der Spannstahlkraft

Die Spannkraft in der oberen Lage ändert sich bis zum Erreichen der Maximallast um 14.7 kN bzw. 9 % der Anfangsvorspannung und bis zur Last von 137 kN um 31 kN bzw. 18 %. Der Verlauf ist in Abbildung 3.39 abgebildet. Die maximal gemessene Spannkraft im Spannglied liegt mit 202 kN unterhalb der Streckgrenze von 227 kN gemäß Materialprüfung. Der im Vergleich zu Kragträger 1 größere Zuwachs der Spanngliedkraft lässt sich auf die annähernd gleichen Längenänderungen bei kürzeren Spanngliedern zurückführen. Abbildung 3.40 zeigt den Kraftverlauf in den untenliegenden Spanngliedern.

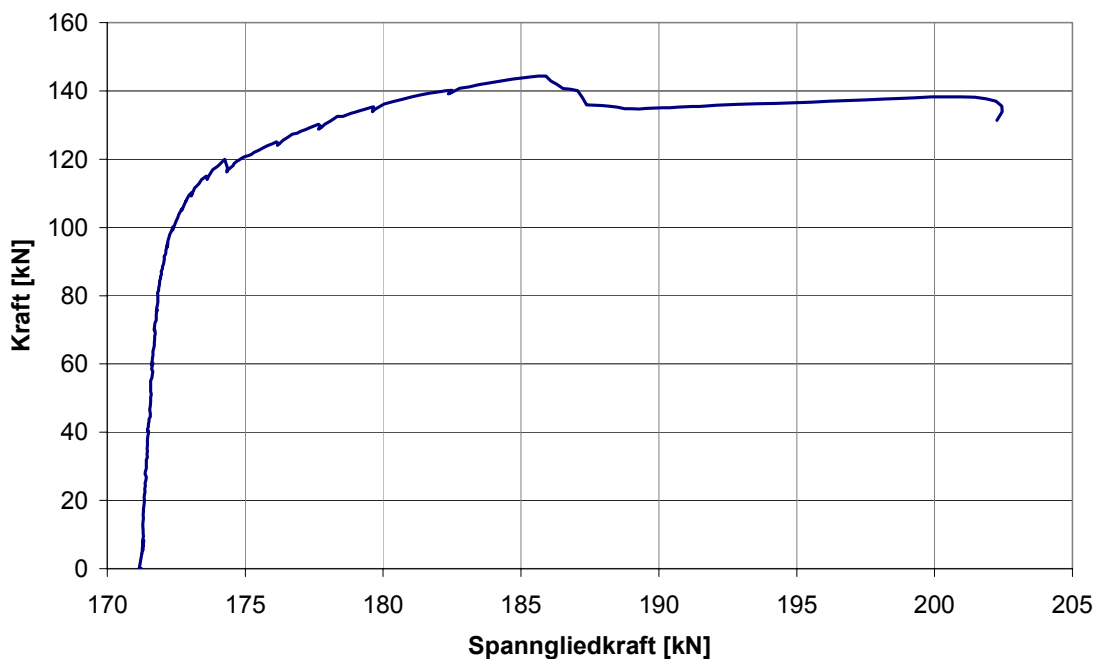


Abbildung 3.39: Spannstaahlkraft in der oben liegenden Monolitze

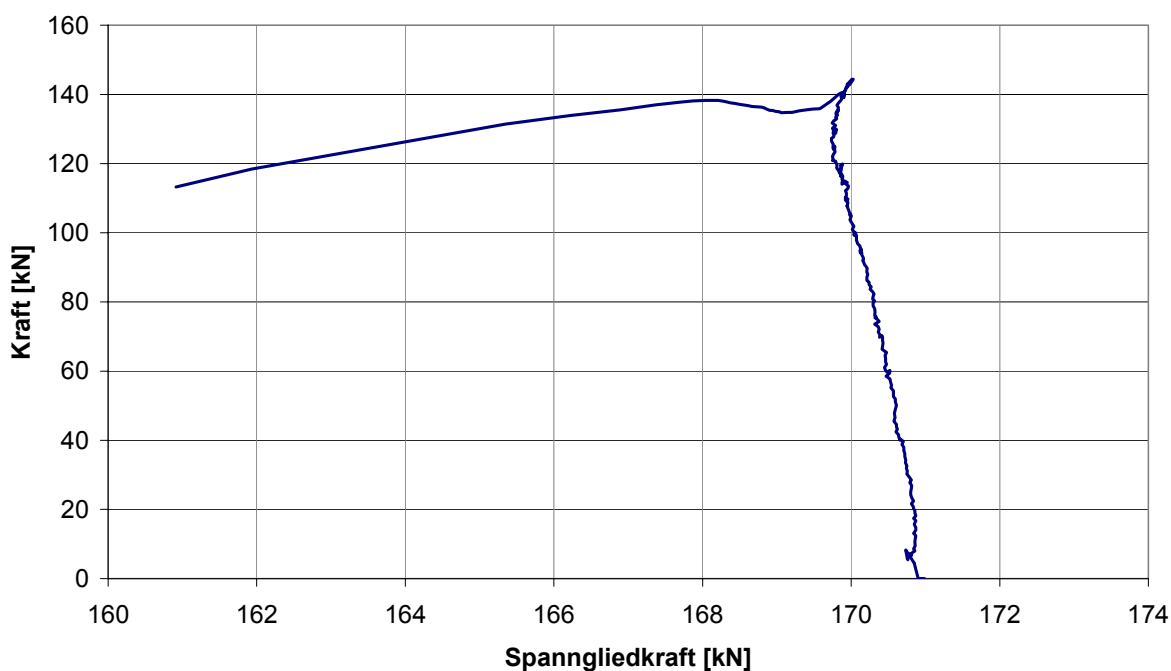


Abbildung 3.40: Spannstaahlkraft in der unten liegenden Monolitze

Hier ist wiederum ein leichter Zuwachs im Verlauf zwischen ca. 130 kN und der Maximallast zu erkennen, da sich die Nulllinie im Bereich des Auflagers nach unten verschiebt, wie es bei Kragträger 1 zu beobachten war. In Abbildung 3.23 zeigt sich die Lage der Risse bei 140 kN, die im unteren Bereich links der Fuge 1 weit fortgeschritten sind. Bis zur maximalen Laststufe beträgt der Spannkraftunterschied zur

Anfangsvorspannkraft lediglich 1 kN. Über die Maximallast hinaus nehmen die Kräfte in den untenliegenden Spanngliedern stärker ab, so dass bei Laststufe 137 kN 3.6 kN bzw. knapp 2 % Spannkraftabfall zu beobachten ist.

### Verhalten der Druckzone

Zur Auswertung der Stauchungen in der plastischen Zone stehen ausreichend Messwerte zur Verfügung, so dass die Stauchungsverteilung für diesen Bereich angegeben werden kann, siehe Abbildung 3.41.

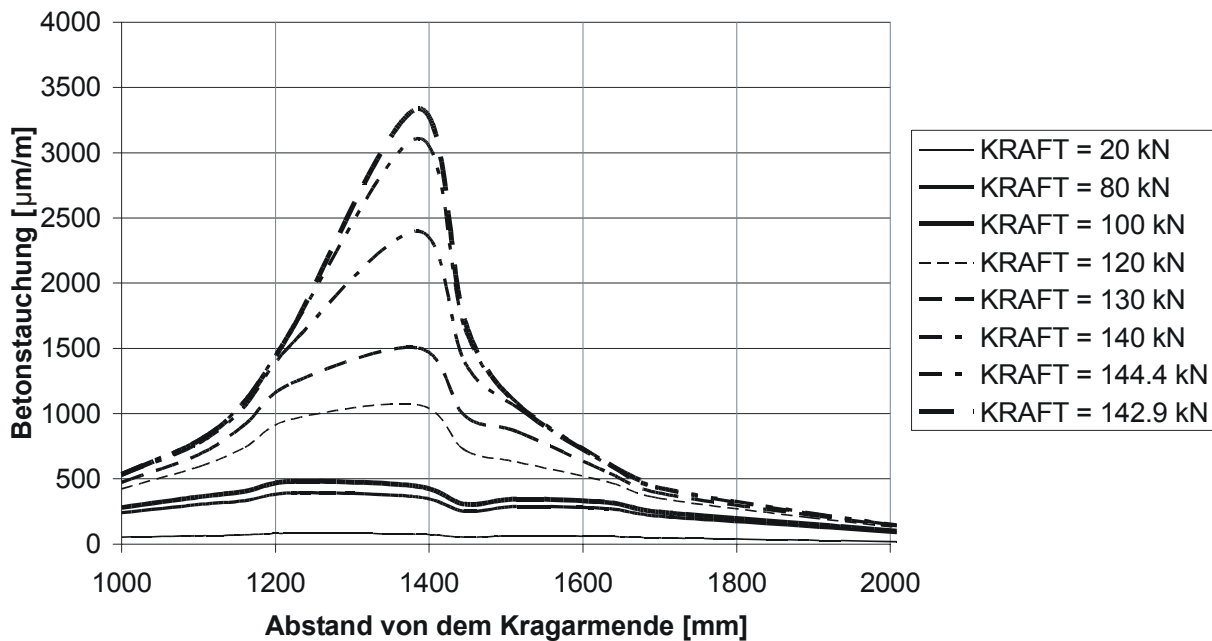


Abbildung 3.41: Betonstauchungen unten in Abhängigkeit der Laststufe

Allerdings muss hinzugefügt werden, dass die Messwerte das tatsächliche Verhalten nicht ganz widerspiegeln. Aufgrund des Ausfalls von PL5, dem am Auflager benachbarten Betondehnmessstreifen, wurden die maximalen Stauchungen 7.5 cm rechts des Auflagers gemessen. Der geringe Einbruch in den Stauchungen bei etwa 1450 mm rührt daher, dass die beiden an die Fuge 1 grenzenden Dehnmessstreifen PL7 und PL8 auf verschiedenen Segmenten mit unterschiedlichen Druckfestigkeiten befestigt waren. Bei einer weiten Fugenöffnung verringert sich die Druckzonenhöhe auf der linken Seite infolge der Rissbildung, und die Betonstauchungen links der Fuge nehmen stärker zu als auf der rechten.

Das plastische Gelenk entsteht bei einer Last von etwa 140 kN. Die größte Ausdehnung der plastischen Zone besteht nach Lastabfall unter 142.9 kN mit einem Wert von etwa 16 cm.

### 3.7.3 Kragträger 3

Durch die komplizierte Laststeuerung von Biege- und Torsionsmoment, welche stark vom Verformungsverhalten des Trägers beeinflusst wurde, kam es zu leichten Schwankungen der aufgebracht Last. Für die Versuchsauswertung wurden diese Schwankungen durch eine Trendlinie herausgefiltert und eine dazugehörige idealisierte Lastkurve ermittelt. Die Maximallast wurde somit anhand des idealisierten Lastverlaufs bestimmt und belief sich auf 77.9 kN. Im Bereich der Traglast war eine deutliche Zunahme der Verformungen zu erkennen, womit sich das Versagen auch hier vorzeitig ankündigte. Die Last fiel jedoch nach Erreichen der Höchstlast innerhalb kurzer Zeit rasch ab.

#### Durchbiegung

Die maximale Durchbiegung wurde wie bei den beiden Kragträgern zuvor 5 cm vom Kragarmende entfernt gemessen. Der während des Versuchs aufgezeichnete Durchbiegungsverlauf an der Stelle des induktiven Wegaufnehmers WT1, der an der Vorderseite des Trägers angebracht war, ist zum Vergleich mit der idealisierten Kurve in Abbildung 3.42 dargestellt. Die Auswertung erfolgt wie für alle anderen Messstellen anhand der Trendlinie, um den Einfluss der Lastschwankungen zu eliminieren.

Die Durchbiegung beträgt 26.3 mm bei Höchstlast und 28.9 mm nach Abfall der Last auf 95 % der Maximallast, was 74.0 kN entspricht. Mit einem weiteren Abfallen der Last auf 90 % der Maximallast bzw. 70.1 kN erreicht die Durchbiegung an der Messstelle WT1 einen Zuwachs von 0.9 mm. Damit ist die Verformungsreserve zwischen 95 % und 90 % der Maximallast äußerst gering.

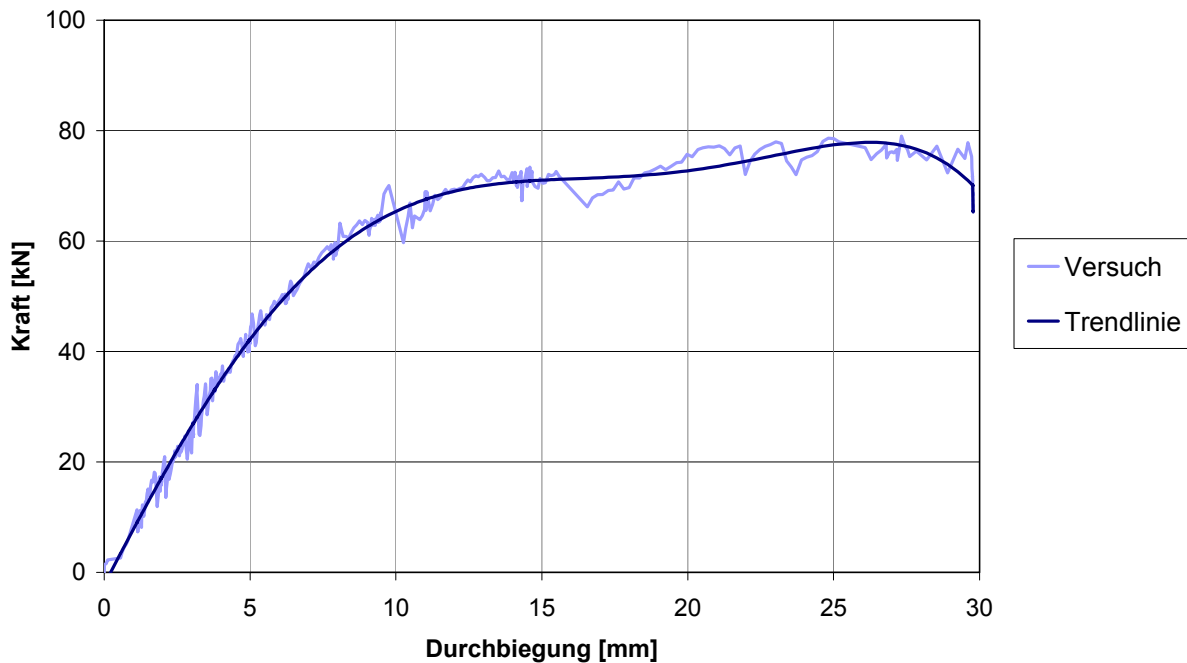


Abbildung 3.42: Durchbiegung am Kragarmende (Messstelle WT1)

Infolge der Torsionsbelastung verdreht sich der Querschnitt und es ergeben sich unterschiedliche Durchbiegungen an der Vorder- und Rückseite der Segmente. Zum Zeitpunkt der Höchstlast zeigt der Kragarm an der Vorderseite eine um 4.6 cm höhere Durchbiegung als an der Rückseite. Diese Differenz steigt auf einem Wert von 4.8 cm bei 95 % der Höchstlast im abfallenden Ast an.

Die Biegelinie in Abbildung 3.43 zeigt die gemittelten Durchbiegungen zu den Laststufen 50 kN, 77.9 kN und 74.0 kN. Auch hier konzentrieren sich die wesentlichen Verformungen auf den Bereich des Kragarms. Die Biegelinie zur Laststufe von 50 kN mit einer maximalen Durchbiegung von 6.2 mm zeigt sich nahezu identisch mit der des Kragträgers 1. Bei gleicher Biegebelastung besitzt dieser eine Durchbiegung von 5 mm. Die Biegelinie des Kragarms zu verschiedenen Laststufen ist in Abbildung 3.44 vergrößert aufgezeigt.

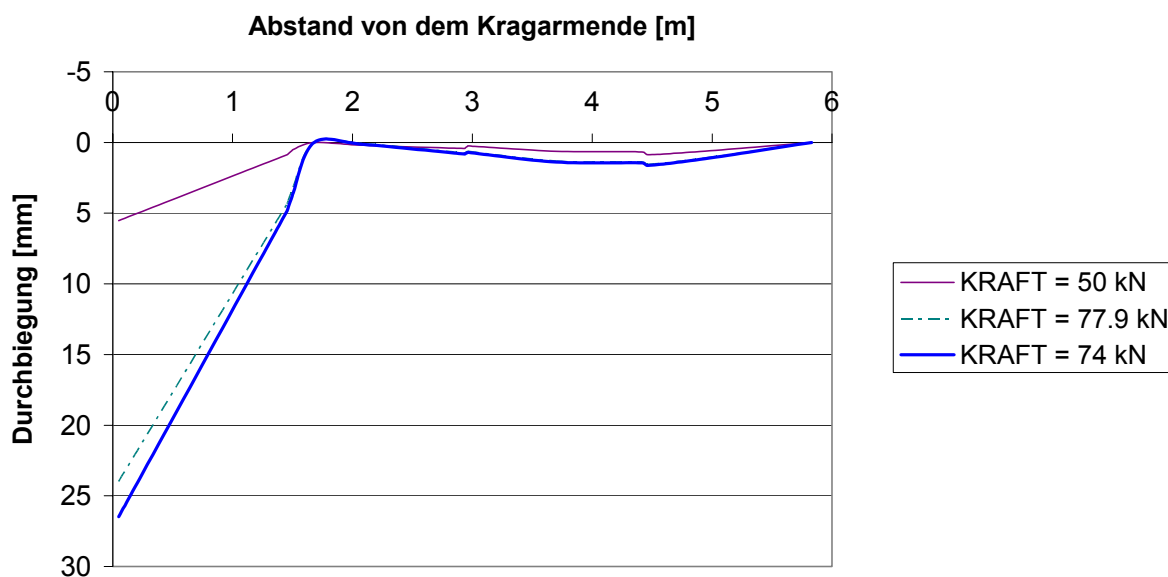


Abbildung 3.43: Biegelinie des Kragträgers 3 in Abhängigkeit der Laststufe

Der Zuwachs der Verformungen schreitet bis zu einer Last von 70 kN allmählich voran. Die Biegelinien sind denen des Kragträgers 1 ähnlich. Bei einer Last von 70 kN ergibt sich eine maximal gemessene Durchbiegung von 13.0 mm gegenüber 10.4 mm. Der Zuwachs der größten gemessenen Durchbiegung beträgt bei einem Lastzuwachs von etwa 11 % bis zur Maximallast rund 100 %. Der weitere Anstieg der Durchbiegung bei einem Lastabfall um 5 % beläuft sich auf lediglich 11 %.

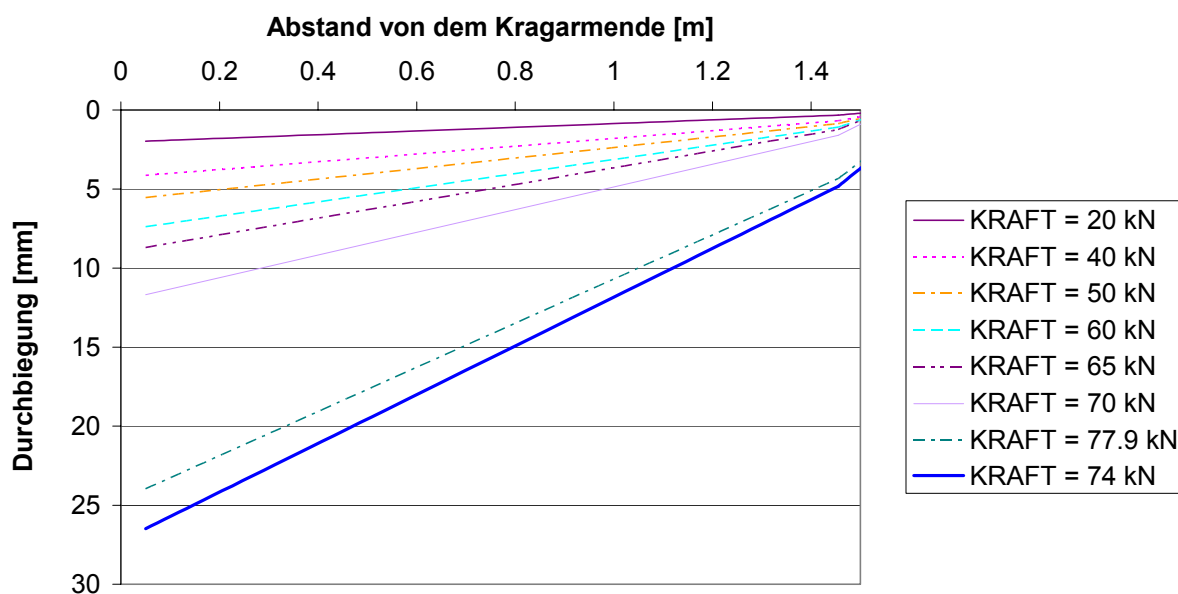


Abbildung 3.44: Durchbiegung entlang des Kragarms in Abhängigkeit der Laststufe

## Fugenöffnung

Abbildung 3.45 zeigt das Fugenöffnungsverhalten der Fuge 1 in der Mittelachse des Trägers.

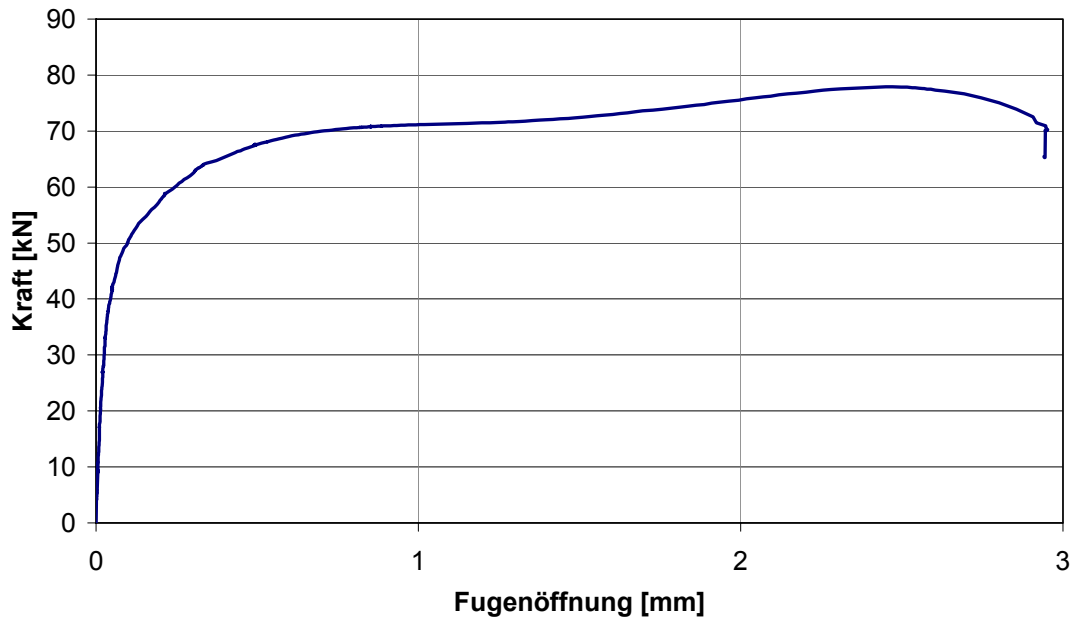


Abbildung 3.45: Maximale Fugenöffnung (Messstelle W3)

Im Vergleich zu Kragträger 1 ist bei Kragträger 3 ein nichtlineares Anwachsen der Fugenöffnung früher festzustellen, nämlich bereits bei 40 kN. Während die Fugenöffnung bei 50 kN lediglich 0.1 mm beträgt, hat sie bei 70 kN 0.7 mm erreicht und steigt dann bis zur Höchstlast auf 2.5 mm an. Bei Reduktion der Last auf 95 % der höchsten Last beträgt die Fugenöffnung 2.9 mm und wächst bis zu 90 % der Höchstlast auf nur 3.0 mm an.

In Abbildung 3.46 sind die gemittelten Fugenöffnungen, die in der Mitte des Trägers auftreten, dargestellt. Da hier lediglich drei Wegaufnehmer über die Höhe zur Verfügung stehen, kann der Verlauf nicht exakt nachgebildet werden. Es deutet sich jedoch ein nichtlinearer Verlauf der Fugenöffnung an. Der starke Anstieg der Fugenöffnung zwischen 70 kN und der Maximallast ist hier wiederum zu erkennen.



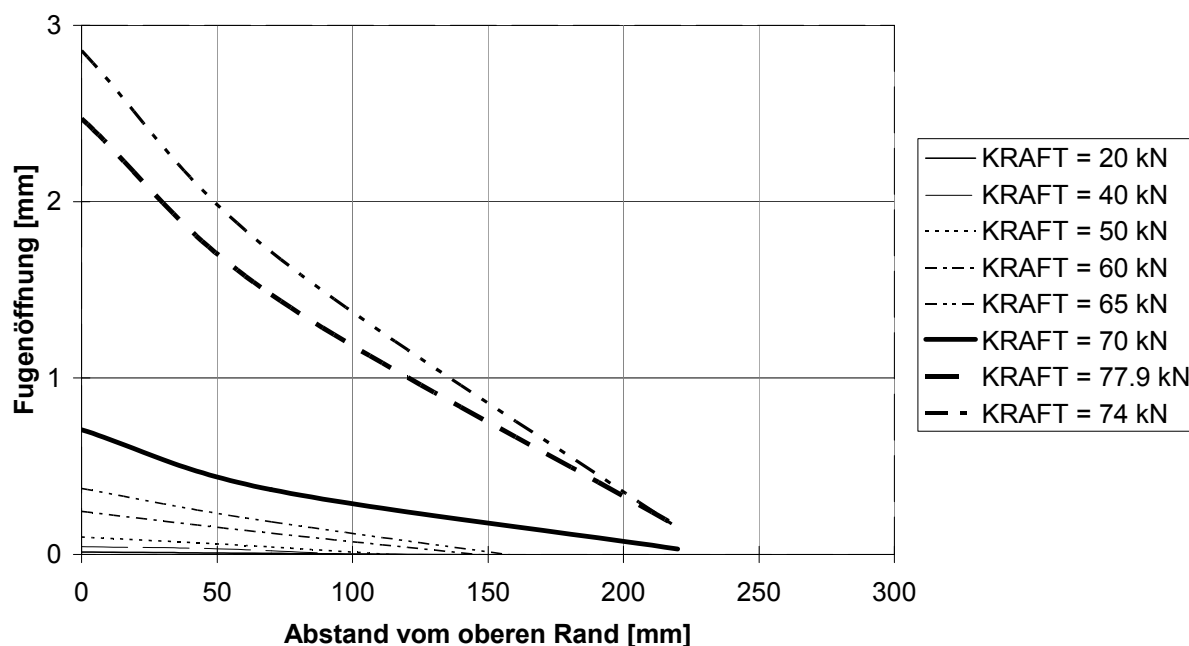


Abbildung 3.46: Fugenöffnung über die Höhe in Abhängigkeit der Laststufe

### Veränderung der Spannkraft

Am Anfang des Versuchs variieren die Spannkräfte um etwa 1 % von der mittleren Vorspannkraft, so dass sich die folgenden Vergleiche auf die Änderung der Spannkraft beziehen. In der Abbildung 3.48 sind die Zuwächse in den oben liegenden Spanngliedern gegenübergestellt. Die Spannkraftzuwächse weichen bis zu 0.6 kN voneinander ab und haben sich bis zur Maximallast wieder einander angenähert. Der maximale Zuwachs in den Spanngliedern erreicht bei beiden 11.5 kN bei etwa 90 % der Höchstlast. Die maximal erreichte Spannkraft im oberen, vorderen Spannglied liegt mit rund 185 kN weit unterhalb der Streckgrenze.

Die Abnahme der Spannkraft in den unten liegenden Monolitzen ist in Abbildung 3.48 aufgezeigt. Hier beträgt der maximale Unterschied der Spannkraftänderung zwischen dem vorne und dem hinten liegenden Spannglied 0.35 kN. Bei Maximallast haben beide Spannglieder den gleichen Wert an Spannkraftabnahme erreicht und zeigen bis 90 % der Maximallast kaum Abweichungen in ihrem Verhalten der Spannkraftänderung. Die Spannkräfte haben sich bis zu dieser Last um etwa 2.6 kN reduziert.

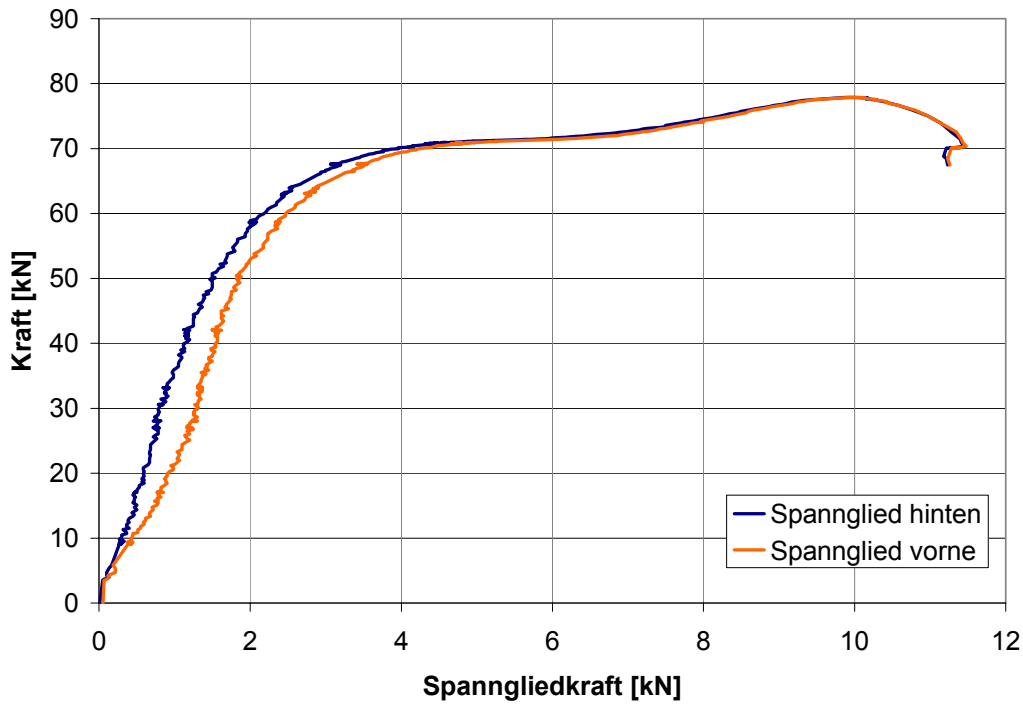


Abbildung 3.47: Änderung der Spannstahlkraft in den oben liegenden Monolitzen

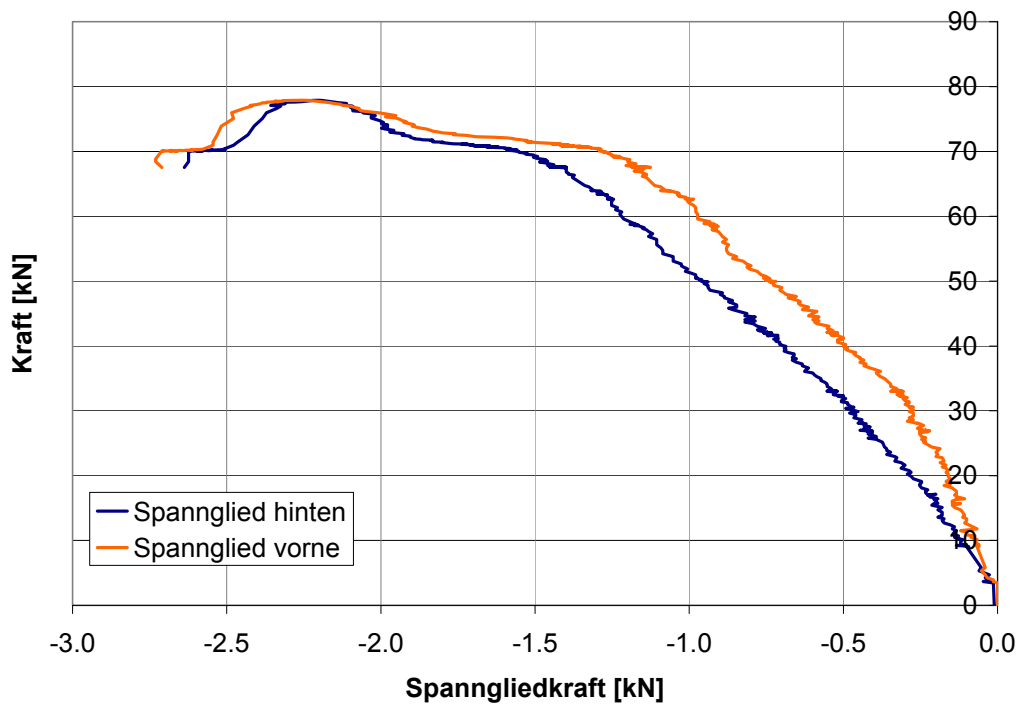


Abbildung 3.48: Änderung der Spannstahlkraft in den unten liegenden Monolitzen

### Verhalten der Druckzone

Die Dehnmessstreifen im Bereich des linken Auflagers zeigen größtenteils vor Erreichen der maximalen Last einen Abfall der Messwerte. Dieser wird verursacht

durch eine Rissbildung, die zum Abplatzen der äußeren Betonschicht führt. Aus diesem Grund können keine ausreichenden Aussagen über die Betonstauchungsentwicklung in diesem Bereich getroffen werden. Wie schon im zweiten Versuch beobachtet, treten durch die verstärkte Rissbildung hohe lokale Betonstauchungen in den Lamellen zwischen den Rissen auf, die zu dem Abplatzen der oberen Betonschicht führen, jedoch nicht zu einem sofortigem Versagen der Druckzone.

Abbildung 3.49 zeigt den Stauchungsverlauf des Messstreifens PL8 bis zu einer Last von 71.5 kN. Der Messstreifen befindet sich auf der Unterseite des Segments 2 im Abstand von 9.4 cm von der ersten Fuge und zwar hinter dem Auflager. Vor Abbruch des Aufzeichnens bei der Last von 71.5 kN beträgt die Stauchung im Messbereich 2.1 ‰.

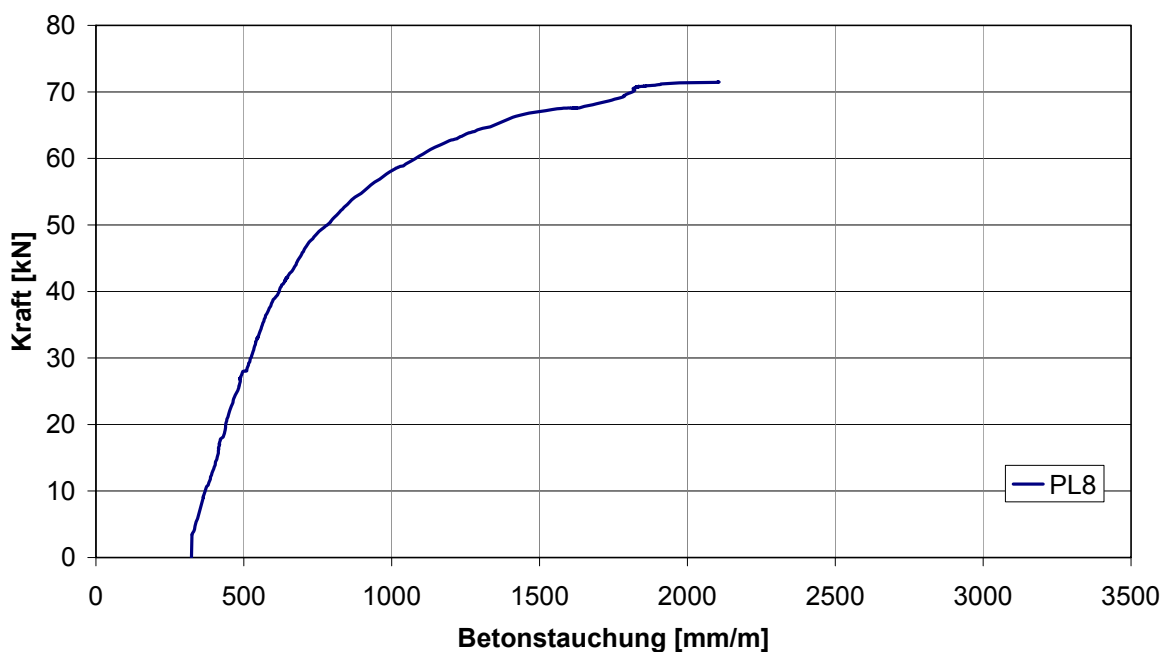


Abbildung 3.49: Maximal gemessene Betonstauchung

Eine gemittelte Stauchung im Bereich des Auflagers lässt sich mit Hilfe des Wegaufnehmers W8 angeben. Dieser ist auf der Vorderseite des Trägers knapp über dem linken Auflager platziert. Die Messungen ab Versuchsbeginn bis zu einer Last von 90 % der Höchstlast sind in Abbildung 3.50 erkennen.

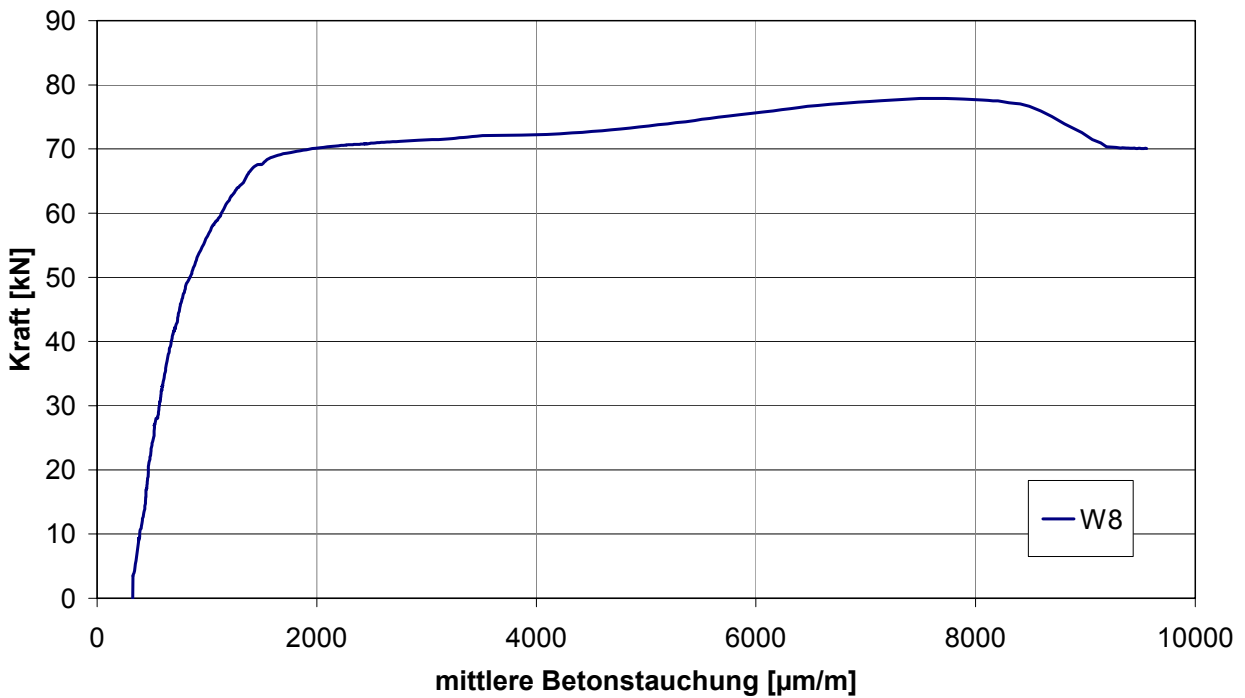


Abbildung 3.50: Mittlere Betonstauchung über dem linken Auflager

Die bei etwa 71 kN gemessenen mittlere Stauchung von 2.6 ‰ weist auf den Plastizierungsbeginn im Beton hin. Die darauf folgenden Werte bestätigen hohe Betonstauchungen im Bereich des Auflagers bis über 8 ‰, die zu einem Abplatzen der Betondeckung führen.

### 3.8 Versuchsauswertung

#### 3.8.1 Ermittlung der Rotationsfähigkeit

Die Rotationsermittlung erfolgt am Trägerabschnitt zwischen dem Kragarmende und dem Nulldurchgang des Momentenverlaufs im Feld. Die Trägerverformung und die auftretenden Rotationen am Trägerabschnitt des unsymmetrischen Trägers sind in Abbildung 3.51 qualitativ dargestellt.

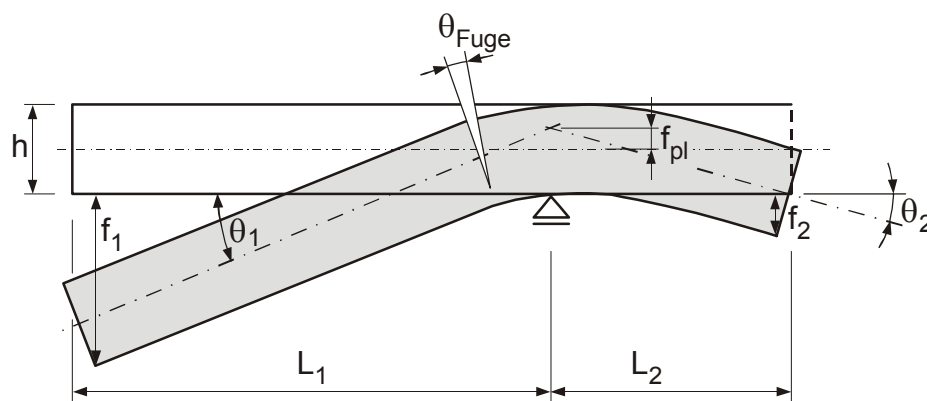


Abbildung 3.51: Verformungsfigur im maßgebenden Abschnitt

Die Rotation setzt sich aus den Teilrotationen  $\theta_1$  links des Auflagers im Kragarm und  $\theta_2$  rechts des Auflagers bis zum Momentennullpunkt zusammen. Die Verformungsfigur lässt sich idealisiert geradlinig darstellen, was bei Annahme eines plastischen Gelenks an einem Punkt üblicherweise angewendet wird. Gegenüber der Systemlinie im Anfangszustand erhält die Durchbiegung am Abschnittsende einen zusätzlichen Anteil, die sogenannte plastische Durchbiegung  $f_{pl}$ .

Diese plastische Durchbiegung wird meist bei der Ermittlung der Rotationsfähigkeit nach der Plastizitätstheorie vernachlässigt. Die Verformungsskizze eines symmetrisch belasteten Einfeldträgers und die entsprechende Berechnung ist in Abbildung 3.52 a aufgezeigt. Die Gesamtrotation ergibt sich über einfache geometrische Beziehungen. Mit Kenntnis der Länge des plastischen Gelenks, dessen Ausdehnung sich tatsächlich über einen gewissen Bereich erstreckt, kann die Gesamtrotation beispielsweise für den symmetrisch belasteten Einfeldträger gemäß [94] bestimmt werden. Die dazugehörige Verformungsskizze und die Berechnung unter Berücksichtigung des plastischen Verformungsbereichs ist in Abbildung 3.52 b dargestellt. Für die Versuchsauswertung wird jedoch die Gesamtrotation ohne Kenntnis der plastischen Länge  $l_{pl}$  unter Vernachlässigung der plastischen Durchbiegung  $f_{pl}$  berechnet. Aufgrund der geringen Durchbiegungen  $f_1$  und  $f_2$  erscheint dies ausreichend genau.

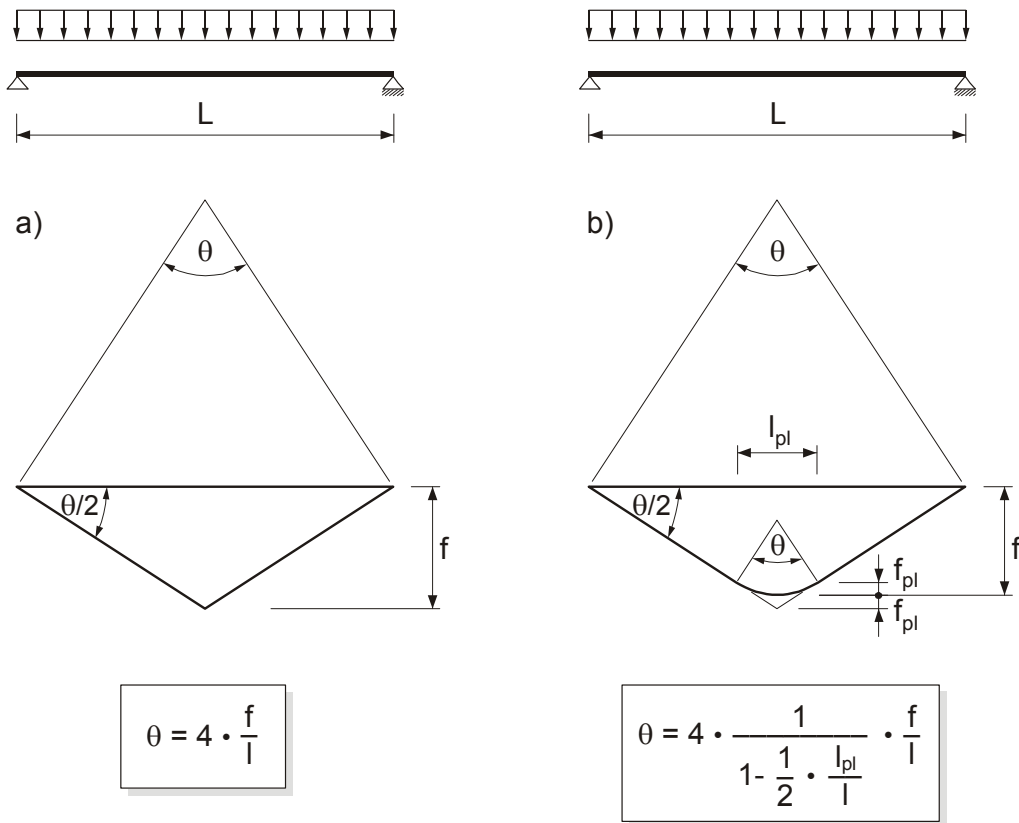
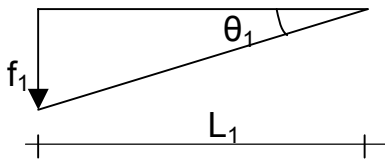


Abbildung 3.52: Verformungsfigur eines Einfeldträgers unter  
 a) Annahme eines plastischen Gelenks,  
 b) Annahme eines plastischen Verformungsbereiches [94]

Die Rotation ergibt sich somit näherungsweise über die trigonometrischen Zusammenhänge für den linken Teilabschnitt des Kragträgers zu:



$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{f_1}{L_1}\right) \quad (3.1)$$

und analog für den rechten Teilabschnitt zu:

$$\theta_2 = \arctan\left(\frac{f_2}{L_2}\right) \quad (3.2)$$

mit:

- $f_1$  Durchbiegung am Kragarmende
- $f_2$  Durchbiegung an der Stelle des Momentennulldurchgangs
- $L_1$  Kragarmlänge
- $L_2$  Abstand Auflager – Momentennullpunkt

Die jeweiligen Anteile werden schließlich zur gesamten Rotation  $\theta$  addiert. Die einzelnen Rotationsanteile – elastische und plastische Rotation – werden auf der Grundlage der in Abschnitt 2.2.1 erläuterten Definition nach CEB für die beiden Trägerabschnitte mit negativem Moment ermittelt. Die Plastizierung des Trägers beginnt bei Erreichen der maximalen Betondruckspannung an der kritischen Stelle oder bei Erreichen der Streckgrenze im Betonstahl oder Spannstahl. Bei den hier vorliegenden Versuchsträgern wurde über die Messtechnik die Plastizierung in der Druckzone erfasst. Diese wird in Anlehnung an einen C50/60 bei einer Stauchung von  $\varepsilon_{c1} = 2.6 \text{ ‰}$  angenommen.

Es werden nachfolgend die jeweiligen Rotationsanteile bei Maximallast und 95 % der Maximallast ausgewertet. Der aus den Messdaten ermittelte Plastizierungsbeginn und die sich daraus abgeleitete plastische Rotation sind zu konservativ, da die gemessenen Stauchungen einen Mittelwert über 60 bis 90 mm bieten und sich nicht unbedingt an der Stelle der höchsten Stauchung befinden. Diese können erst durch die numerische Berechnung genauer bestimmt werden.

### 3.8.2 Versuchsauswertung

Die Rotationswerte zur Maximallast und 95 % der Maximallast sind in Tabelle 3.7 aufgelistet. In Abbildung 3.53 sind die Rotationen und Fugenbreiten der drei Versuchsträger in Abhängigkeit des einwirkenden Moments dargestellt. Neben den Rotationsanteilen  $\theta_u$ ,  $\theta_{95}$ ,  $\theta_{el}$  und  $\theta_{pl}$  ist zusätzlich der Fugenrisswinkel  $\theta_{Fuge}$  angegeben. Für Kragträger 3 bezieht sich der berechnete Winkel auf die Querschnittsmitte. Unter Vernachlässigung des kurzzeitigen Lastabfalls von 6.7 % zeigt Kragträger 2 die größte Rotationsfähigkeit. Da jedoch der Lastabfall mit einem Abplatzen der Betondeckung im Bereich der plastischen Zone einhergeht, wird für die weitere Beurteilung des Nachbruchverhaltens die Rotationsfähigkeit  $\theta_{95}$  direkt nach dem ersten Abfall der Maximallast festgelegt. Die Verformungen über diesen Grenzwert

ohne Berücksichtigung des Abplatzens sind sowohl in den Diagrammen als auch in der Tabelle mit einem \* markiert.

|                     | $M_{el}$ | $\theta_{el}$ | $M_u$ | $\theta_u$ | $\theta_{u,pl}$ | $\theta_{u,Fuge}$ | $M_{95}$ | $\theta_{95}$ | $\theta_{95,pl}$ | $\theta_{95,Fuge}$ |
|---------------------|----------|---------------|-------|------------|-----------------|-------------------|----------|---------------|------------------|--------------------|
|                     | [kNm]    | [mrad]        | [kNm] | [mrad]     | [mrad]          | [mrad]            | [kNm]    | [mrad]        | [mrad]           | [mrad]             |
| <b>Kragträger 1</b> |          |               |       |            |                 |                   |          |               |                  |                    |
| $a/d = 4.9$         | 100.7    | 14.4          | 107.2 | 22.7       | 8.3             | 15.6              | 101.8    | 26.6          | 12.2             | 20.4               |
| $l_0/d = 11$        |          |               |       |            |                 |                   |          |               |                  |                    |
| <b>Kragträger 2</b> |          |               |       |            |                 |                   |          |               |                  |                    |
| $a/d = 3.2$         | 110.7    | 13.4          | 114.1 | 16.9       | 3.5             | 10.5              | 108.4    | 19.0          | 5.6              | 11.7               |
| $l_0/d = 7.9$       |          |               |       |            |                 |                   |          | 36.3 *        | 22.9 *           | 17.4 *             |
| <b>Kragträger 3</b> |          |               |       |            |                 |                   |          |               |                  |                    |
| $a/d = 4.9$         | 84.9     | 10.3          | 92.7  | 16.3       | 6.0             | 14.3              | 88.1     | 18.1          | 7.8              | 15.9               |
| $l_0/d = 11$        |          |               |       |            |                 |                   |          |               |                  |                    |

$M_{el}$  Biegemoment am linken Auflager bei  $\varepsilon_{c1}$

$\theta_{el}$  Rotation bei  $\varepsilon_{c1}$

$M_u, M_{95}$  Moment unter Maximallast und Moment nach 5 % Lastabfall

$\theta_u, \theta_{95}$  Rotation bei Maximallast und 95 % der Maximallast

$\theta_{pl} = \theta - \theta_{el}$

(3.3)

$\theta_{Fuge}$  Fugenrisswinkel

\* Verformungen nach Abplatzen der Betondeckung

Tabelle 3.7: Vergleich der Versuchsergebnisse



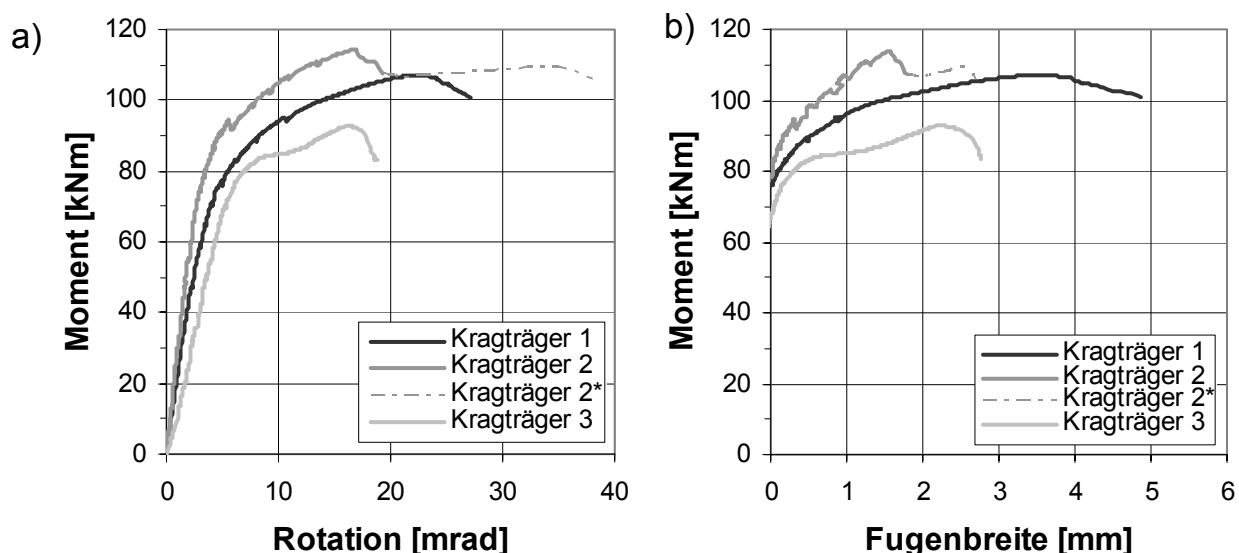


Abbildung 3.53: Vergleich der Versuchsträger:  
a) Momenten-Rotations-Kurve,  
b) Fugenbreite der Fuge 1

### Vergleich der Maximallast und Rotationen – Kragträger 1 und Kragträger 2

Ein Vergleich der beiden biege- und querkraftbeanspruchten Versuchsträger zeigt ein knapp 7 kNm größeres Tragmoment des Kragträgers 2 gegenüber Kragträger 1 bei gleichem Querschnitt. Dies liegt zum einem an der etwas höheren Druckfestigkeit des Betons, aber auch die geringeren Trägerschlankheits- und Schubschlankheitswerte des Kragträgers 2 führen zu einer höheren Maximallast. Dagegen sind die Rotationen  $\theta_u$  und  $\theta_{95}$  des Kragträgers 2 deutlich geringer als die des Kragträgers 1, wobei auch der Anteil der Fugenöffnung an der Gesamtrotation geringer ausfällt. Die Fuge 1 des Kragträgers 2 befindet sich auf der rechten Seite des Auflagers, auf welcher der Momentenverlauf steiler abnimmt. Aus diesem Grund öffnet sich die Fuge erst unter einer höheren Prüfkraft als die Fuge des ersten Tragsystems. Zudem sind die Gesamtverformungen rechts des Auflagers wesentlich kleiner als links des Auflagers. Ohne Beachtung des kurzzeitigen Abfalls ergibt sich jedoch eine beinahe doppelt so große Gesamtrotation.

### Vergleich der Maximallast und Rotationen – Kragträger 1 und Kragträger 3

Diese Versuchsträger besitzen die gleichen Querschnitts- und Systemabmessungen und in etwa die gleiche Betonfestigkeit. Der maßgebende Unterschied liegt in der Belastungsart. Kragträger 1 wird im Vergleich zum Kragträger 3 ohne ein zusätzliches Torsionsmoment belastet, so dass sein Biegemoment betragsmäßig ca. 1.2-fach größer ausfällt. Dagegen fällt das Verhältnis der Rotationsanteile mit 1.4:1

größer aus, die Rotationen des Tragsystems sind somit unter zusätzlicher Torsionsbeanspruchung verhältnismäßig geringer. Auffallend ist der größere Anteil der Fugenöffnung am Rotationsverhalten des torsionsbeanspruchten Trägers, so dass die Verformungen innerhalb des Segments einen geringeren Anteil zum Gesamtrationsverhalten beitragen. Genauere Aussagen lassen sich auf Grund der erwähnten Schwankungen in der Versuchssteuerung und Ausfall von Messstellen nicht treffen. Ein weiterer Versuch und anschließende Parameterstudien sind notwendig, um den Einfluss der Torsion genauer zu erforschen.

### Vergleich der Spannungszuwächse im Spannstahl – alle Versuchsträger

Der Zuwachs der Spannungen in Abhängigkeit von den Rotationen zeigt in allen drei Fällen einen näherungsweise bilinearen Verlauf. Bis zum Öffnen der Fuge steigt die Kurve recht flach an, danach vergrößert sich die Steigung um etwa 70 % bei Kragträger 1 und Kragträger 3, bei Kragträger 2 um mehr als das Doppelte. Der deutlich stärkere Zuwachs der Spannstahlspannungen beruht hier auf der kleineren Trägerschlankheit. Bei gleichen Längenänderungen des Spannstahls ergeben sich aufgrund der kürzeren Spanngliedlänge größere Dehnungen und Spannungen. Sowohl die Spannstahlspannungen des Kragträgers 1 als auch die des Kragträgers 2 wachsen um mehr als  $100 \text{ MN/m}^2$  an, wobei sogar die des Kragträgers 2 nach Abplatzen des Betons nicht die Streckgrenze erreichen. Die Spannungen im torsionsbeanspruchten Träger wachsen bis 95 % der Maximallast nur um  $80 \text{ MN/m}^2$  an.

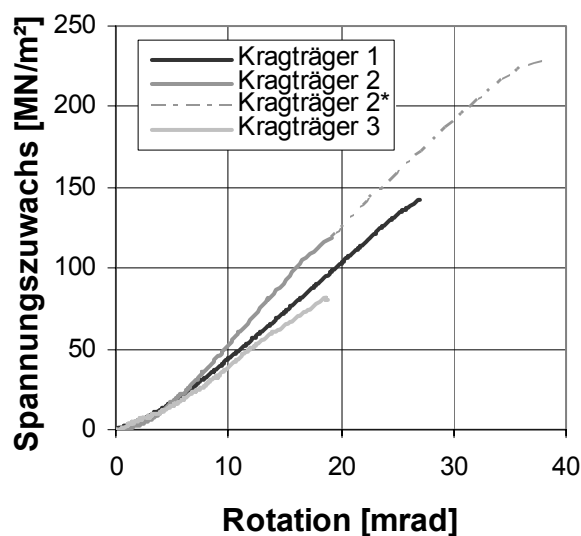


Abbildung 3.54: Vergleich der Versuchsträger: Spannungszuwachs im Spannstahl über die Rotation

## 4 Rechnerische Untersuchungen zur Trag- und Verformungsfähigkeit

Die numerischen Untersuchungen erfolgten mit Hilfe des Finite-Element-Programms ABAQUS [2]. Dieses Programm erlaubt dem Anwender, selbstentwickelte Materialgesetze und Elementtypen an entsprechenden Schnittstellen einzubinden. So wurden zur wirklichkeitsgetreuen Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens von Beton sowie des spezifischen Verbundverhaltens zwischen Beton und Betonstahl am Institut entwickelte Unterprogramme in ABAQUS implementiert. Diese Unterprogramme berücksichtigen u. a. das spezifische Nachbruchverhalten sowie die Rissbildung bei Zug und Schub. Die Grundlagen der verwendeten Unterprogramme werden nachfolgend vorgestellt. Auf die Grundlagen der Finiten-Element-Methode wird auf die einschlägige Literatur, Bathe [6], Zienkiewicz, Taylor [97] verwiesen. Es folgt die Verifikation der verwendeten Modelle sowie die daran anschließende Studie verschiedener Einflussgrößen auf das Trag- und Verformungsverhalten verbundlos vorgespannter Segmentträger.

### 4.1 Berechnungsmodell

#### 4.1.1 Konstitutive Beziehungen für Beton

Das komplexe Materialverhalten des inhomogenen Werkstoffes Beton erfordert einige Vereinfachungen, um Definitionen relativ überschaubar zu halten und Rechnerleistungen nicht unnötig zu strapazieren. So erfolgen die Betrachtungen des Werkstoffes Beton auf makroskopischer Ebene, womit vereinfacht angenommen wird, dass der Werkstoff homogen ist. Für die Untersuchungen der Biegeträger genügt es, von einem biaxialen Modell unter der Voraussetzung des ebenen Spannungszustandes auszugehen. Zur Modellierung des Werkstoffverhaltens der biegebeanspruchten Segmentträger ist das von Akkermann [3] am Institut für Massivbau entwickelte Unterprogramm geeignet. Dieses wurde bereits für numerische Berechnungen an Rahmenecken mit sehr guter Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen eingesetzt. In diesem Kapitel werden die Grundlagen der Materialgesetze und die im Unterprogramm angewendeten, wesentlichen Formeln vorgestellt.

#### Beton unter Zugbeanspruchung

Das in Kapitel 2.1.1 beschriebene Materialverhalten unter Zugbeanspruchung wird hier mittels einer trilinearen Kurve angenähert. Der gewählte Ansatz vereint das fiktive Rissmodell (Fictitious Crack Model) nach Hillerborg, Modeer und Petersen

[51], welches die Rissprozesszone beschreibt und das Rissbandmodell (Crack Band Model) nach Bazant, Oh [7], welches die Rissprozesszone auf ein endliches Maß beschränkt. Aufgrund der Dehnungsdiskontinuität im Rissbereich werden die Spannungen nach Erreichen der Zugfestigkeit zunächst auf mittlere Rissweiten anstelle auf Dehnungen bezogen. Bei der Grenzzrissbreite  $w_1$  fällt die übertragbare Spannung auf Null ab. Die Bruchenergie  $G_f$ , die sich entsprechend aus dem Integral über die Rissweite ab Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  bis zur Rissweite  $w_1$  ergibt, wird als Materialkonstante eingesetzt.

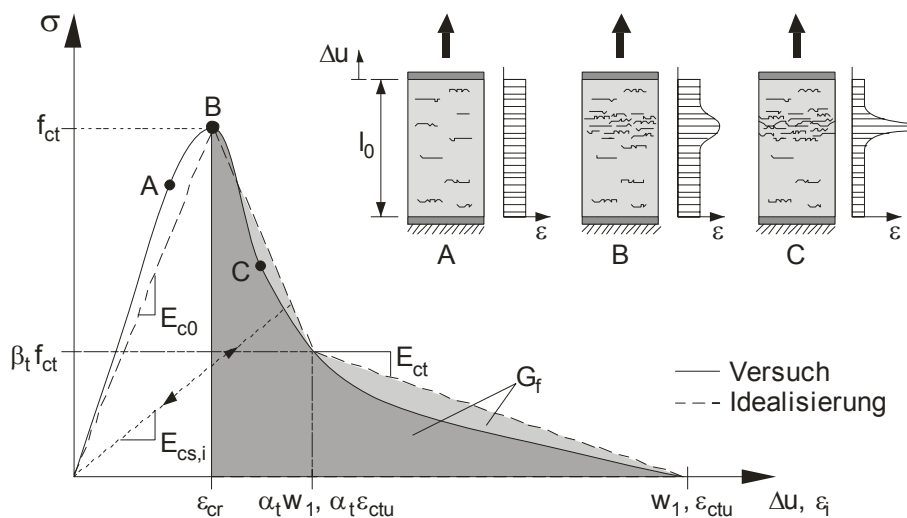


Abbildung 4.1: Idealierte Spannungs-Dehnungsbeziehung unter Zugbeanspruchung aus [3]

Nach Model Code 90 wird die Bruchenergie wie folgt bestimmt:

$$G_f = 0.04 \left( \frac{f_{c0} [\text{MPa}]}{10} \right)^{0.7} [\text{N/m}] \quad (4.1)$$

Auf Grundlage des bilinearen Entfestigungsverhaltens nach Roelfstra, Wittmann [79] lässt sich die Grenzzrissbreite über folgenden Ansatz ermitteln:

$$w_1 = \frac{2 \cdot G_f}{f_{ct} \cdot (\alpha_t + \beta_t)} \quad (4.2)$$

mit:

$$\alpha_t = 0.14 \text{ und}$$

$$\beta_t = 0.25 \text{ für } f_c \leq 30 \text{ MPa bzw.}$$

$$\beta_t = 0.25 - 0.0015 \cdot (f_c - 30) \text{ für } f_c > 30 \text{ MPa} \quad (4.3)$$

Die Abbildung der Risse erfolgt somit über das verschmierte Rissmodell. Während im diskreten Rissmodell durch Netzveränderung infolge Teilung der gerissenen FE-Knoten der numerische Rechenaufwand beträchtlich anwächst, bleibt im diskreten Rissmodell das ursprüngliche FE-Netz erhalten und die Risse können über einfache Formulierungen verschmiert auf die betroffenen Elemente verteilt werden. Damit lassen sich alle möglichen Rissrichtungen ohne Netzveränderung abbilden.

Da die zur Rissbildung benötigte Bruchenergie von der Elementlänge abhängt, muss der abfallende Ast über eine Rissdehnung  $\varepsilon_c$  formuliert werden, die sich aus der theoretischen Rissweite und der charakteristischen Elementlänge  $l_{ch}$  ergibt:

$$\varepsilon_c = \frac{W}{l_{ch}} \quad (4.4)$$

$$l_{ch} = \sqrt{A_{el}} \quad (4.5)$$

Man erhält eine konstante, sogenannte „fiktive“ Rissdehnung  $\varepsilon_{ctu}$ :

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{2 \cdot G_f}{(\alpha_t + \beta_t) \cdot f_{ct} \cdot l_{ch}} = \text{const.} \quad (4.6)$$

Hiermit lässt nun die Spannungs-Dehnungs-Beziehung polygonzugartig in vier Bereichen darstellen:

**Bereich 1**, gilt für  $0 \leq \varepsilon_i \leq \varepsilon_{cr} = f_{ct} / E_{c0}$ :

$$E_{cs,i} = E_{ct} \equiv E_{c0} = \text{const.} \quad (4.7)$$

**Bereich 2**, gilt für  $\varepsilon_{cr} < \varepsilon_i \leq \varepsilon_{cr} + \alpha_t \cdot \varepsilon_{ctu}$ :

$$E_{cs,i} \equiv E_{soft1} = (\beta_t - 1) \cdot \frac{f_{ct}}{\alpha_t \cdot \varepsilon_{ctu}} = \text{const.} \quad (4.8)$$

$$E_{cs,i} = E_{soft1} + \frac{\left(1 - \frac{E_{soft1}}{E_{c0}}\right) \cdot f_{ct}}{\varepsilon_i} \quad (4.9)$$

**Bereich 3**, gilt für  $\varepsilon_{cr} + \alpha_t \cdot \varepsilon_{ctu} < \varepsilon_i \leq \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{ctu}$ :

$$E_{cs,i} \equiv E_{soft2} = (0.001 - \beta_t) \cdot \frac{f_{ct}}{(1 - \alpha) \cdot \varepsilon_{ctu}} = \text{const.} \quad (4.10)$$

**Bereich 4**, gilt für  $\varepsilon_{cr} + \varepsilon_{ctu} < \varepsilon_i$ :

$$E_{cs,i} = 10^{-3} \cong 0 \quad (4.11)$$

$$E_{cs,i} = \frac{0.001 \cdot f_{ct}}{\varepsilon_i} \cong 0 \quad (4.12)$$

Im Bereich 2 wird die Theorie der mitrotierenden Risse angewendet, somit passt sich die Rissrichtung an die Hauptdehnungsrichtungen an. Bei einer erreichten Grenzrissbreite  $w_{rot-fix} = \alpha_t w_1$  und dem damit verbundenen Eintritt in Bereich 3, wird von einem fixierten Riss ausgegangen. Unter fortschreitender Belastung ändert sich die Rissrichtung nicht. Oberhalb der Rissweite  $w_1$  (Bereich 4) wird aus numerischen Gründen eine geringe Restzugspannung trotz vollständiger Rissöffnung zugelassen. Eine erneute Rissbildung innerhalb eines Elementes tritt auf, sobald sich die Hauptzugdehnungsrichtung gegenüber dem zuerst fixierten Riss um  $90^\circ$  gedreht hat. Man spricht hier von der Theorie der fixierten, orthogonalen Risse. Für die Entstehung des zweiten Risses wird die gleiche Bruchenergie wie für den ersten Riss benötigt.

In fixierten Rissen ist eine reduzierte Schubkraftübertragung infolge Rissverzahnung bis zur Grenzrissweite  $w_1$  zugelassen. Die Sekantenschubsteifigkeit ergibt sich nach Gleichung (4.13) mit  $\nu_0$  als Poissonsche Querdehnzahl.

$$G_{cs}(t) = \eta_{\tau,1} \cdot \eta_{\tau,2} \cdot \frac{E_{cs,c}(t)}{2 \cdot (1 + \nu_0)} \quad (4.13)$$

$$\text{mit:} \quad \eta_{\tau i} = \begin{cases} \left(1 - \frac{w_1}{w_2}\right)^{\mu_E} & 0 \leq w_i \leq w_1 \\ 0 & w_1 \leq w_i \end{cases} \quad (4.14)$$

$\mu_E$ : frei wählbarer Exponent

### Beton unter Druckbeanspruchung

Das biaxiale Materialverhalten im ebenen Spannungszustand lässt sich in Anlehnung an die von Kupfer [63] erstellten Versagenskurven mit der in Abbildung 4.2 gestrichelt dargestellten Versagenskurve approximieren:

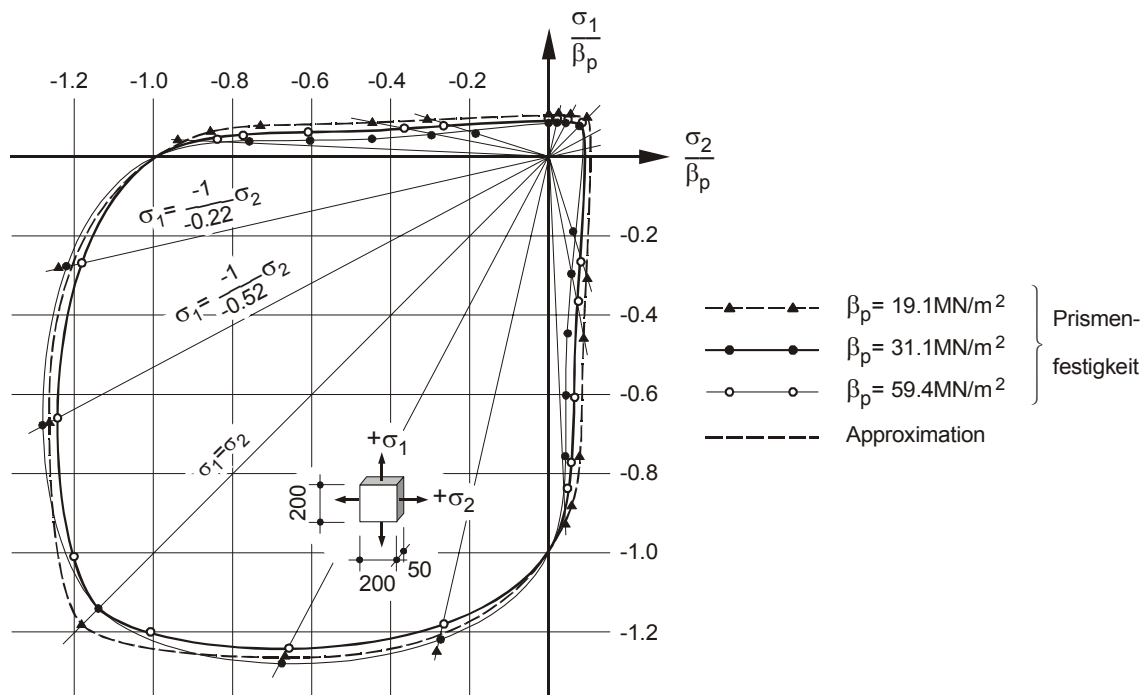


Abbildung 4.2: Approximation an biaxiale Beton-Versagenskurve nach Kupfer [63]

In Anlehnung an diesen Kurvenverlauf werden in dem Unterprogramm die biaxiale Festigkeit  $f_{c,eff}$  und die zugehörige biaxiale Betondehnung  $\varepsilon_{c,eff}$  in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Hauptspannungen bzw. Hauptdehnungen ermittelt:

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq 0: \quad \eta_c = \frac{1 + 3.65 \cdot \frac{\sigma_2}{\sigma_1}}{\left(1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)} \quad (4.15)$$

$$\sigma_1 \leq 0 \leq \sigma_2: \quad \eta_c = \frac{1 + 3.28 \cdot \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}}{\left(1 + \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}\right)} \geq 0.65 \quad (4.16)$$

$$\forall \sigma_i \in \mathfrak{R} \text{ gilt:} \quad f_{c,eff} = \eta_c \cdot f_{c0}, \quad i = 1, 2 \quad (4.17)$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq 0: \quad \varepsilon_{c,eff} = (3 \cdot \eta_c - 2) \cdot \varepsilon_{c1} \quad (4.18)$$

$$\sigma_1 \leq 0 \leq \sigma_2: \quad \varepsilon_{c,eff} = \eta_c \cdot \varepsilon_{c1} \quad (4.19)$$

Aus dem aktuellen biaxialen Dehnungszustand ergeben sich die daraus resultierenden äquivalenten Dehnungen  $\tilde{\varepsilon}_c$  mit denen die nachfolgenden uniaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen formuliert werden. Auf die Herleitung der äquivalenten Dehnungen  $\tilde{\varepsilon}_c$  wird später eingegangen. Das in Abbildung 4.3 qualita-

tiv dargestellte, nichtlineare uniaxiale Spannungs-Dehnungsverhalten unter Druckbeanspruchung ist in vier Bereiche eingeteilt. Hierbei ist  $E_{cs,c}$  die dehnungsabhängige Sekantensteifigkeit,  $E_{ct,c}$  die Tangentensteifigkeit und  $E_{c0}$  die konstante Anfangssteifigkeit.

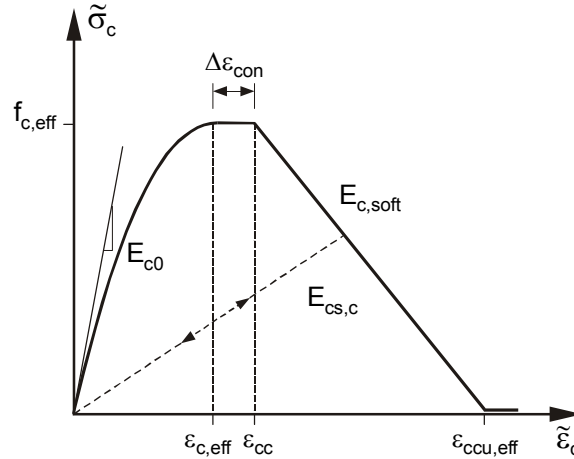


Abbildung 4.3: Vereinfachte uniaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter Druckbeanspruchung

**Bereich 1** beschreibt das Materialverhalten bis zum Erreichen der effektiven Bruchdehnung  $\epsilon_{c,eff}$ :

$$0 > \tilde{\epsilon}_c \geq \epsilon_{c,eff} :$$

$$E_{ct,c} = f_{c,eff}^2 \cdot \frac{\epsilon_{c,eff} \left( E_{c0} \cdot \epsilon_{c,eff}^2 - 2 \cdot \tilde{\epsilon}_c \cdot f_{c,eff} - E_{c0} \cdot \tilde{\epsilon}_c^2 + \frac{2 \cdot \tilde{\epsilon}_c^2 + f_{c,eff}}{\epsilon_{c,eff}} \right)}{(f_{c,eff} \cdot \epsilon_{c,eff} + E_{c0} \cdot \tilde{\epsilon}_c \cdot \epsilon_{c,eff} - 2 \cdot \tilde{\epsilon}_c \cdot f_{c,eff})^2} \quad (4.20)$$

$$E_{cs,c} = \frac{E_{c0} - f_{c,eff} \cdot \frac{\tilde{\epsilon}_c}{\epsilon_{c,eff}^2}}{1 + \frac{E_{c0} \cdot \tilde{\epsilon}_c}{f_{c,eff}} - 2 \cdot \frac{\tilde{\epsilon}_c}{\epsilon_{c,eff}}} \quad (4.21)$$

**Bereich 2** berücksichtigt den Einfluss der Druckzonenumschnürung über eine Dehnungsdifferenz  $\Delta\epsilon_{con}$ :

$$\epsilon_{c,eff} > \tilde{\epsilon}_c \geq \epsilon_{cc} = \epsilon_{c,eff} + \Delta\epsilon_{con} :$$

$$E_{ct,c} = 10^{-3} \cong 0 \quad (4.22)$$

$$E_{cs,c} = \frac{f_{c,eff}}{\tilde{\epsilon}_c} \quad (4.23)$$



**Bereich 3** beschreibt die Entfestigung:

$$\varepsilon_{cc} > \tilde{\varepsilon}_c \geq \varepsilon_{ccu,eff} :$$

$$E_{ct,c} \equiv E_{c,soft} \quad (4.24)$$

$$E_{cs,c} = \frac{f_{c,eff}}{\tilde{\varepsilon}_c} + E_{c,soft} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cc}}{\tilde{\varepsilon}_c}\right) \quad (4.25)$$

Im **Bereich 4** wird für die numerische Berechnung eine geringe Restdruckspannung zugelassen:

$$\varepsilon_{ccu,eff} > \tilde{\varepsilon}_c :$$

$$E_{ct,c} = 10^{-3} \cong 0 \quad (4.26)$$

$$E_{cs,c} = \frac{f_{c,eff} \cdot 10^{-3}}{\tilde{\varepsilon}_c} \cong 0 \quad (4.27)$$

Die Ermittlung des Softeningmoduls  $E_{c,soft}$  erfolgt über einen einfachen bruchenergetischen Ansatz nach Markeset, Hillerborg [71], mit dem sich folgende Gleichung ergibt:

$$E_{c,soft} = \frac{f_{c0} \cdot 10^{-3} - f_{c,eff}}{\varepsilon_{ccu,eff} - \varepsilon_{cc}} \quad (4.28)$$

### Verfahren zur Spannungsiteration

Die aktuellen Spannungen  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$  und  $\tau_{12}$  werden mit Hilfe totaler Spannungs-Dehnungs-Beziehungen über die aktuellen Dehnungen hergeleitet.

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \bar{C} \cdot \bar{\varepsilon} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & 0 \\ C_{21} & C_{22} & 0 \\ 0 & 0 & C_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

Die Stoffmatrix  $\bar{C}$  wird für Zustand 1 und Zustand 2 unterschiedlich ermittelt. Im ungerissenen Zustand gilt für isotropes Materialverhalten  $\bar{C}_{ij} = \bar{C}_{ji}$  mit  $i,j = 1;3$  und damit:

$$\bar{C}_s(t) = \frac{E_{cs,c}(t)}{1-\nu_0^2} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \nu_0 & 0 \\ \nu_0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu_0}{2} \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

Im gerissenen Zustand verhält sich das Material anisotrop und es ergibt sich eine auf das Riss-Koordinatensystem bezogene Sekantensteifigkeitsmatrix:

$$\bar{C}_s(t) = \frac{1}{1-\nu_1(t) \cdot \nu_2(t)} \cdot \begin{bmatrix} E_{cs,1}(t) & \nu_2(t) \cdot E_{cs,1}(t) & 0 \\ \nu_1(t) \cdot E_{cs,2}(t) & E_{cs,2}(t) & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu_1(t) \cdot \nu_2(t)) \cdot G_{cs}(t) \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

$$\text{mit:} \quad \nu_i(t) = \nu_0 \cdot \frac{E_{cs,i}(t)}{E_{cs,c}(t)}, \quad i=1;2 \quad (4.32)$$

Über die Formulierung der äquivalenten, uniaxialen Dehnungen nach Darwin, Pecknold [16] werden die biaxialen Stoffgesetze entkoppelt:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{cs,1}(t) & 0 & 0 \\ 0 & E_{cs,2}(t) & 0 \\ 0 & 0 & G_{cs}(t) \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_1 \\ \tilde{\varepsilon}_2 \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (4.33)$$

$$\text{mit:} \quad \tilde{\varepsilon}_1 \equiv \frac{\varepsilon_{11} + \nu_2 \cdot \varepsilon_{22}}{1 - \nu_1 \cdot \nu_2} \quad (4.34)$$

$$\tilde{\varepsilon}_2 \equiv \frac{\varepsilon_{22} + \nu_1 \cdot \varepsilon_{11}}{1 - \nu_1 \cdot \nu_2} \quad (4.35)$$

$$\nu_i(t) = \nu_0 \cdot \frac{E_{cs,i}(t)}{E_{cs,c}(t)}, \quad i=1;2 \quad (4.36)$$

Die äquivalenten, uniaxialen Dehnungen lassen sich über

$$\tilde{\varepsilon}_i = \frac{\sigma_{ii}}{E_{cs,i}} \quad (4.37)$$

bestimmen.

Einen Überblick über die im Stoffgesetz implementierte Spannungsiteration über totale Beziehungen zeigt folgender Ablauf für Iterationsschritt  $n$  zum Zeitpunkt  $t+\Delta t$ :

1. Ermittlung der Spannungen aus der Sekantensteifigkeitsmatrix des  $(n-1)$ -Iterationsschrittes und den aus ABAQUS übergebenen Dehnungen  $\varepsilon^{t+\Delta t}$ :

$${}^n\sigma^{t+\Delta t} = {}^{n-1}C_s^{t+\Delta t} \cdot \varepsilon^{t+\Delta t} \quad (4.38)$$

2. Herleitung der äquivalenten, uniaxialen Dehnungen:

$${}^n\tilde{\varepsilon}_i^{t+\Delta t} = \frac{{}^n\sigma_{ii}^{t+\Delta t}}{{}^{n-1}E_{cs,j}^{t+\Delta t}} \quad (4.39)$$

3. Berechnung Sekanten-Steifigkeiten in Abhängigkeit von den äquivalenten, uniaxialen Dehnungen und den dazugehörigen biaxialen Spannungen:

$${}^nE_{cs,i}^{t+\Delta t} = f({}^n\tilde{\varepsilon}_i^{t+\Delta t}, {}^n\sigma^{t+\Delta t}) \rightarrow {}^nC_s^{t+\Delta t} \quad (4.40)$$

4. Konvergenzkontrolle:

$$\left\| {}^n C_s^{t+\Delta t} - {}^{n-1} C_s^{t+\Delta t} \right\| \leq \text{TOL} \quad (4.41)$$

Als Startwert für den ersten Iterationsschritt wird die Steifigkeitsmatrix  ${}^0 C_s^{t+\Delta t} = C_s^t$  des zuvor liegenden Zeitinkrements gesetzt. Ist am Ende eines Iterationsschrittes  $n$  die Toleranzgrenze unterschritten, werden die neu berechneten Spannungen und Elementsteifigkeitsmatrizen dem Hauptprogramm übergeben, welches mit diesen das Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften überprüft.

#### 4.1.2 Konstitutive Beziehungen für den Spann- und Betonstahl

Sowohl für den Beton- als auch für den Spannstahl reicht eine uniaxiale Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus. Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Segmentträgern spielen die genauen Arbeitslinien des Beton- und Spannstahls eine untergeordnete Rolle. Daher wird das elastoplastische Werkstoffverhalten des Beton- und Spannstahls jeweils über einen bilinearen Spannungs-Dehnungsverlauf angenähert.

### 4.1.3 Verbund zwischen Betonstahlbewehrung und Beton

Für die Kraftübertragung zwischen Beton- und Bewehrungsknoten existieren verschiedene Ansätze. Der vereinfachte Ansatz, dass Beton und Bewehrung unverschieblich miteinander verbunden sind und die Kraftübertragung direkt über Knotenkräfte an den gemeinsamen Knoten von Beton- und Bewehrungselement erfolgt, bildet den starren Verbund ab. Dieser wird hier für die Schubbewehrung angesetzt. Genauere Ansätze basieren auf phänomenologischen Erkenntnissen, z. B. Eligehausen, Popov, Bertero [39], oder beschreiben die mechanischen Vorgänge im Einzelnen, z. B. Tue, Kurz, König [88]. Für die Längsbewehrung wird ein Verbundmodell in ABAQUS eingebunden, welches von Akkermann in das Unterprogramm implementiert wurde und in [3] ausführlich erläutert ist. Dieses Verbundmodell kombiniert lineare Verbundelemente, basierend auf Keuser [55], mit einem Verbundgesetz, das an den Ansatz von Den Uijl, Bigaj [89] angenähert ist. Dieser Ansatz bildet die möglichen Verbundversagensformen Spaltversagen und Ausziehversagen ausreichend genau ab.

#### Verbundelement

Im unbelasteten Zustand ist das Verbundelement als eindimensionales Element mit zwei Knotenpaaren anzusehen. Ein Knotenpaar ist mit den jeweiligen Betonknoten und das zweite Knotenpaar mit den dazugehörigen Bewehrungsknoten verbunden. Treten infolge der Beanspruchungen Knotenverschiebungen auf, so wird das Verbundelement zweidimensional. Die tatsächlich dreidimensionalen mechanischen Vorgänge werden vereinfachend auf einen ebenen Spannungszustand in einem infinitesimalen Bereich beschrieben. Aufgrund der kleinen Knotenverschiebungen gegenüber der ursprünglichen Elementlänge werden die mechanischen Vorgänge auf eine Kontaktlinie zwischen den Knotenpaaren bezogen, s. Abbildung 4.4.

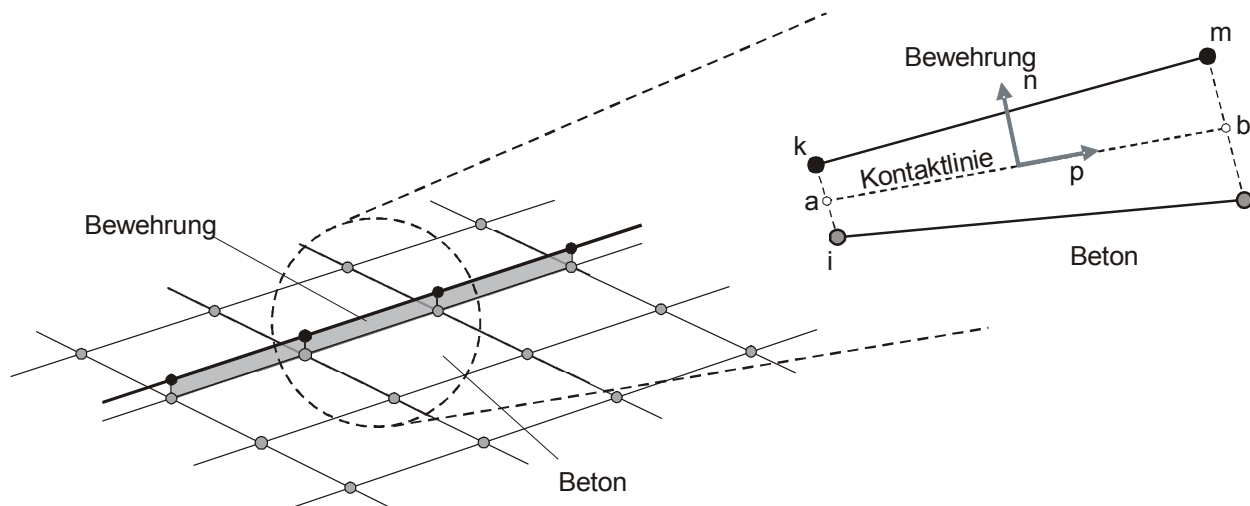


Abbildung 4.4: Lineares Verbundelement nach Keuser [55]

Aus den Knotenverschiebungen  $\mathbf{u}$  parallel und senkrecht zur Kontaktlinie im  $p,n$ -Koordinatensystem werden die lokalen Relativverschiebungen  $\delta(p)$  berechnet. Die lokalen Elementspannungen  $\tau(p)$  entlang der Kontaktlinie ergeben sich aus den lokalen Relativverschiebungen  $\delta(p)$  und aus einer Stoffmatrix  $\mathbf{E}_b$ :

$$\tau(p) = \mathbf{E}_b \delta_{\text{lok}}(p) \quad (4.42)$$

Die Elementspannungen entlang der  $p$ -Achse entsprechen den Verbundspannungen im üblichen Sinne und werden im Folgenden als  $\tau_p$  bezeichnet. Die Elementspannungen senkrecht dazu stehen für den Widerstand gegen Querpressungen. Mittels einer Rücktransformation in das globale Koordinatensystem und der Integration der Elementspannungen über die Elementlänge werden die globalen Knotenkräfte bestimmt.

### Verbundgesetz

Die Verbundkräfte entlang der Bewehrungsstabachse werden bei geringer Belastung vorrangig über adhäsive Bindung (Haftverbund) übertragen, bei höherer Beanspruchung über den sogenannten Scherverbund. Mit Wirksamwerden des Scherverbunds werden die Kräfte über die Betonkonsolen in den Beton eingeleitet. Das dreidimensionale Tragverhalten wird über ein Druckkegel-Zugring-Modell veranschaulicht:

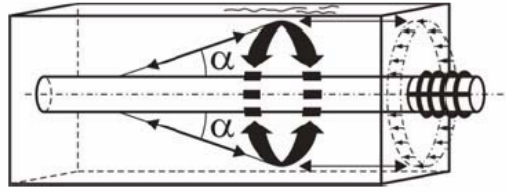


Abbildung 4.5: Schematische Darstellung der Ringzugkräfte nach Tepfers [86]

Es werden somit Radialspannung  $\sigma_r$  als auch Ringzugspannungen  $\sigma_t$  erzeugt. Überschreiten die Ringzugspannungen aufgrund einer zu geringen Betondeckung die Betonzugfestigkeit, so treten Radialrisse auf und es erfolgt ein Spaltversagen der Betondeckung, sobald die Radialrisse die gesamte Betondeckung durchdringen. Ist die vorhandene Betondeckung oder die vorhandene Umschnürung jedoch ausreichend, so wird mit steigender Beanspruchung der Haftverbund zerstört und der Scherverbund überträgt die Kräfte bis die Betonkonsolen zwischen den Stahlrippen abscheren. Danach erfolgt die Übertragung der Verbundkräfte durch Reibungsverbund.

Das reale Verbundverhalten wird hier über eine Approximation des Ansatzes nach Den Uijl, Bigaj [89] numerisch abgebildet. Der Betonstahl wird dabei als glatter konischer Stab idealisiert, um die tatsächlich dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Beziehung in eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu überführen, vgl. Abbildung 4.6. Die Verbundspannung  $\tau_p$  wird über eine fiktive Reibung  $\cot \Phi$  in den Beton übertragen. Gemäß Den Uijl, Bigaj [89] wird der Reibungswert konstant zu  $\cot \Phi = 1$  angenommen, so dass die Radialspannung  $\sigma_{r,r_s}$  am Bewehrungsrand der Verbundspannung entspricht.

$$\tau_p = \cot \Phi \cdot \sigma_{r,r_s} \quad (4.43)$$

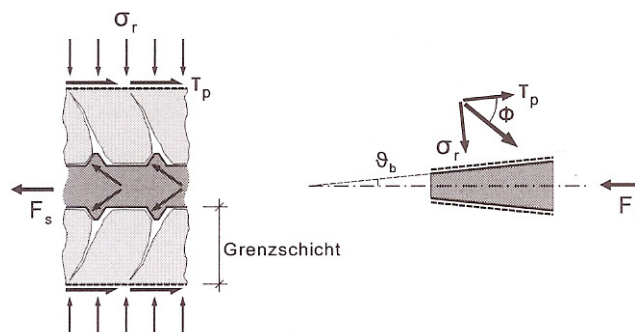


Abbildung 4.6: Idealisierung des Verbunds nach Den Uijl, Bigaj [89]

Die fiktive Keilneigung ist im Falle des Spaltversagens konstant bei

$$\upsilon_b [^\circ] = 0.1 f_c [\text{MPa}] \quad (4.44).$$

Im Falle des Ausziehversagens vermindert sich die fiktive Keilneigung mit zunehmendem Schlupf. Die Radialdehnung der Verbundschicht ergibt sich damit im Falle des Spaltversagens zu:

$$\varepsilon_{r,rs}(\delta_p) = \frac{\delta_p}{r_s} \tan \upsilon_b \quad (4.45)$$

Und im Falle des Ausziehversagens:

$$\varepsilon_{r,rs}(\delta_p) = \frac{f(\delta_p, \varepsilon_s)}{r_s} \quad (4.46)$$

Die maximale Radialspannung am Bewehrungsrand, bei der Spaltversagen auftritt, beträgt:

$$\sigma_{r,rs,max} = 2 \left( \frac{c_{eff}}{\varnothing} \right)^{0.88} f_{ct} \quad (4.47)$$

und die dazugehörige Radialdehnung

$$\varepsilon_{r,rs,max} = 4.2 \left( \frac{c_{eff}}{\varnothing} \right)^{1.08} \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4.48)$$

Nach Rissöffnung beträgt die Restspannung:

$$\sigma_{r,rs,res} = \beta_t \sigma_{r,rs,max} \quad (\text{vereinfachend: } \beta_t = 0.2) \quad (4.49)$$

und die Radialdehnung bei Ende der Entfestigung:

$$\varepsilon_{r,rs,res} = \left( 2 \frac{c_{eff}}{\varnothing} + \frac{c_0}{\varnothing} \right) \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4.50)$$

mit:  $c_0 = 0.27 \text{ m}$

Falls  $\sigma_{r,rs} \leq \tau_{p,max} \approx 5 f_{ct}$ , dann tritt Spaltversagen auf und die Radialdehnung ist nach Gleichung (4.45) zu berechnen. Im übrigen Fall tritt Ausziehversagen auf, und die Radialdehnung ist nach Gleichung (4.46) zu bestimmen.

Die Radialspannungs-Dehnungs-Beziehung am Bewehrungsrand ist in drei Bereiche eingeteilt. Die Radialspannung am Bewehrungsrand  $\sigma_{r,rs}$  ergibt sich aus der Radialdehnung  $\varepsilon_{r,rs}$  und entspricht der Verbundspannung. Die Radialspannungs-Dehnungs-Beziehung ist in drei Bereiche eingeteilt.

**Bereich 1** beschreibt die sukzessive Rissausbreitung bis zum Spaltversagen:

$$0 \leq \varepsilon_{r,rs} \leq \varepsilon_{r,rs,max} :$$

$$\sigma_{r,rs}(\varepsilon_{r,rs}) = \sigma_{r,rs,max} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (4.51)$$

mit:

$$k = \frac{E_r \varepsilon_{r,rs,max}}{\sigma_{r,rs,max}}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_{r,rs}}{\varepsilon_{r,rs,max}}$$

$E_r$  = Anfangssteifigkeit in Radialrichtung

**Bereich 2** beschreibt eine nahezu lineare Entfestigung:

$$\varepsilon_{r,rs,max} < \varepsilon_{r,rs} \leq \varepsilon_{r,rs,res} :$$

$$\sigma_{r,rs}(\varepsilon_{r,rs}) = \sigma_{r,rs,max} \left[ 1 - \frac{1-\beta_t}{\varepsilon_{r,rs,max}} (\varepsilon_{r,rs} - \varepsilon_{r,rs,max}) \right] \quad (4.52)$$

**Bereich 3** berücksichtigt eine langsam abnehmende Restfestigkeit:

$$\varepsilon_{r,rs,res} < \varepsilon_{r,rs} :$$

$$\sigma_{r,rs}(\varepsilon_{r,rs}) = \sigma_{r,rs,res} = \text{const.} \quad (4.53)$$



Unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Radialdehnungs-Schlupfverhaltens je nach Versagensart ergeben sich grafisch folgende Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen:

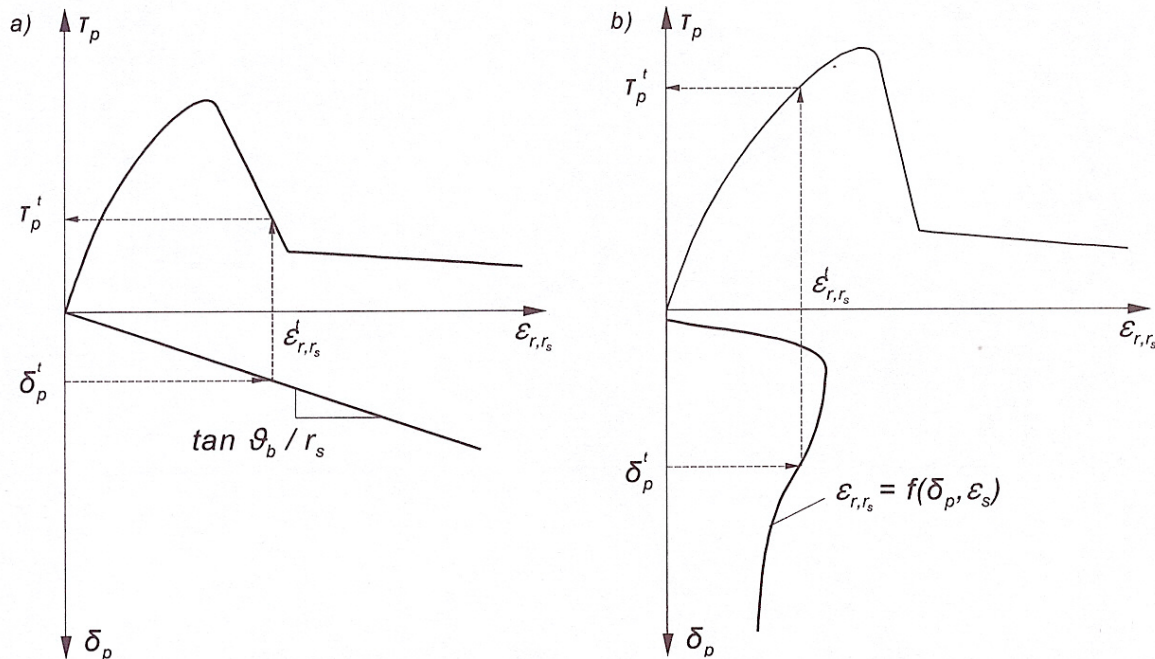


Abbildung 4.7: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach Den Uijl, Bigaj [89] für  
a) Spaltversagen, b) Ausziehversagen

#### 4.1.4 Kraftübertragung über die Fugen

Für die Kraftübertragung über die Fugen in den Finiten-Element-Berechnungen stehen dem Anwender zwei Möglichkeiten zur Auswahl. Es handelt sich hierbei um die Kontaktdefinition mittels Kontaktelementen und mittels Kontaktflächen. Die Kontaktelemente werden jeweils über zwei durch die Fuge getrennte Knoten definiert, deren geometrische Lagen identisch sind. Je ein Kontaktelement überträgt bei geschlossener Fuge in Längsrichtung Druck und tangential dazu Schub gemäß Gleichung (2.21). Sobald sich die Fuge an der Stelle eines Kontaktelementes öffnet, können weder Schub- noch Druckkräfte übertragen werden. Die resultierenden inneren Kräfte müssen über die noch verbleibende Druckzone abgetragen werden. Ähnlich verhält es sich bei der Anwendung von Kontaktflächen. Hier wird eine der beiden Kontaktflächen in ABAQUS als sogenannte Master-Surface, die andere als Slave-Surface definiert. Besteht an einer bestimmten Stelle Kontakt zwischen beiden, so wird senkrecht zur Master-Surface Druckspannung und tangential zur Mas-

ter-Surface die dazugehörige Schubspannung gemäß den oben erwähnten Gleichungen übertragen.

Beide Definitionen wurden auf ihre Nutzbarkeit untersucht und führten im vorliegenden Kontaktproblem zur gleichen Kräfteverteilung. Aufgrund der besseren Anschaulichkeit kamen schließlich die Kontaktelemente zur Anwendung. Die Kraft-Verformungsbeziehungen bzw. Spannungs-Verformungsbeziehungen sind in Abbildung 4.8 grafisch dargestellt. Um numerische Probleme infolge einer als ideal definierten Coulomb-Reibung zu vermeiden, wird bis zum Erreichen der kritischen Schubkraft bzw. -spannung ein elastisches Gleiten zugelassen.

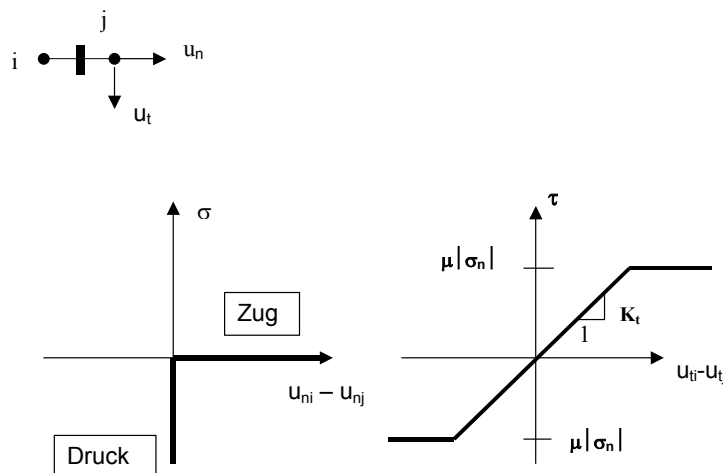


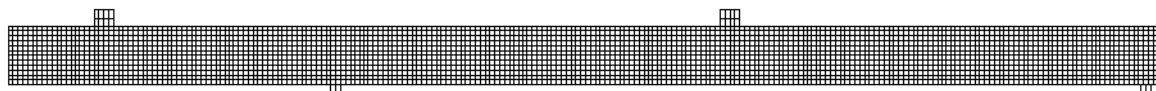
Abbildung 4.8: Tragverhalten der Kontaktelemente zwischen Knoten  $i$  und  $j$  aus Kasic [54]

Die Herstellung der am Institut verwendeten Segmente erfolgte in den Betoniervorgängen 1 und 4 mittels glatter Holzschalung, die der übrigen Segmente im Match-Cast-Verfahren. Da sie im Vergleich zu den Körpern nach Finsterwalder [43] und Franz [46] einen kleinen Reibungsverlust erleiden und in Anlehnung an die nach DIN 1045-1 [21] angegebenen Reibungskoeffizienten, wurde für die numerischen Untersuchungen ein konstanter Reibungsbeiwert  $\mu$  von 0.5 angewendet.

#### 4.1.5 Diskretisierung des numerischen Modells

Zur Abbildung der Segmentträger mit Biege- und Querkraftbeanspruchung ist eine zweidimensionale Diskretisierung ausreichend. Es wurden daher bilineare 4-Knoten-Kontinuumselemente, sogenannte CPS4-Elemente, verwendet, die sich gut zur Darstellung eines ebenen Spannungszustandes eignen. Die Stäbe der schlaffen Bewehrung wurden durch lineare 2-Knotenelemente (T2D2), die

Spannglieder mit Balkenelementen (B21) abgebildet. Des Weiteren waren spezielle Kontaktelemente (GAPUNI) zur Erfassung der Kraftübertragung über die Fugen hinweg zum Einsatz gekommen. Der Knotenabstand der Betonelemente von 2 und 2.5 cm ergibt sich infolge Anpassung an das Bewehrungsnetz. Eine Konvergenzstudie führte zur Erkenntnis, dass durch eine Netzverfeinerung keine wesentlichen Verbesserungen bei den numerischen Ergebnissen erreicht werden. Ein feineres Netz wurde aufgrund der längeren Berechnungszeiten nicht gewählt. Die nachfolgend dargestellten Abbildungen zeigen die endgültige FE-Diskretisierung der Modelle, welche in Anlehnung an die Versuchsträgerbezeichnung mit Krag 1 und Krag 2 benannt werden.

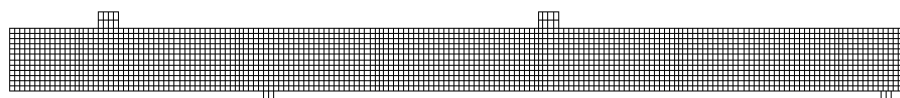


FE-Netz Beton mit Auflager und Lasteinleitung



FE-Darstellung Betonstahl und Spannstahl

Abbildung 4.9: FE-Modell Krag 1



FE-Netz Beton mit Auflager und Lasteinleitung



FE-Darstellung Betonstahl und Spannstahl

Abbildung 4.10: FE-Modell Krag 2

## 4.2 Verifikation der Modelle

In diesem Kapitel werden die Nachberechnungen der eigenen Versuchsträger vorgestellt und die Genauigkeit der angewendeten mechanischen-numerischen Modelle bestätigt. Auf Grundlage der verifizierten Modelle können anschließend Parameterstudien für verschiedene Einflussgrößen durchgeführt werden.

Die Belastung wurde in Anlehnung an die Versuche jeweils auf den Kragarm mittels Wegsteuerung und in Feldmitte mittels Kraftsteuerung aufgebracht. Mittels der Wegsteuerung ist es möglich, den Lastabfall am Kragarm nach Erreichen der Maximallast bei ansteigenden Verformungen aufzuzeichnen. Die Kraft in Feldmitte wurde dabei im entsprechenden Verhältnis zur linken Last verändert. Nachfolgend werden die berechneten Fugenöffnungen, Rotationen und Spannungszuwächse im Spannstahl den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Für eine Erfassung des Nachbruchverhaltens und den anschließenden Vergleich mit den Versuchsergebnissen sind die Rechenergebnisse über die Maximallast hinaus bis zu einem Lastabfall von etwa 10 % dargestellt.

### 4.2.1 KRAG 1

Die numerische Berechnung gibt sowohl die Rotationen als auch die Fugenöffnungen des Versuchsträgers bis zur Höchstlast mit hoher Genauigkeit wieder, vgl. Abbildung 4.11. Die Maximallast des Modells weicht lediglich 0.3 % von der tatsächlichen Maximallast in Höhe von 107.2 kNm ab. Nach Erreichen der Höchstlast verhält sich das numerische Modell im Vergleich zum Versuchsträger etwas spröder. Bis zum Abfall auf etwa 95 % der Maximallast liegen die berechneten Verformungen über den tatsächlichen, die Abweichungen sind jedoch vernachlässigbar gering. Das Versagen tritt wie im Versuch in der Betondruckzone zwischen Auflager und Fuge auf.

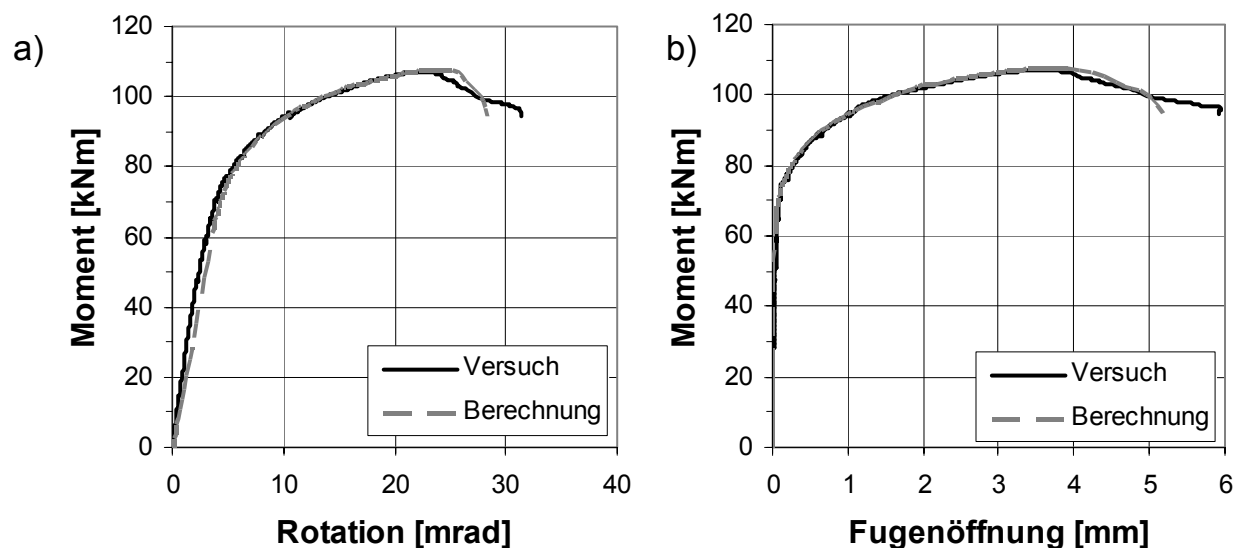


Abbildung 4.11: Nachberechnung Kragträger 1:

a) Momenten-Rotations-Kurve,

b) Momenten-Fugenöffnungs-Kurve für Fuge 1

Aufgrund des vorzeitigen Ausfalls der Dehnmessstreifen am Versuchsträger konnten die maximalen Betonstauchungen nicht aufgezeichnet werden. Die numerische Berechnung ergab bei Maximallast des Modells eine maximale Stauchung von 6 ‰. Dieser Wert stellt eine Stauchung am Integrationspunkt eines Betonelements dar, während die über Dehnmessstreifen ausgegebenen Betonstauchungen des Versuchskörpers einen Mittelwert über eine Strecke von 60 mm oder 90 mm wiedergeben. Zum direkten Vergleich der gemessenen und berechneten Betonstauchungen wird exemplarisch die von dem 3 cm über dem Auflager aufgetragenen Dehnmessstreifen PL66 übermittelte Stauchung mit der über die gleiche Strecke gemittelte Stauchung aus der Berechnung in dem nachfolgenden Diagramm gegenübergestellt. Der berechnete Betonstauchungsverlauf stimmt sehr gut mit dem tatsächlichen Verlauf überein, so dass eine maximale Stauchung von etwa 6 ‰ bei Maximallast des Trägers angenommen werden kann.

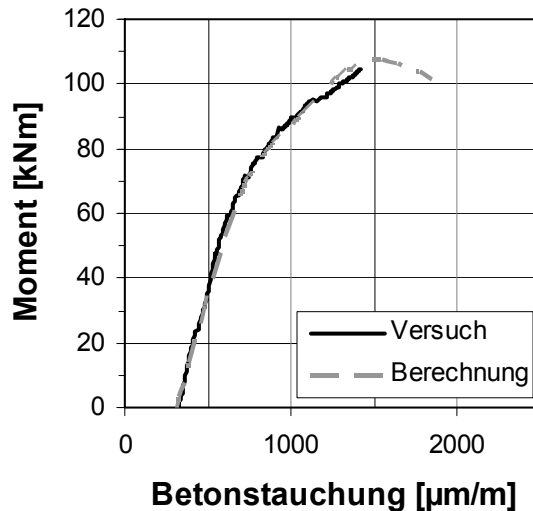


Abbildung 4.12: Nachberechnung der Betonstauchungen, DMS PL66, Kragträger 1

Abbildung 4.13 zeigt die Bereiche hoher Betondehnungen und -stauchungen in Längsrichtung der Segmente 1 und 2 sowie die fünffach überhöhte Durchbiegung. Die plastische Zone am unteren Betonrand, wo schließlich das Versagen auftritt, ist hell markiert und erstreckt sich über etwa 17,5 cm. Dies stimmt mit der geschätzten plastischen Zone des Versuchsträgers von 19 cm gut überein. Die ebenfalls hellen Bereiche über der plastischen Zone stellen die Zonen, in denen die Risse auftreten, dar. Es ist zu erkennen, dass sich die Risse wie im Versuch nur im Segment 2 entwickeln. Der gemessene Rissabstand von ca. 15 cm trifft auf die beiden rechten Bereiche zu. Während der erste Riss am Versuchsträger bei 13 cm rechts der Fuge zu beobachten war, entsteht der erste Riss am numerischen Modell über dem Auflager, welches sich 20 cm rechts der Fuge befindet. Da die Materialwerte des Versuchsträgers Streuungen unterliegen und der Beton gerade in den Endbereichen der Segmente geringere Festigkeiten aufweisen kann, weicht das Rissverhalten des Modells im geringen Maße von dem Tatsächlichen ab.

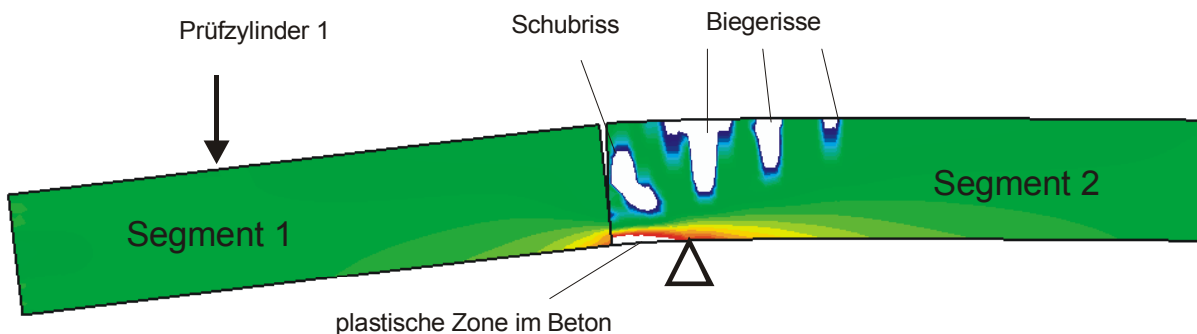


Abbildung 4.13: Plastische Zone und gerissener Bereich in den Segmenten 1 und 2

Ein Vergleich des tatsächlichen und des berechneten Spannungszuwachses im oberen Spannstahl, aufgetragen über die Rotation, zeigt ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung. Es sind lediglich geringe Abweichungen über die Maximallast hinaus zu erkennen. Bedingt durch die größeren Rotation bei gleicher Last liegen bei der numerischen Berechnung die dazugehörigen Spannstahlspannungen ebenfalls höher als im Versuch.

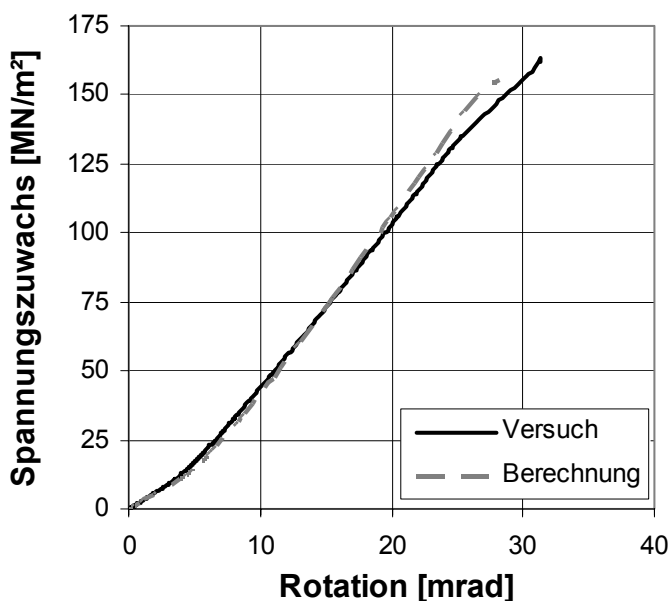


Abbildung 4.14: Spannungszuwachs im Spannstahl in Abhängigkeit der Rotation

#### 4.2.2 KRAG 2

Im Gegensatz zum ersten Versuch erweist sich die Verifizierung der numerischen Ergebnisse mit den experimentellen Daten des zweiten Versuchsträgers schwieriger. Das vorzeitige Abplatzen der Betondeckung zwischen dem linken Auflager und erster Fuge führte im Versuch zu einer Querschnittsreduzierung mit einem kurzzeitigen Abfallen der Last und anschließendem Anwachsen der Verformungen bei fast konstantem Lastniveau. Das numerische Modell erfasst zwar die lokale Schädigung in den gerissenen Elementen, doch simuliert es nicht einen Ausfall der Betondruckzone durch flächenartiges Abplatzen. Aus diesem Grund wurde hier mit zwei einfachen Varianten des Modells KRAG 2 gerechnet, um eine annehmbare Genauigkeit des numerischen Modells darzulegen. Im Modell der Berechnung 1 bleibt die Querschnittsbreite über die Trägerlänge konstant. Das Modell verhält sich entsprechend eines Trägers mit ausreichender Betondeckung, so dass die Last ohne Abplatzen von Beton weiter anwachsen kann. Im Modell der Berechnung 2 ist hingegen der Bereich des abgeplatzten Betons mit einer kleineren Querschnittsdicke von Last-

beginn an versehen, so dass zwar die Maximallast nahezu mit dem Versuch übereinstimmt, die Verformungen jedoch aufgrund der geringeren Steifigkeit größer ausfallen.

Die nachfolgende Momenten-Rotations-Kurve und die Momenten-Fugenöffnungs-Kurve sind für Berechnung 1 bis zur Maximallast des Modells von 125 kNm dargestellt, bei der jedoch die Bruchstauchung des Betons bereits weit überschritten ist. Bis zur Maximallast des Versuchsträgers stimmen beide Kurven gut überein. Der Momenten-Rotationsverlauf der Berechnung 2 entspricht nahezu dem des Versuchsträgers und überschätzt die tatsächliche Maximallast des Versuchsträgers von 114.1 kNm um etwa 1 %. Während die Fuge 1 im Versuch unter Höchstlast um 1.7 mm geöffnet ist, geht sie in der zweiten Berechnung um mehr als das Doppelte auf. Die dazugehörige maximale Betonstauchung beträgt laut Berechnung 2 6.2 %. Unter der Last von 114.1 kNm, welche der Maximallast des Versuchs entspricht, unterscheiden sich die Rotationen in Berechnung 2 lediglich um 10 %, die Fugenöffnungen jedoch um 86 %.

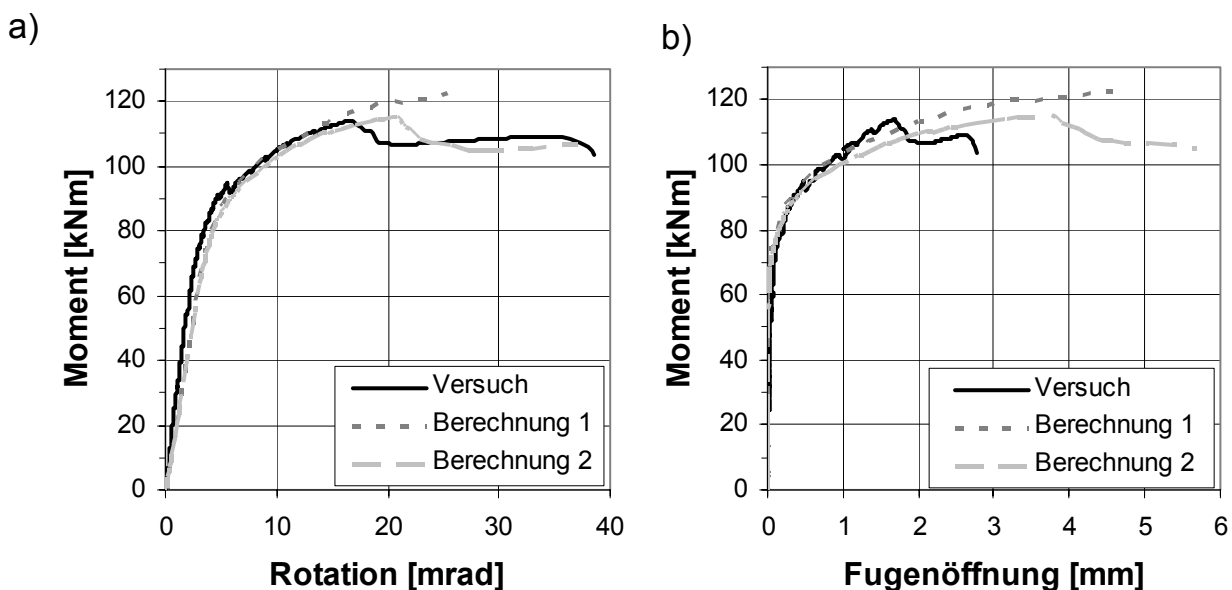


Abbildung 4.15: Nachberechnung Kragträger 2:

- a) Momenten-Rotations-Kurve,
- b) Momenten-Fugenöffnungs-Kurve für Fuge 1

Zur Verifizierung der gerechneten Betonstauchungen sind in dem nachfolgenden Diagramm die gemittelten Betonstauchungen nach beiden Berechnungen und dem Versuch im Bereich des Dehnmessstreifens PL72 gegenübergestellt, welcher sich an der Vorderseite des Segments 1 direkt über dem linken Auflager befindet. Die



berechneten Stauchungen verlaufen bis zur Maximallast der Berechnung 2 nahezu gleich und stimmen bis zu einer Last von 70 kNm sehr gut mit dem tatsächlichen Verlauf überein. Darüber hinaus unterschätzen die berechneten Werte die Versuchswerte. Der Rückgang der Stauchungen nach Erreichen der Maximallast wird von Berechnung 2 richtig wiedergegeben, während die Stauchungen in Berechnung 1 an dieser Stelle weiter anwachsen.

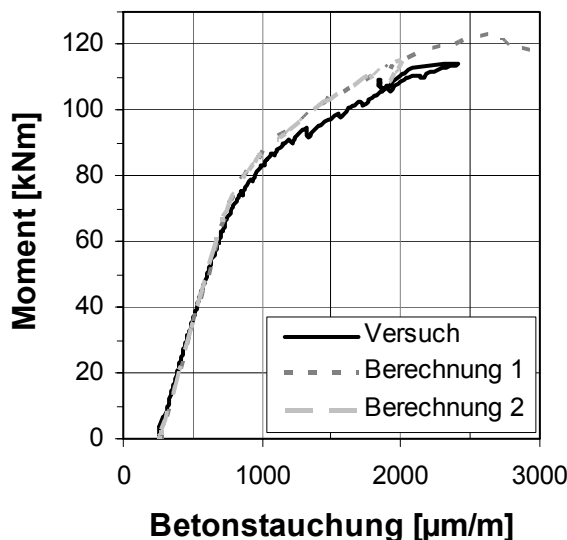


Abbildung 4.16: Nachberechnung der Betonstauchungen, DMS PL72

In beiden Berechnungen tritt bei etwa 80 kNm der erste Biegeriss links des Auflagers auf, wie er auch im Versuch festzustellen war. Bei einer etwas höheren Last bildet sich links der Fuge ein Schubriss. Das Segment 2 bleibt frei von Rissen. Damit stimmt die Rissbildung gut mit der im Versuch beobachteten überein. Der plastizierte Bereich des Betons verteilt sich in beiden Modellen unter Traglast auf ca. 17 cm, 1 cm mehr als im Versuch. Da der Anteil der Fugenöffnung in der Berechnung an der Gesamtrotation höher ausfällt als im Versuch, wachsen die Spannstahlspannungen stärker an als im Versuch, vgl. Abbildung 4.18. Der Unterschied macht sich jedoch erst über der Maximallast des Versuchsträgers hinaus ab einer Rotation von ca. 17 mrad bemerkbar.

Anhand der Ergebnisse kann festgestellt werden, dass das Verformungsverhalten des Segmentträgers in beiden Berechnungen gut wieder gegeben wird. Lediglich die Traglast wird aufgrund der unzerstörten Querschnittsbreite im Modell der Berechnung 1 etwas überschätzt.

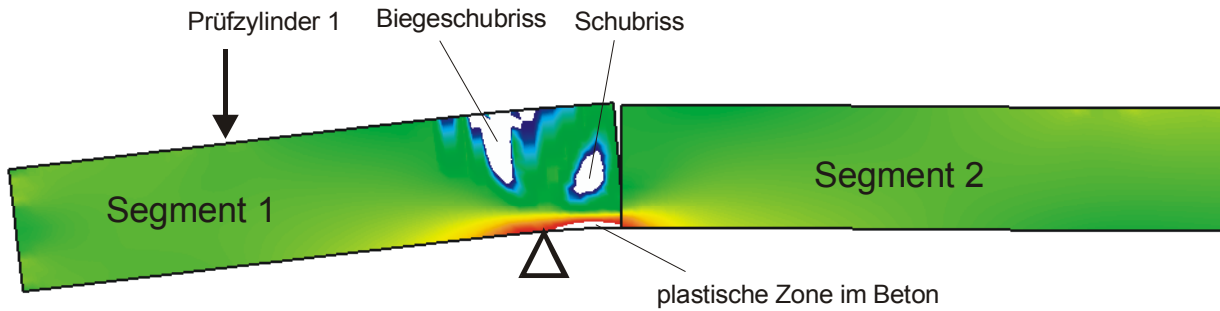


Abbildung 4.17: Berechnung 1: Plastische Zone und gerissener Bereich in den Segmenten 1 und 2

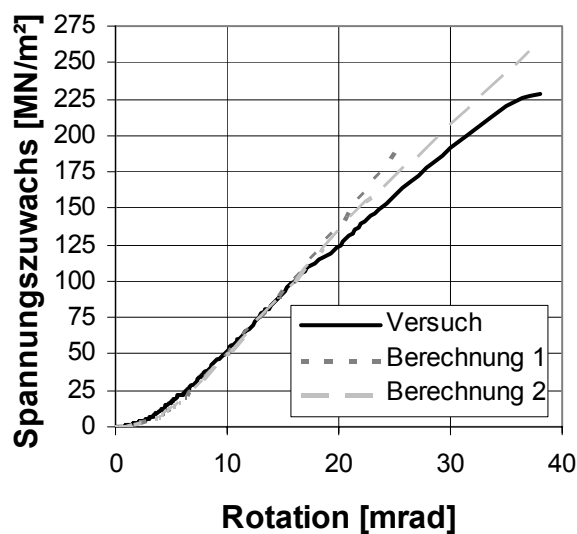


Abbildung 4.18: Spannungszuwachs im Spannstahl in Abhängigkeit der Rotation

### 4.2.3 Zusammenfassung

Der Vergleich der ausgewerteten Ergebnisse aus Berechnung und Versuch ergibt für beide Modelle sehr gute Übereinstimmungen bis zur Maximallast des jeweiligen Versuchs. Nach Erreichen der Maximallast zeigt sich, dass das Modell Krag 1 in seinem Trag- und Verformungsverhalten nur sehr gering von dem experimentell ermittelten Verhalten abweicht, während Modell Krag 2 größere Unterschiede aufweist.

Weil das vorzeitige Abplatzen der Betondeckung des Kragträgers 2 im Bereich der plastischen Zone nicht mit den vorhandenen numerischen Werkstoffgesetzen abzubilden war, geschah dies mittels der Kombination zweier Berechnungen. Die Berechnung 1 ohne Querschnittsschwächung gibt das Trag- und Verformungsver-

halten des Versuchsträgers bis zum Erreichen der Maximallast sehr gut wieder. Im Gegensatz zum Versuch steigt die Last in Berechnung 1 weiter an, da das spröde Versagen der Betondeckung nicht abgebildet wurde. Die Berechnung 2 des Modells KRAG 2 mit reduzierter Querschnittsbreite im Bereich der plastischen Zone trifft die Maximallast des Versuches recht gut und erklärt den weiteren Lastanstieg im Versuch nach Abplatzen der Betondeckung. Aufgrund der geringeren Anfangssteifigkeit gegenüber dem Versuch ergeben sich jedoch zu große Fugenöffnungen und die Gesamttrotation wird um 10 % überschätzt.

Die am Versuchsträger über Dehnmessstreifen ermittelten Betonstauchungen stellen einen Mittelwert über eine Messtrecke von mindestens 6 cm dar und unterschätzen die maximale Betonstauchung innerhalb der Strecke. Zudem kam es während des Versuchs zu Übermittlungsfehlern, so dass die Betonstauchungen innerhalb der Versagenszone im Versuch nicht vollständig erfasst wurden. Die im Versuch übermittelten Betonstauchungen wurden mit den am Modell über die Messtrecke gemittelten Werten verglichen und zeigen eine gute Übereinstimmung bis zur Maximallast der Versuchsträger. Somit können die am Integrationspunkt der Modelle berechneten Betonstauchungen zur Abschätzung der tatsächlichen Betonstauchungen verwendet werden

Die Vergleiche der numerischen mit den experimentellen Last-Verformungs-Kurven ergeben, dass das numerische Modell ohne zusätzliche Querschnittsschwächung kein Abplatzen der Betondeckung wiedergeben kann, die Abweichungen im Verformungsverhalten der Versuchsträger bis zu einer Betonstauchung von 6 ‰ jedoch gering sind. Die Traglast eines Segmentträgers kann mit dem Modell ermittelt werden, wenn ein Abplatzen der Betondeckung konstruktiv vermieden wird. Für die weiteren numerischen Studien werden daher die beiden ursprünglichen Modelle KRAG 1 und KRAG 2 verwendet.

Zur Definition eines Versagenskriteriums wird einheitlich eine Bruchstauchung  $\varepsilon_{cu}$  von 5 ‰ festgesetzt, bei der Betonversagen eintritt und eine weitere Last- und Verformungssteigerung nicht weiter berücksichtigt wird. Für ein mögliches Betonstahlversagen, welches für die Systeme monolithischer Ausführung wahrscheinlich ist, wird die Regelung nach DIN 1045-1 übernommen. Wenn vor Erreichen der beiden Kriterien ein Lastabfall beobachtet wird, wird die maximale Last als Traglast herangezogen.

Damit definiert sich das Tragmoment  $M_u$  aus dem Minimum der folgenden Werte:

- Maximale Last im Last-Verformungsdiagramm
- Versagenslast des Trägers gemäß des maßgebenden Kriteriums aus:
  - max. Betonstauchung von 5 ‰ bzw.
  - max. Betonstahldehnung von 25 ‰.

Unter Beachtung dieses Versagenskriteriums werden die numerischen Ergebnisse unter der jeweiligen Traglast in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Neben dem Tragmoment  $M_u$  werden die dazugehörige Gesamtrotation, die Fugenöffnung und der Spannstahlspannungszuwachs aus Berechnung den entsprechenden Versuchsergebnissen unter Maximallast gegenübergestellt.

|                     | <b>Maximal-/<br/>Tragmoment</b> | <b>Gesamtrotation</b>               | <b>Fugenöffnung</b>          | <b>Spannstahl-<br/>spannungs-<br/>zuwachs</b>             |
|---------------------|---------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|---|
|                     | <b><math>M_u</math> [kNm]</b>   | <b><math>\theta_u</math> [mrad]</b> | <b><math>w_u</math> [mm]</b> | <b><math>\Delta\sigma_{p,u}</math> [MN/m<sup>2</sup>]</b> |
| <b>Kragträger 1</b> |                                 |                                     |                              |   |
| Versuch             | 107.2                           | 22.7                                | 3.8                          | 119.7   |
| Berechnung          | 107.4                           | 22.7                                | 3.5                          | 124.1   |
| <b>Kragträger 2</b> |                                 |                                     |                              |   |
| Versuch,            |                                 |                                     |                              |   |
| 1. Maximallast      | 114.1                           | 16.9                                | 1.7                          | 107.0   |
| 2. Maximallast      | 109.3                           | 33.6                                | 2.6                          | 212.2   |
| Berechnung 1        | 120.4                           | 22.7                                | 3.5                          | 164.1   |
| Berechnung 2        | 112.0                           | 16.3                                | 3.6                          | 101.6   |

Tabelle 4.1: Vergleich der Ergebnisse aus Versuch und Berechnung

Die gemessenen und berechneten Werte liegen im akzeptablen Streubereich vergleichbarer Versuche aus der Literatur. Insgesamt bieten die gewählten Modelle mit den verwendeten Unterprogrammen eine gute Abbildung des tatsächlichen Trag- und Verformungsverhaltens unter der Voraussetzung einer ausreichenden Betondeckung, so dass die Modelle für weitere Studien verwendet werden.

### 4.3 Parameterstudien an Segmentträgern

Während Kasic [54] in seinen Parameterstudien die prinzipiellen Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit und den Spannungszuwachs im Spannstahl rein biegebeanspruchter Einfeldträger untersuchte, wird hier zusätzlich die Rotationsfähigkeit beobachtet. Dabei ist vorrangig der Einfluss der Querkraft interessant, der über die Schubrissbildung einen weiteren Anstieg der Rotationskapazität und Tragfähigkeit bewirken kann. Des Weiteren wird der Einfluss der Fuge analysiert und ein Vergleich mit einem monolithischen Träger vorgestellt.

In Anlehnung an den vereinfachten Nachweis der Rotationsfähigkeit von biegebeanspruchten Bauteilen nach DIN 1045-1, der für vorgefertigte Segmente mit unbewehrten Kontaktfugen bisher mangels Erfahrungen nicht zugelassen ist, werden folgende Parameter untersucht:

- Schubschlankheit  $\lambda_q$ ,
- Biegeschlankheit  $\lambda_l$  und
- Betondruckfestigkeit  $f_c$ .

Ausgehend vom statischen System der Versuchsträger mit zwei Einzellasten, wird für alle Studien die Stellung der rechten Lasteinleitung beibehalten, vgl. Abbildung 4.19. Außer bei der Variation der Druckfestigkeit beträgt die Druckfestigkeit des Betons bei  $55 \text{ MN/m}^2$ . Die Betonstahlbewehrung und Vorspannung entspricht derjenigen der Versuchsträger Kragträger 1 und Kragträger 2.

Der Einfluss der Querkraft wird über unterschiedliche Schubschlankheiten gesteuert. Dies geschieht hier über das Verschieben der linken Krafteinleitung am Kragarm. Generell wird die Schubschlankheit über den Abstand zwischen Momentenmaximum und Momentennulldurchgang  $a_q$  bestimmt:

$$\lambda_q = a_q/d \quad (4.54)$$

Für Tragwerke mit konstantem Querkraftverlauf wird die Schubschlankheit über  $\lambda_q = M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot d)$  ermittelt und korreliert damit mit dem Momentengradienten  $dM/dx$ . Bedingt durch die gewählte Lastkonstellation sind die Schubschlankheiten nicht auf beiden Seiten des Auflagers gleich. Die für die Parameterstudie relevante Schubschlankheit wird im Folgenden daher stets auf derjenigen Seite des linken Auflagers bestimmt, auf der sich die Fuge befindet. Damit entspricht die angegebene Schubschlankheit des Modells KRAG 1 der Schubschlankheit links des Auflagers, so dass sich die Schubschlankheit einfach über den Hebelarm  $a$  der linken Last zum linken Auflager und der statischen Höhe  $d$  ergibt:

$$\lambda_{q,KRAG 1} = \lambda_{q,links} = a_{q,links}/d = M_{Ed}/(V_{Ed,links} \cdot d) = a/d \quad (4.55)$$

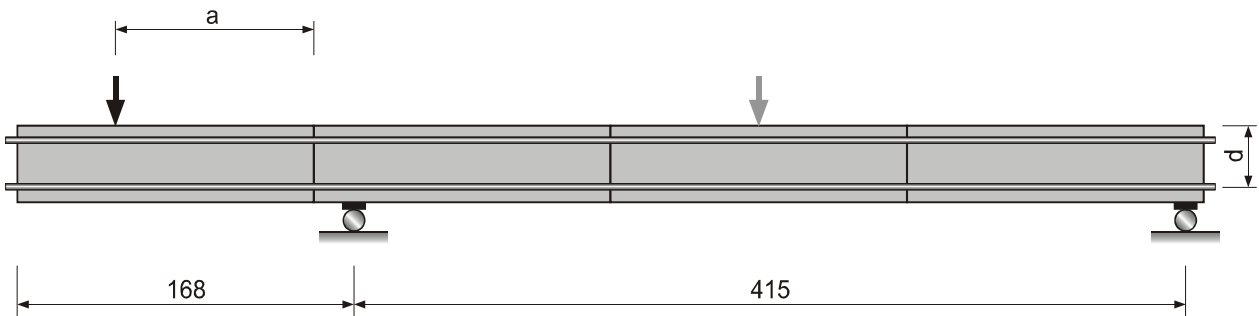


Abbildung 4.19: Variation des Hebelarms  $a$  an KRAG 1

Für KRAG 2, bei dem die erste Fuge rechts des Auflagers positioniert ist, wird die Schubschlankheit über die Querkraft auf der rechten Seite ermittelt und entspricht der Differenz aus Biegeschlankheit  $\lambda_l$  und der Schubschlankheit  $\lambda_{q,links}$ :

$$\lambda_{q,KRAG 2} = \lambda_{q,rechts} = a_{q,rechts}/d = \lambda_l - a_{q,links}/d = \lambda_l - a/d \quad (4.56)$$

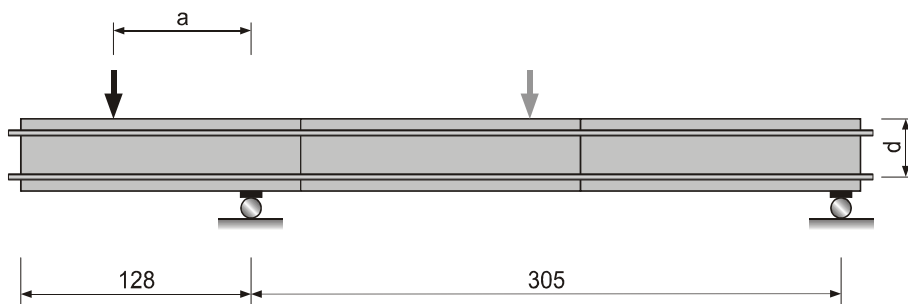


Abbildung 4.20: Variation des Hebelarms  $a$  an KRAG 2

Die Schubslankheiten liegen in den untersuchten Fällen beider Modelle zwischen 2.8 und 6.6. Die untere Grenze vermeidet ein Abtragen auflagernaher Lasten mittels Sprengwerk. Der Einfluss der Schubrissbildung entfällt für große Werte von  $\lambda_q$  aufgrund hauptsächlich Biegebeanspruchung, die hier nicht Gegenstand der Untersuchungen ist. Die Variation der Schubslankheit wird hier bei konstanter Biegeschlankheit über eine Änderung des Kräfteverhältnisses der linken zur rechten Lasteinleitung erreicht.

Die Biegeschlankheit  $\lambda_l$  wird über den Abstand der Momentennullpunkte bestimmt und entspricht der Länge eines Einfeldträgers mit gleichem Momentenverlauf. Wird die Momentenlinie eines Einfeldträgers auf einen Durchlaufträger unter Gleichstreckenlast übertragen, so können folgende Beziehungen verwendet werden:

$$\lambda_{q,DLT} = 0.2 \cdot \lambda_{l,EFT} \quad \text{für ein Endfeld} \quad (4.57)$$

$$\lambda_{q,DLT} = 0.25 \cdot \lambda_{l,EFT} \quad \text{für ein Innenfeld} \quad (4.58)$$

Damit ist ersichtlich, dass die beiden Schlankheiten unter herkömmlicher Belastung miteinander korrelieren. Im Rahmen dieser Studie erfolgt die Variation der Biegeschlankheit jedoch bei fester Schubslankheit über eine Änderung des Kräfteverhältnisses der linken zur rechten Lasteinleitung. Somit werden beide Schlankheiten in den untersuchten Fällen voneinander unabhängig gehalten. Da sich die Angabe der Schubslankheit auf den Wert im Bereich der Fuge bezieht, steht hier die Biegeschlankheit als Maß für die Ausdehnung der plastischen Zone unter Biegung, während die Schubslankheit maßgebend für den Einfluss der Fuge und der Querkraft ist.

Über die Variation der Betondruckfestigkeit werden u. a. die Druckzonenhöhe und damit die Krümmung des Bruchquerschnitts verändert. Um den Einfluss der Schubslankheit bei geringerer Druckfestigkeit festzustellen wird die Variation der Schubslankheit am Modell KRAG 1 mit einer Festigkeit von 35 MN/m<sup>2</sup> wiederholt. Da in allen untersuchten Fällen das Versagen in der Biegedruckzone eintritt und der geometrische Bewehrungsgrad konstant bleibt, fallen die Bruchkrümmung und die Länge der plastischen Zone mit sinkender Festigkeit geringer aus.

Die Traglast wird, wie bereits in Kapitel 3.8 beschrieben, als die Last bei Versagen des Querschnitts oder als Höchstlast der Last-Verformungskurve definiert. Tritt das Versagen des Querschnitts, d. h. das Eintreten der Grenzdehnungen von Beton oder Betonstahl, vor Erreichen der Maximallast auf, so sind die maximale Tragfähigkeit und die Verformungsfähigkeit unter dieser Traglast zu bestimmen. Sind die Grenzdehnungen bei Maximallast nicht erreicht, so wird für die maximale Verformungsfähigkeit der geringere Wert nach Abfall der Traglast um 5 % oder bei Auftreten der Grenzdehnungen verwendet. Die zur maximalen Verformungsfähigkeit gehörige Last wird hier als Bruchlast bezeichnet.

Die Rotation über dem linken Auflager wird, wie ebenfalls Kapitel 3.8 bereits erläutert, über die maximalen Durchbiegungen im negativen Momentenbereich ermittelt. Dabei ist besonders die maximale plastische Rotation als Maß der Umlagerungsmöglichkeit von Interesse. Aufgrund der gewählten Kräfteverhältnisse an den beiden Lasteinleitungspunkten tritt die Plastizierung stets im negativen Momentenbereich auf. Neben der Tragfähigkeit und der Rotationsfähigkeit des Trägers wird untersucht, ob dort zuerst der Stahl oder der Beton ins Fließen kommt und wie weit sich die entsprechende plastische Zone ausbreitet. Des Weiteren ist der Anteil der Fugenöffnungen am Rotationsverhalten von Interesse. Inwieweit die zu untersuchenden Parameter Einfluss auf das Trag- und Rotationsverhalten von Segmentträgern im Vergleich zu monolithischen Trägern haben, soll im weiteren Verlauf der Studie ausgewertet werden. Anschließend erfolgt ein Vergleich der ermittelten plastischen Rotationen mit den nach DIN 1045-1 für monolithische Tragwerke möglichen plastischen Rotationen.

### 4.3.1 Variation der Schubschlankheit

Eine Erweiterung des Momentenbereichs bewirkt generell eine Vergrößerung der plastischen Zone. Bleiben der Abstand der Momentennullpunkte und damit die Biegeschlankheit  $\lambda_l$  konstant, so zeigen Tragwerke unter unterschiedlicher Querkraftbeanspruchung dennoch ein verändertes Rotationsverhalten. Die Zuggurtkräfte erhöhen sich um durch den im Fachwerk entstehenden Versatz der Gurtkräfte. Im Vergleich zu einem rein biegebeanspruchten Träger tritt das Plastizieren früher ein und die elastische Rotation verringert sich. Eine größere Querkraft und eine dadurch kleinere Schubschlankheit  $\lambda_q$  bewirken eine Erhöhung der Schubspannungen und führen zur verstärkten Schubrissbildung, die die Rotation erhöht. Ist die Schubbeanspruchung jedoch zu hoch, wird die Bildung von Biegerissen unterbunden, aus denen sich die Schubrisse weiterentwickeln. Die Querkraft wird dann über



einen geneigten Druckgurt ins Auflager abgetragen und wirkt nicht weiter duktilitätsfördernd.

Li [69] stellte bei seinen Parameterstudien an monolithischen Einfeldträgern aus Spannbeton den Wechsel von einem abgeschlossenen Schubrissbild zu reinen Biegerissen zwischen den Biegeschlankheiten 7.5 und 8.9 fest. Während er allgemein eine Steigerung der Rotationen mit ansteigender Biegeschlankheit beobachtete, fielen die Rotationen in diesem Bereich leicht ab. Übertragen auf die Schubschlankheit bedeutet dies ein generelles Ansteigen der Rotationen mit steigender Schubschlankheit, aber mit einem leichten Abfall der Rotationen von 3.8 bis 4.5. Diese Auswirkungen der Schubschlankheit, können hier nicht direkt auf die Segmentträger übertragen werden, da die plastische Zone durch Fugen unterbrochen wird und die Vorspannung die Schubrissbildung zusätzlich beeinflusst.

Da die Dehnung des verbundlosen Spannglieds im Gegensatz zum Spannstahl im Verbund von den Gesamtverformungen des Betons auf Höhe des Spannglieds abhängt, verändert sich diese direkt mit den Rotationen. Solange die Streckgrenze im Spannstahl und die Zugfestigkeit im Betonstahl nicht erreicht sind, verändert sich damit proportional die Spannung im Spannstahl. Gleichzeitig begünstigt eine ansteigende Zugkraft in den oberen Spanngliedern der beiden Modelle die Rotationen dadurch, dass die resultierende Druckkraft im Beton und das dazugehörige Moment anwachsen. Mit ansteigendem Moment verringert sich die Druckzone im Querschnitt, die dazugehörige Krümmung wird größer, so dass der Segmentträger unter höherer Druckkraft eine höhere Gesamtrotation aufweist. Der Einfluss der gleichzeitig etwas abfallenden Spannung in den untenliegenden Spanngliedern ist vernachlässigbar gering. Entgegen der in 2.1.4 erläuterten und für Bauteile mit Spannstahl im Verbund gültigen M-Q-Interaktion steigt das Tragmoment mit höherer Querkraftbeanspruchung an, wenn die Gesamtrotation durch eine Schubrissbildung verbessert wird.

Die nachfolgenden Untersuchungen an Segmentträgern erfolgen anhand des Modells KRAG 1 mit einer Biegeschlankheit von 11 und anhand des Modells KRAG 2 mit einer Biegeschlankheit von 7.9. Die berechneten Schubschlankheiten liegen für KRAG 1 zwischen 2.8 und 6.6 und für KRAG 2 zwischen 3.0 und 5.5. In allen Fällen beginnt der Betonstahl vor dem Plastizieren des Betons zu fließen. Das Versagen tritt jedoch an verschiedenen Stellen auf. Für geringe Schubschlankheiten bis etwa 4.2 versagt der Querschnitt am Auflager, während sich mit steigender Schub-

schlankheit das Verhältnis  $M_{\text{Fuge}}/M_{\text{Stütze}}$  vergrößert und so die Biegedruckzone durch eine erweiterte Fugenöffnung zwischen Auflager und Fuge einschnürt.

|               | Schub schlankheit | Biege schlankheit | Betondruckfestigkeit       |
|---------------|-------------------|-------------------|----------------------------|
|               | $\lambda_q$ [-]   | $\lambda_1$ [-]   | $f_c$ [MN/m <sup>2</sup> ] |
| <b>KRAG 1</b> | 2.8 ... 6.6       | 11                | 55                         |
| <b>KRAG 2</b> | 3.0 ... 5.5       | 7.9               | 55                         |

Tabelle 4.2: Gewählte Parameter bei Variation der Schub schlankheit

### Traglast

Abbildung 4.21 zeigt, dass das Tragmoment in beiden Modellen tendenziell mit ansteigender Schub schlankheit absinkt, da das Verhältnis  $M_{\text{Fuge}}/M_{\text{Stütze}}$  ansteigt. Für das Modell KRAG 1 ist jedoch ein leichter Anstieg des Tragmoments bei Schub schlankheiten von 2.8 bis 3.2 zu erkennen. Dieser Anstieg wird durch Berechnungen im feineren Abstand mit den Schub schlankheiten von 3.0 und 3.4 bestätigt. Anhand von KRAG 2 steigt das Tragmoment für Schub schlankheiten bis etwa 3.8 an und fällt für größere Werte ab. Der Anstieg lässt sich auf die günstige Wirkung der Biegeschubrissbildung auf das Rotations- und Tragverhalten zurückführen. Aufgrund unterschiedlicher Momenten-/Querkraftverhältnisse unterscheiden sich in den beiden Modellen die Schub schlankheiten, bei denen die Schubrissbildung erreicht wird. Im Falle des zweiten Modells treten die Schubrissse aufgrund der geringeren Biege schlankheit auch auf derjenigen Seite des Auflagers auf, die nicht durch die Fuge 1 abgegrenzt wird.

Das Tragmoment schwankt für KRAG 1 zwischen 104 kNm und 117 kNm und für KRAG 2 zwischen 112 kNm und 121 kNm. Die höheren Tragmomente des Modells KRAG 2 im Vergleich zu KRAG 1 beruhen auf einen höheren Zuwachs der Spannkraft aufgrund der kürzeren Spanngliedlänge. Die geringsten Unterschiede der Tragmomente der beiden Systeme zeigen sich bei den Schub schlankheiten von 3.0 bis 3.5, darüber hinaus fällt das Tragmoment des Modells KRAG 1 stärker ab als das des Modells KRAG 2.

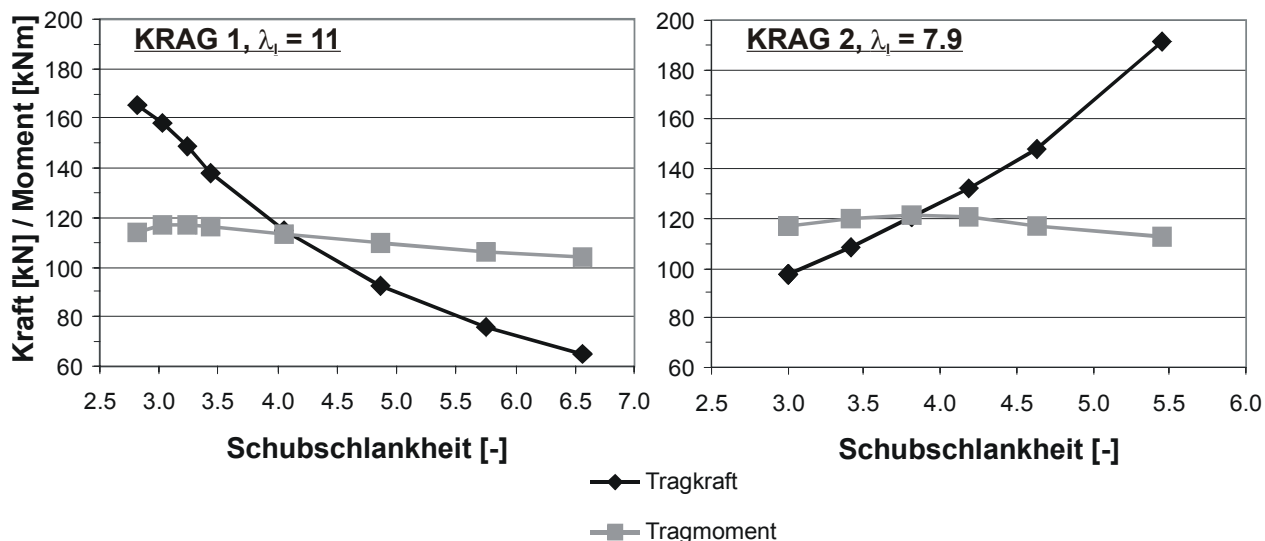


Abbildung 4.21: Traglast in Abhängigkeit der Schubslankheit

## Rotation

Die einzelnen Rotationsanteile sind in Abbildung 4.22 dargestellt. Die mit 25 mrad größte Gesamtrotation des Modells KRAG 1 existiert aufgrund der Schrägrissbildung bei einer Schubslankheit von 3.2. Darüber hinaus fällt sowohl die Gesamtrotation als auch die plastische Rotation aufgrund der Einschnürung der Biegedruckzone zwischen Fuge und Auflager kontinuierlich ab. Dagegen steigt die elastische Rotation an, da das Plastizieren des Stahls mit geringerer Querkraftbeanspruchung später eintritt. Die Streckgrenze im Stahl wird im KRAG 1 bereits bei Schubslankheiten um 3.2 mit einer Rotation von ca. 7 mrad erreicht, während sie bei Schubslankheiten von 6.6 erst mit einer Rotation von knapp 10 mrad beginnt.

Die entsprechenden Tendenzen sind ebenso im zweiten Modell KRAG 2 zu erkennen. Von  $\lambda_q = 3.0$  bis zu 4.2 steigt die Gesamtrotation und plastische Rotation leicht an, für größere Schubslankheiten zeichnet sich ein deutliches Absinken der gesamten und plastischen Rotation ab. Die Gesamtrotation liegt zwischen maximal 22 mrad und minimal 18 mrad. Die elastische Rotation beträgt bis zur Schubslankheit von 4.2 knapp 7 mrad und wächst bis 5.5 auf über 9 mrad an.

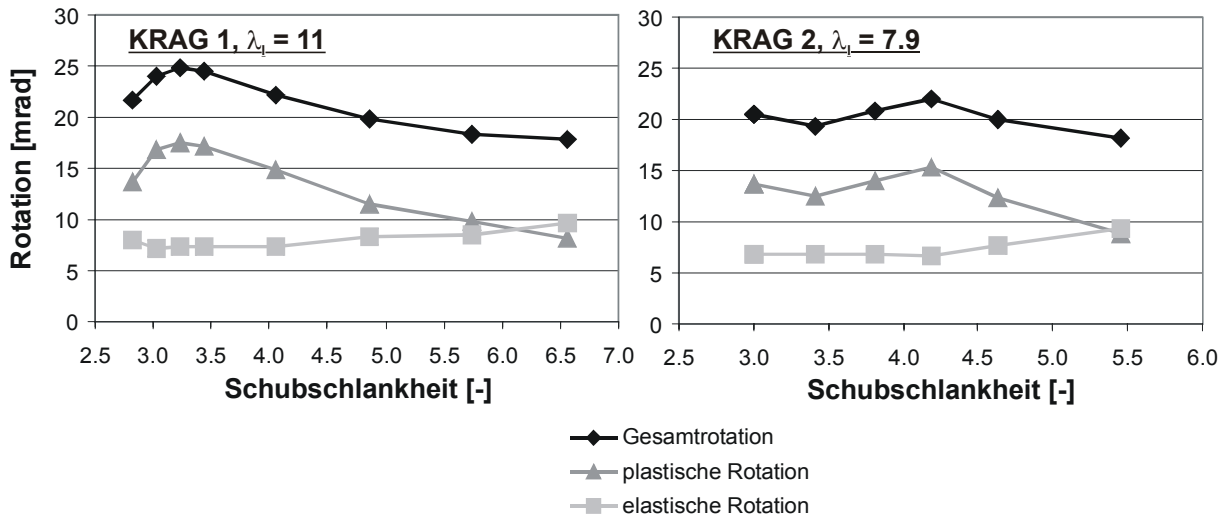


Abbildung 4.22: Rotation in Abhängigkeit der Schubslankheit

### Plastische Länge

Die plastische Länge entspricht dem Bereich, in dem die Fließdehnungen des Betonstahls erreicht oder überschritten sind. Bei einem monolithischen Träger mit konstanter Biegeschlankheit und sich ändernder Schubslankheit verteilt sich die plastische Zone links und rechts des Auflagers im jeweiligen Verhältnis der Schubslankheit zur Biegeschlankheit  $\lambda_{q,links}/\lambda_l$  und  $\lambda_{q,rechts}/\lambda_l$ . Mit anwachsender Schubslankheit  $\lambda_{q,links}$  wächst demnach die plastische Zone links des Auflagers ohne Störung einer Fuge oder den Einfluss der Schubrissbildung stetig an, während sie sich rechts des Auflagers um den gleichen Betrag verkleinert. Bei gleichen Schubslankheiten  $\lambda_{q,links} = \lambda_{q,rechts}$  sind die Teillängen der plastischen Zone beidseits des Auflagers bei betragsmäßig gleichgroßen Querkräften gleich.

Die plastische Länge ist für beide Modelle in Abhängigkeit der Schubslankheit in Abbildung 4.23 dargestellt. Neben der Gesamtlänge der plastischen Zone ist die Ausdehnung der plastischen Zone auf derjenigen Seite des Auflagers dargestellt, auf der sich die Fuge befindet. Aufgrund der größeren Biegeschlankheit fällt die plastische Zone im Modell Krag 1 höher aus als im Modell Krag 2. Die größte Ausdehnung im Krag 1 beträgt 52 cm bei einer Schubslankheit von 3.2 und im Krag 2 37 cm bei einer Schubslankheit von 4.2. Darüber hinaus wird die Ausdehnung der plastischen Zone durch die Fuge behindert. Die Ausdehnung der plastischen Zone auf der Seite der Fuge erreicht einen maximalen Wert von 17 cm bzw. 19.5 cm und wächst darüber hinaus trotz steigendem Abstand des Momentennullpunkts zum Auflager nicht weiter an.

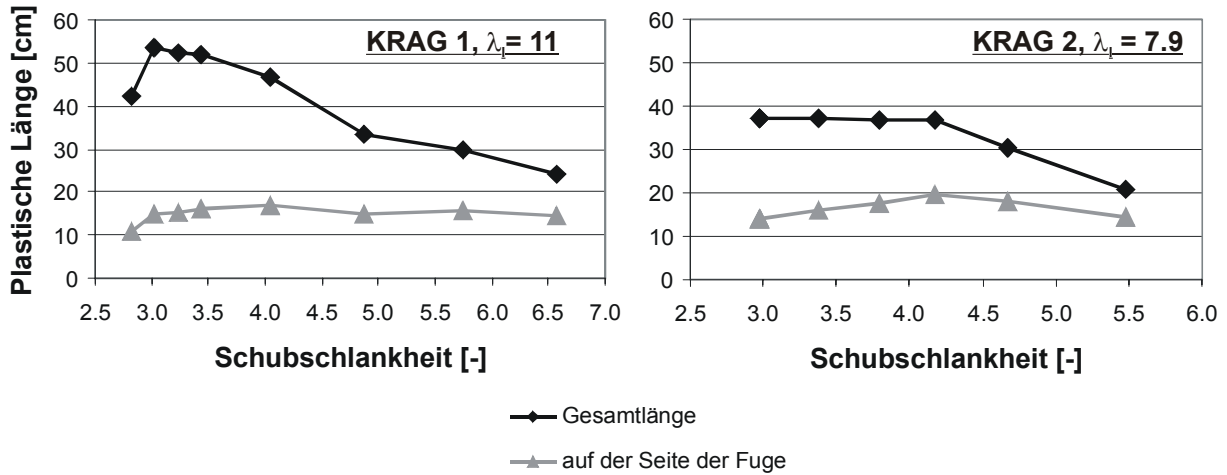


Abbildung 4.23: Länge der plastischen Zone in Abhängigkeit der Schubslankheit

### Spannungszuwachs im Spannstahl

Da die Streckgrenze im Spannstahl nicht erreicht wird, erhöht sich mit ansteigender Rotation der Spannungszuwachs im Spannstahl. Während der Spannungszuwachs in KRAG 1 bei Plastzierungsbeginn geringfügig um  $32 \text{ MN/m}^2$  streut, zeigt sich im kürzeren KRAG 2 eine deutliche Steigerung der Spannung von  $19 \text{ MN/m}^2$  auf  $54 \text{ MN/m}^2$ . Der maximale Spannungszuwachs unter Bruchlast beträgt in KRAG 1  $150 \text{ MN/m}^2$  und in KRAG 2  $168 \text{ MN/m}^2$ . In KRAG 1 wird ab einer Schubslankheit von etwa 5.7 ein Spannungszuwachs unter  $100 \text{ MN/m}^2$  registriert. Die kleinsten berechneten Werte des Modells KRAG 2 unter Bruchlast betragen bei der Schubslankheit von 5.5 etwa  $130 \text{ MN/m}^2$ .

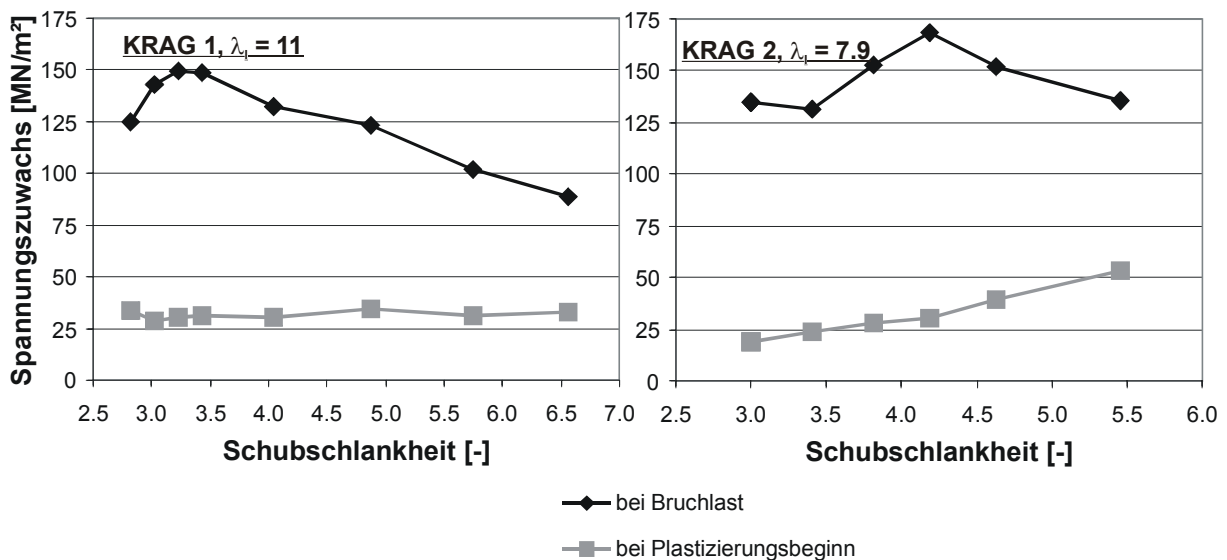


Abbildung 4.24: Spannstahlspannungszuwachs in Abhängigkeit der Schubslankheit

### Fugenöffnung (Fuge 1)

Zu Plastizierungsbeginn und unter der Bruchlast zeigt sich tendenziell für beide Modelle ein mehr oder weniger starkes Ansteigen der Fugenbreite mit ansteigender Schubschlankheit, s. Abbildung 4.25. Die von der Schubschlankheit abhängigen Fugenbreiten bei Bruchlast sind für beide Modelle nahezu identisch. Große Fugenöffnungen begrenzen die Rotationsfähigkeit. Ab der Schubschlankheit von etwa 4.0 ändert sich die Fugenbreite unwesentlich. Die Fugenbreite um 3 mm ist ein Grenzwert, ab dem die Fugenöffnung die Biegedruckzone in der Nähe der Fuge so sehr einschnürt, dass der Beton seine Grenzstauchung erreicht. Die Öffnungshöhen liegen hier zwischen 23 und 24.5 cm.

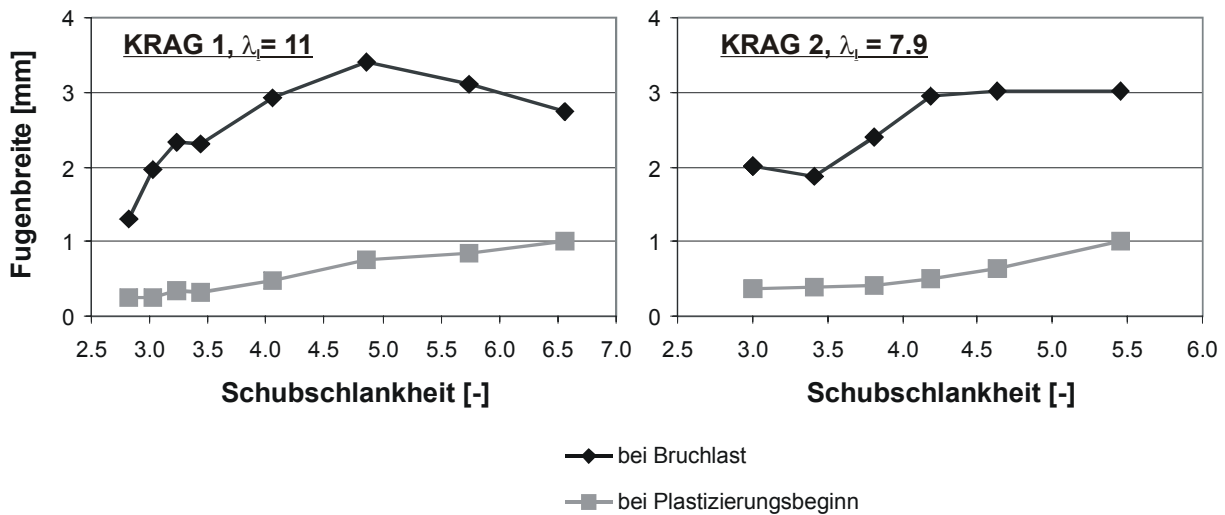


Abbildung 4.25: Fugenbreite in Abhängigkeit der Schubschlankheit

#### 4.3.2 Variation der Biegeschlankheit

Die Variation der Biegeschlankheit  $\lambda_l$  geschieht hier durch Änderung der Kräfteverhältnisse und Beibehalten der Lasteinleitungsstellen anhand des Modells Krag 1. Dadurch bleibt die Schubschlankheit  $\lambda_q = \lambda_{q,links} = a/d$  auf der Seite der ersten Fuge konstant. Die Schubschlankheit  $\lambda_{q,rechts}$  auf der anderen Seite des Auflagers ergibt sich entsprechend Gleichung (4.40) aus der Differenz der variierten Biegeschlankheit und dem Verhältnis  $a/d$ . Der negative Momentenbereich und die Schubschlankheit  $\lambda_{q,rechts}$  auf der rechten Seite des Auflagers werden mit ansteigender Biegeschlankheit größer.

Die untersuchten Biegeschlankheiten bewirken einen negativen Momentenbereich von 30 bis 50 % der gesamten Trägerlänge. Mit einem anwachsenden negativen

Momentenbereich vergrößern sich die plastische Zone sowie die davon abhängigen Größen wie z. B. Spannungszuwachs im Spannstahl und Traglast. Zusätzlich verringert sich der Bereich der Betonstauchungen in der Höhe der oberen Spannglieder infolge des verkürzten positiven Momentenbereichs. Generell zeigt sich somit ein Anwachsen der Traglast und der Gesamtrotation mit steigender Biegeschlankheit. Die Veränderung der Biegeschlankheit beeinflusst jedoch auch das Rissverhalten auf der rechten Seite des Auflagers, so dass eine ungestörte Schrägrissbildung auf dieser Seite die Rotationsfähigkeit erhöht.

Die Untersuchung der Biegeschlankheit wird anhand des Modells KRAG 1 mit zwei verschiedenen Schub schlankheiten  $\lambda_q$  durchgeführt. Es werden die Schub schlankheiten aus der vorherigen Parameterstudie gewählt, bei denen die Fuge keinen und einen großen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten zeigt. Für KRAG 1 sind dies die Systeme mit den Schub schlankheiten 3.2 und 4.9. Versagen tritt bei  $\lambda_q = 4.9$  nicht am Auflager auf, sondern im unbewehrten Fugenbereich, so dass die Rotation und Traglast durch die linke Fuge begrenzt wird. Die untersuchten Biegeschlankheiten liegen bei  $\lambda_q = 3.2$  von 7.5 bis 11 und bei  $\lambda_q = 4.9$  von 9 bis 13.

|               | Schub schlankheit | Biegeschlankheit | Betondruckfestigkeit       |
|---------------|-------------------|------------------|----------------------------|
|               | $\lambda_q$ [-]   | $\lambda_l$ [-]  | $f_c$ [MN/m <sup>2</sup> ] |
| <b>KRAG 1</b> | 3.2               | 7.5 ... 11       | 55                         |
| <b>KRAG 1</b> | 4.9               | 9 ... 13         | 55                         |

Tabelle 4.3: Gewählte Parameter bei Variation der Biegeschlankheit

### Traglast

Das Fließen im Stahl tritt stets vor dem Erreichen der Betonstauchung  $\varepsilon_{c1}$  ein und der Beton versagt stets vor dem Betonstahl. Die Traglast fällt für  $\lambda_q = 3.2$  bei einer Biegeschlankheit von 7.5 aufgrund eines Schubversagens am Auflager deutlich geringer aus. Für größere Biegeschlankheiten versagt das Modell dagegen auf Biegung. Bei  $\lambda_q = 4.9$  versagt die Biegedruckzone im Bereich der Fuge, bevor das Tragmoment im Stützquerschnitt erreicht ist. Somit behindert die linke Fuge die

Ausdehnung der plastischen Zone links des Auflagers, so dass bei gleicher Biegeschlankheit das Modell mit kleinerer Schub schlankheit  $\lambda_q$  eine größere plastische Zone, Gesamtrotation und schließlich ein höheres Tragmoment aufweist.

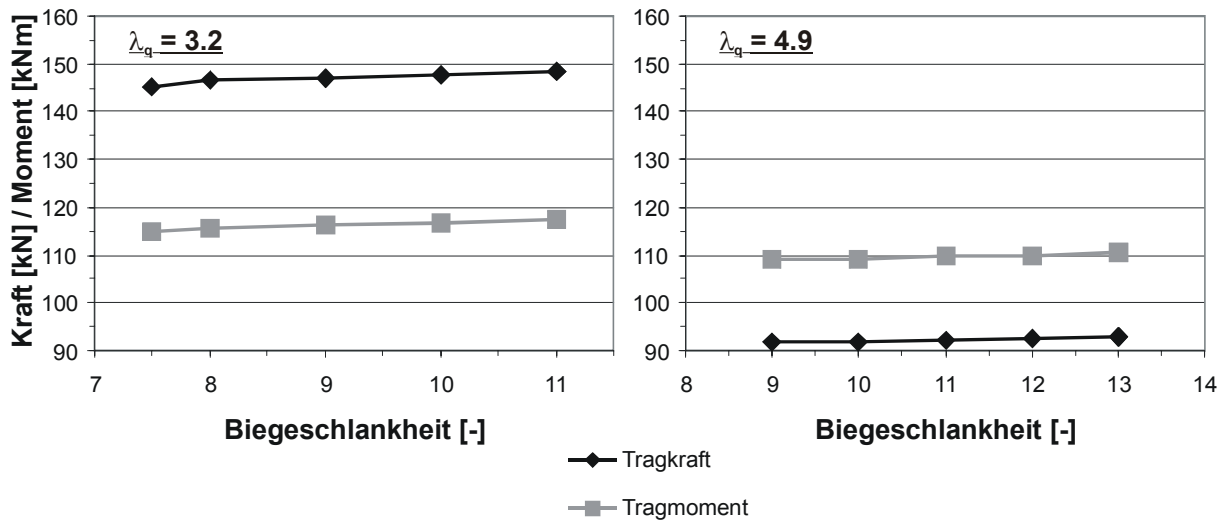


Abbildung 4.26: Traglast in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, Krag 1

## Rotation

Nach der erweiterten Fachwerkanalogie erfährt der Zuggurt, hier die Betonstahlbewehrung, einen Versatz der Zugkräfte gegenüber der M/z-Kurve, der in diesem Bereich die Krümmungen gegenüber dem Biegeanteil erhöht. Der Zuwachs der Zuggurtkraft ist umso größer, je höher die Querkraft und je flacher die Neigung der Druckstreben ist. Ändert sich die Querkraftbeanspruchung wird ebenso die elastische Rotation beeinflusst. Anhand Abbildung 4.27 lässt sich erkennen, dass die Biegeschlankheit bei  $\lambda_q = 3.2$  einen geringeren Einfluss auf die elastische Rotation besitzt als bei  $\lambda_q = 4.9$ .

Während der maximale Unterschied der elastischen Rotation lediglich 0.8 mrad bei einer Rotation von 7 mrad ausmacht, steigt die elastische Rotation bei  $\lambda_q = 4.9$  mit anwachsender Biegeschlankheit von 9.3 auf 5.7 mrad an. Aufgrund der wesentlich höheren Querkraftbeanspruchung  $V_{\text{links}}$  links des Auflagers gegenüber  $V_{\text{rechts}}$  rechts des Auflagers bei  $\lambda_q = 3.2$  bleibt der Versatz der Zuggurtkräfte und die elastische Rotation nahezu konstant. Dagegen übersteigt  $V_{\text{rechts}}$  bei  $\lambda_q = 4.9$  für Biegeschlankheiten kleiner 10 die Querkraft  $V_{\text{links}}$ , so dass die Querkraftbeanspruchung auf der rechten Seite maßgebend für den Fließbeginn und die elastische Rotation wird. Dies begünstigt sowohl die plastische Rotation als auch die Gesamtrotation für die Biegeschlankheit kleiner 10, da infolge der ansteigenden Querkraftbeanspruchung



$V_{\text{rechts}}$  und Zuggurtkraft die Normalkraft im Beton und somit das Tragmoment des unbewehrten Betons im Bereich der Fuge erhöht wird. Der Anstieg der plastischen Rotation sowie Gesamrotation beruht auf einem Zuwachs infolge Schubrissbildung auf der rechten Seite des Auflagers. Mit weiter fallender Biegeschlankheit steigt die plastische Rotation jedoch nicht an, da das Modell vorzeitig auf Schub versagt.

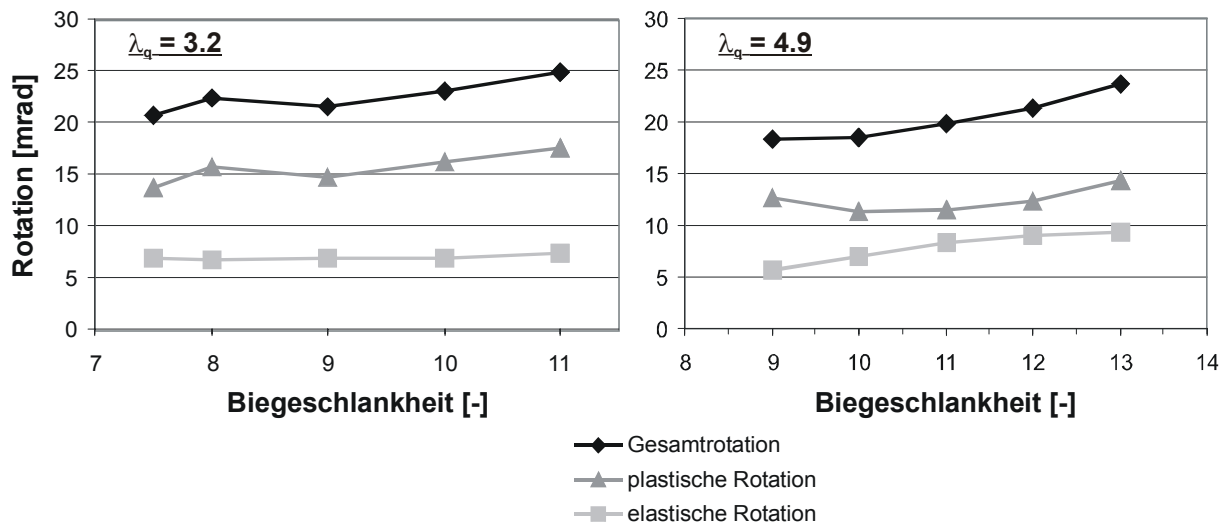


Abbildung 4.27: Rotation in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, Krag 1

### Plastische Länge

In Abbildung 4.28 ist zu erkennen, dass die plastische Zone generell mit wachsender Biegeschlankheit aufgrund des größeren negativen Momentenbereichs ansteigt. Zusätzlich erhält die plastische Zone im ersten Fall einen leichten Zuwachs infolge der Schubrissbildung für Biegeschlankheiten kleiner als 8. Da im zweiten Fall die Querkraftbeanspruchung auf der rechten Seite deutlich an Bedeutung gewinnt und das Tragmoment des unbewehrten Betons erhöht, steigt die plastische Zone auf der linken Seite des Auflagers für Biegeschlankheiten kleiner als 11 stärker an.

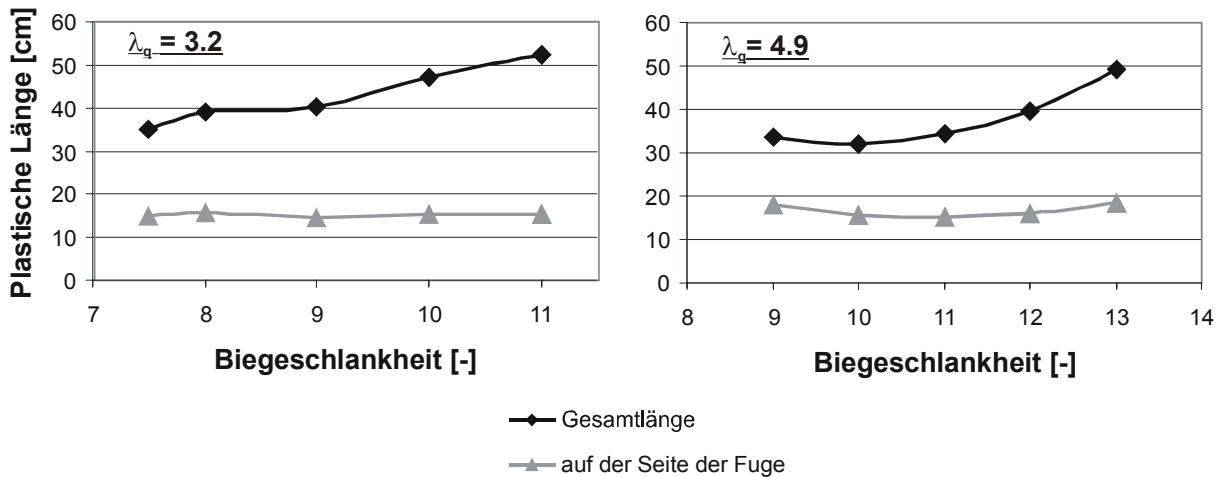


Abbildung 4.28: Länge der plastischen Zone in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, KRAG 1

### Spannungszuwachs

Für  $\lambda_q = 4.9$  wächst die Spannung direkt proportional zur Rotation. Dagegen steigt der Spannungszuwachs für  $\lambda_q = 3.2$  mit größerer Biegeschlankheit stärker an. Der Spannungszuwachs beträgt bei allen untersuchten Biegeschlankheiten größer als 7.5 deutlich mehr als  $100 \text{ MN/m}^2$ , reicht jedoch nicht aus, um ein Fließen im Spannstahl einzuleiten.

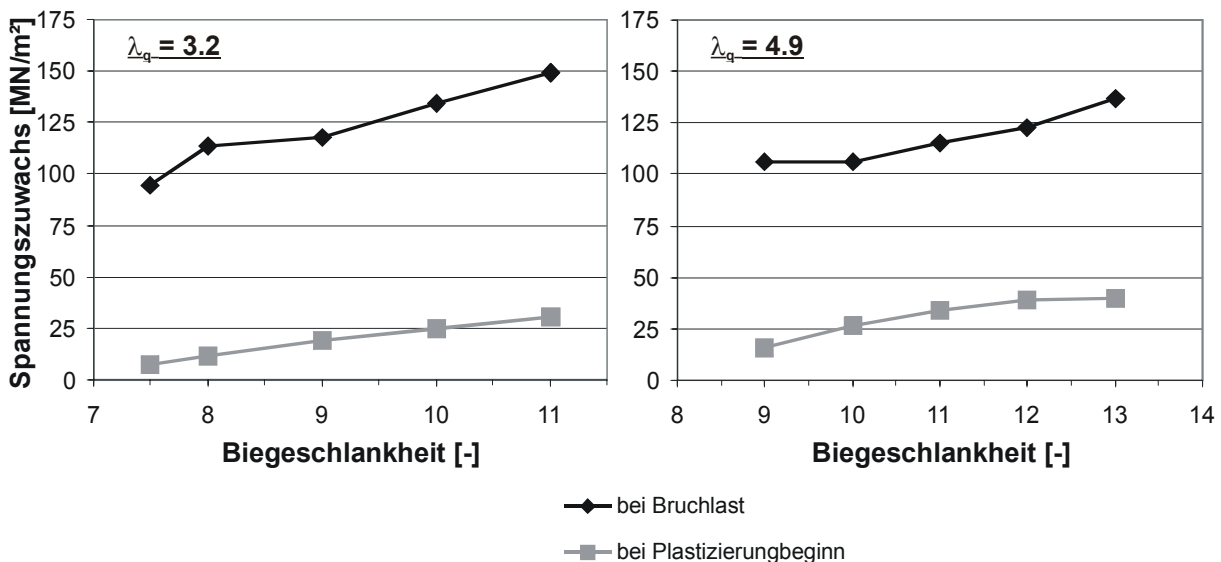


Abbildung 4.29: Spannstahlspannungszuwachs in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, KRAG 1

### Fugenöffnung (Fuge 1)

Die Fugenbreiten sinken tendenziell mit ansteigender Biegeschlankheit leicht ab, wobei die Fugenbreite wie auch die vorigen Ergebnisse bei einer Biegeschlankheit von 7.5 aufgrund des Schubversagens deutlich kleiner ausfällt. Mit sinkender Biegeschlankheit steigt wie bereits erwähnt die Querkraftbeanspruchung auf der rechten Seite des Auflagers an, die die Krümmung des unbewehrten Betons unter Traglast erhöht. Für die untersuchten Biegeschlankheiten größer als 7.5 beträgt der Unterschied zwischen größter und kleinster Fugenbreite jeweils etwa 0.2 mm.

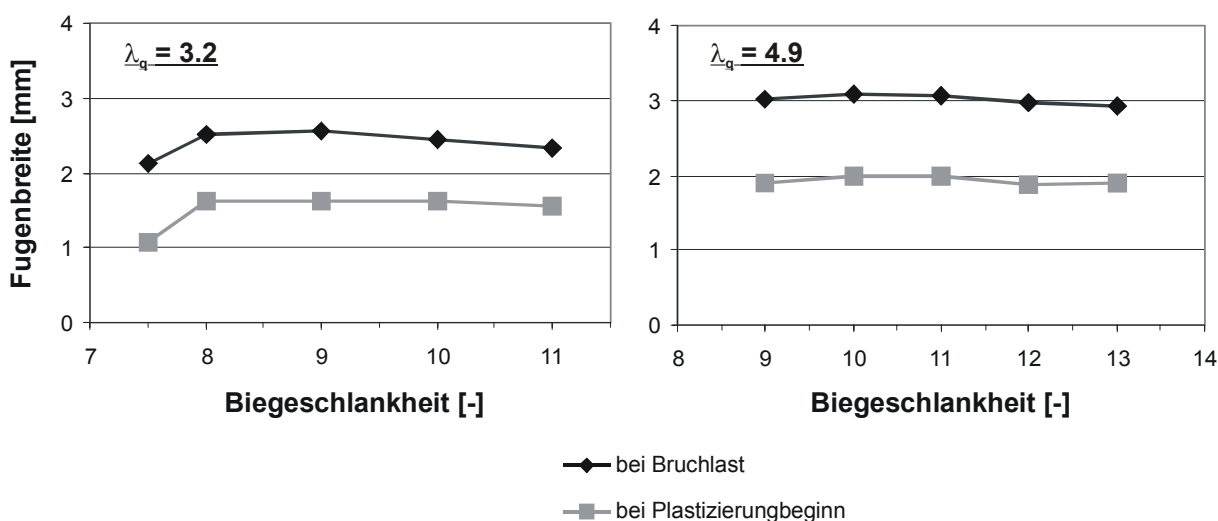


Abbildung 4.30: Fugenbreite in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, Krag 1

#### 4.3.3 Variation der Betondruckfestigkeit

Bei gleicher Belastung sowie gleichem Bewehrungsgrad führt eine geringere Betondruckfestigkeit im Vergleich zu höher festen Betonen zu einer größeren bezogenen Druckzonenhöhe  $x/d$  und damit kleineren Krümmung. Das Fließen des Stahls tritt dadurch bei einem Beton geringerer Druckfestigkeit später auf, so dass die elastische Rotation mit absteigender Betondruckfestigkeit größer ausfällt. Für die Auswirkung der Betonfestigkeit auf die Gesamtrotation und plastische Rotation ist entscheidend, ob Beton- oder Stahlversagen auftritt. Ist ein Versagen im Stahl ausgeschlossen, so versagt der Träger mit höherer Betonfestigkeit unter größeren Traglasten. Die plastische Zone und die Krümmungen wachsen an und führen zu einer höheren Gesamtrotation. Die größte Rotation ergibt sich, wenn im Bruchquerschnitt sowohl der Beton als auch der Stahl die Maximaldehnung erreichen und sich somit die größtmögliche Krümmung einstellt. Mit weiter ansteigender Betonfestigkeit versagt der Betonstahl vor Erreichen der Betonbruchstauchung, so dass die

Bruchkrümmung und die Gesamtrotation wieder abfallen. Als weiterer Faktor kommt die Zunahme der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, die die Rotationsfähigkeit weiter reduziert.

Zur Untersuchung des Einflusses der Druckfestigkeit auf die Rotationsfähigkeit des Segmentträgers wird die Variation der Schubslankheit an dem Modell KRAG 1 mit einer weiteren Betondruckfestigkeit von  $f_c = 35 \text{ MN/m}^2$  durchgeführt. Dazu wurden weitere Materialkennwerte geändert. So sind u. a. die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul niedriger als bei der vorangegangenen Berechnung mit  $55 \text{ MN/m}^2$ . Die Betonstauchung unter Höchstspannung  $\varepsilon_{c1}$  wurde zu  $2.4 \text{ ‰}$  gesetzt.

|               | <b>Schubslankheit</b> | <b>Biegeschlankheit</b> | <b>Betondruckfestigkeit</b> |
|---------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------------|
|               | $\lambda_q [-]$       | $\lambda_1 [-]$         | $f_c [\text{MN/m}^2]$       |
| <b>KRAG 1</b> | 2.8 ... 6.6           | 11                      | 35                          |
| <b>KRAG 1</b> | 2.8 ... 6.6           | 11                      | 55                          |

Tabelle 4.4: Gewählte Parameter bei Variation der Betondruckfestigkeit

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Auswirkungen einer verkleinerten Betondruckfestigkeit auf Segmentträger im Vergleich zu den vorigen Ergebnissen mit einer Betondruckfestigkeit von  $55 \text{ MN/m}^2$ .

### Traglast

Zunächst sind in Abbildung 4.31 die Traglasten gegenübergestellt. Die Ergebnisse des Modells höherer Festigkeit liegen um etwa  $10 \text{ ‰}$  über den Ergebnissen des Modells kleinerer Festigkeit. Der Verlauf der Kurven ist demnach unverändert, das Maximum tritt auch in der neuen Untersuchung bei der Schubslankheit um 3.2 auf.

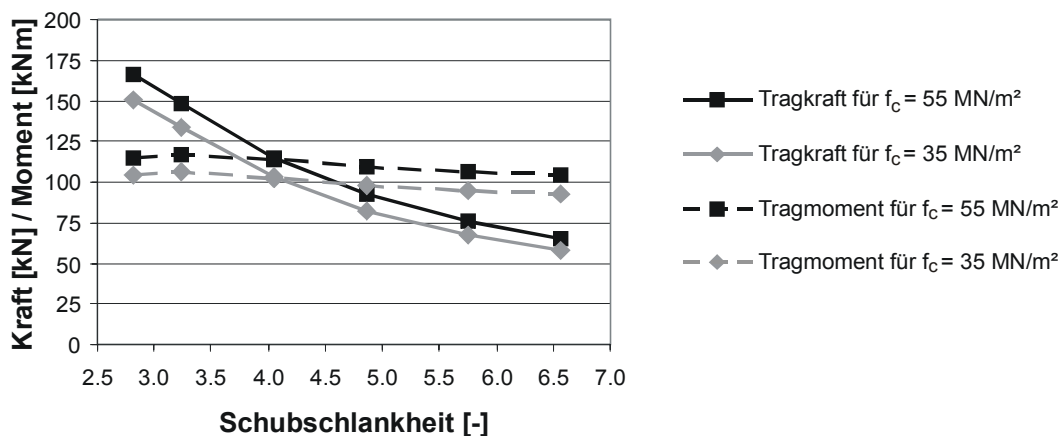


Abbildung 4.31: Traglast in Abhängigkeit der Schubslankheit und Betondruckfestigkeit, KRAG 1

### Rotation

Ein Vergleich der Gesamtrotationen bestätigt die zuvor gemachten Aussagen. Mit Ansteigen der Betonfestigkeit vergrößert sich im Falle von Betonversagen die Gesamtrotation. Hier liegen die Werte bei höherer Betonfestigkeit um 2.5 bis 4 mrad oder 13 % bis 22 % über den Werten niedrigerer Betonfestigkeit. Der Vergleich der elastischen Rotation erfolgt hier indirekt über den Vergleich der plastischen Rotation. Da die elastische Rotation für geringere Betonfestigkeiten anwächst, fällt die entsprechende plastische Rotation deutlich geringer aus. Bei den untersuchten Schubslankheiten 2.8 bis 6.6 liegt die plastische Rotation bei 55 MN/m<sup>2</sup> um 4.1 bis 6.6 mrad oder um die Hälfte bis um das 1.5fache höher als bei 35 MN/m<sup>2</sup>. Ab  $\lambda_q = 4.9$  verläuft der Abfall der plastische Rotation parallel zum entsprechenden Gesamtrationsverlauf. Hier tritt nun die Grenzstauchung  $\varepsilon_{c1}$  vor der Fließdehnung ein, so dass die elastische Rotation gemäß Definition nicht weiter ansteigt. Die punktierte Linie stellt den Verlauf der plastischen Rotation dar, wenn nur das Fließen im Stahl berücksichtigt wird. Demnach erhält die plastische Rotation bei einer Schubslankheit von 6.6 eine Erhöhung durch ein Versatzmaß, das durch eine hohe Schubbeanspruchung auf der rechten Seite des Auflagers verursacht wird. Das Fließen des Stahls tritt zwar nach dem Erreichen der Grenzstauchung  $\varepsilon_{c1}$  ein, was die Gesamtrotation nicht beeinflusst.

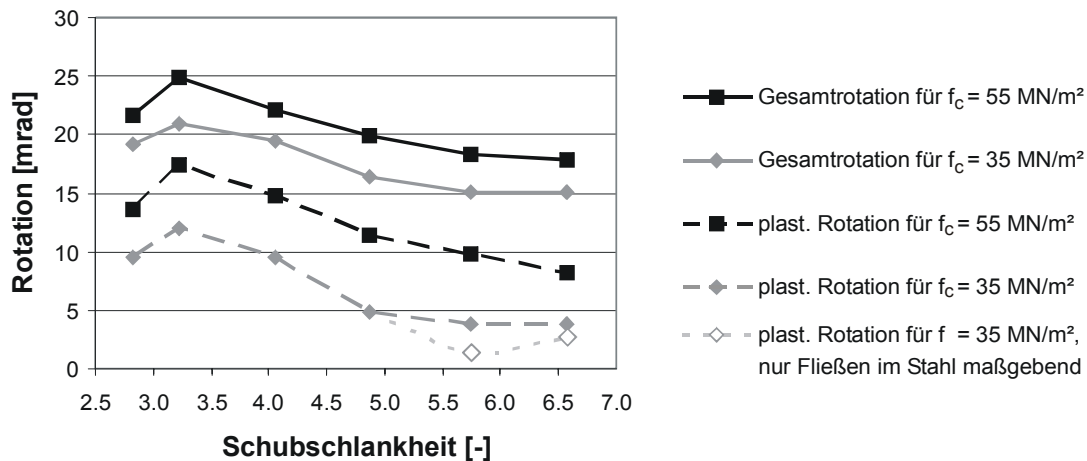


Abbildung 4.32: Rotation in Abhängigkeit der Schubslankheit und Betondruckfestigkeit, Krag 1

### Plastische Länge

Die Berechnungen mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten zeigen ebenso das gleiche Verhalten bezüglich der plastischen Zone. Mit steigender Schubslankheit sinkt die plastische Zone auch im Falle der niedrigeren Druckfestigkeit, obwohl die plastische Zone deutlich kürzer ausfällt als im höher festen Beton, so dass die Fuge einen größeren Abstand zu ihr hat. Sie fällt sogar bis zur Schubslankheit etwas stärker ab als im höher festen Beton. Infolge der Plastizierung im Beton bleibt die Länge der plastischen Zone bei einer Ausdehnung von etwa 10.5 cm, wie anhand der gestrichelten Kurve zu sehen ist.

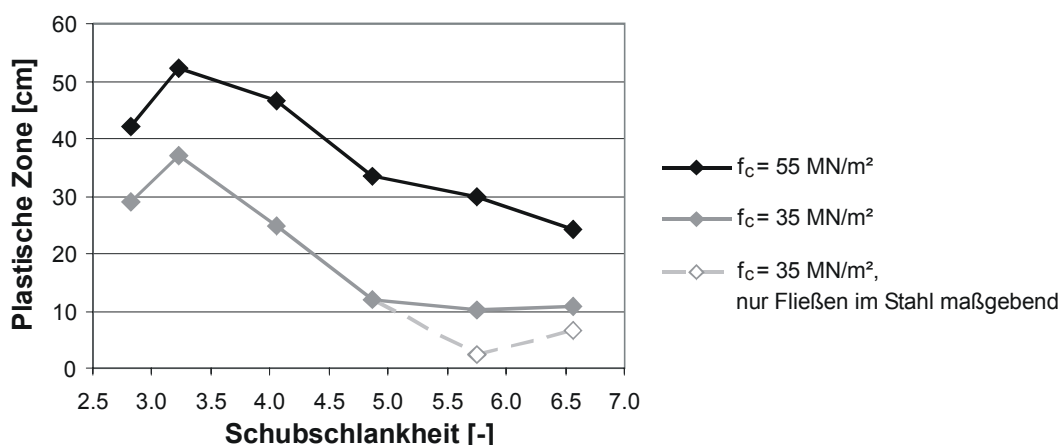


Abbildung 4.33: Gesamtlänge der plastischen Zone in Abhängigkeit der Schubslankheit und Betondruckfestigkeit, Krag 1

## Spannungszuwachs

Die Kurven des Spannungszuwachses in Abhängigkeit der Schubslankheit verlaufen für beide Druckfestigkeiten nahezu gleich. Daraus lässt sich schließen, dass der Spannungszuwachs in beiden Fällen von der Gesamtrotation abhängt, unabhängig von der plastischen Rotation. Die Ergebnisse bei 55 MN/m<sup>2</sup> liegen um 27 bis 44 MN/m<sup>2</sup> oder 27 bis 56 % höher als bei 35 MN/m<sup>2</sup>. Somit betragen die Zuwächse bei kleinerer Betonfestigkeit zwischen 111 und 57 MN/m<sup>2</sup>.

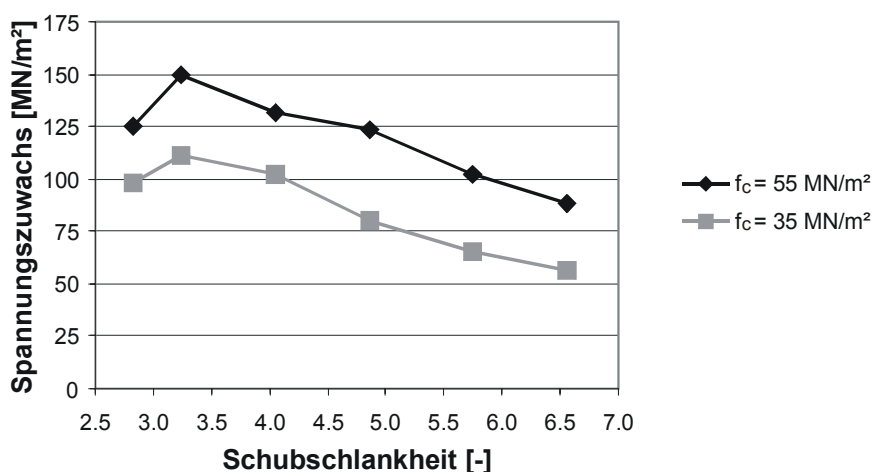


Abbildung 4.34: Spannungszuwachs im Spannstahl in Abhängigkeit der Schubslankheit und Betondruckfestigkeit, KRAG 1

## Fugenöffnung (Fuge 1)

Die Krümmung des Fugenquerschnitts sinkt mit abfallender Betonfestigkeit. Damit liegen die Fugenbreiten bei kleinerer Betonfestigkeit lediglich zwischen 1 und 2.1 mm und sind damit um 0.4 bis 1.4 mm geringer als bei höherer Festigkeit. Die größte Fugenbreite ist bei der Druckfestigkeit von 35 MN/m<sup>2</sup> bei einer etwas geringeren Schubslankheit von 4.0 vorhanden. Darüber hinaus tritt das Versagen im unbewehrten Beton auf, bevor das Tragmoment im Stützquerschnitt erreicht ist, was beim höherfestem Beton bei einer größeren Schubslankheit geschieht.

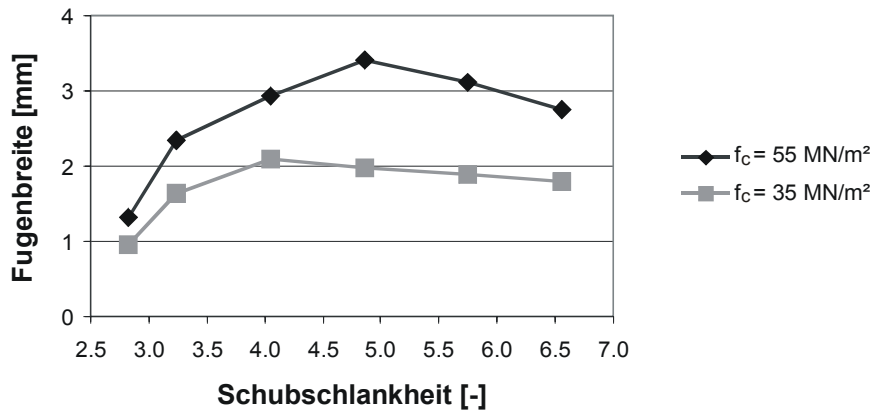


Abbildung 4.35: Fugenbreite in Abhängigkeit der Schubslankheit und Betondruckfestigkeit, Krag 1

#### 4.3.4 Vergleich des berechneten Spannungszuwachses im Spannstahl mit Näherungslösungen

Die Auswertung der Parameterstudie zeigt eine starke Streuung der Ergebnisse für den Spannungszuwachs trotz konstanter Material- und Querschnittswerte. Zum Einen beruht dies auf den unterschiedlichen Momentenverhältnissen über der Stütze und im Feld in Abhängigkeit der gewählten Parameter. Zum Anderen beeinflussen Fugenanordnung und Schubrissbildung die Rotationsfähigkeit und damit den Spannungszuwachs im Spannstahl. Eine pauschale Annahme wie z. B. nach DIN 1045-1 eines Spannungszuwachses von  $100 \text{ MN/m}^2$  für in einem Einfeldträger exzentrisch geführte interne Spannglieder ohne Verbund führt hier bei einem Versagen in der Fuge des Segmentträgers sowie bei kleinen Biegeschlankheiten zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Ist ein Versagen in der Fuge ausgeschlossen, so wächst der tatsächliche Spannungszuwachs mit steigender Rotationsfähigkeit deutlich an und wird bei guter Verformungsfähigkeit des Segmentträgers wie im monolithischen Fall unterschätzt. Der nach Heft 525 der Schriftenreihe des DAfStb [17] anzunehmende Spannungszuwachs von  $50 \text{ MN/m}^2$  für einen in Kragträgern vorhandenen Spannstahl unterschätzt in allen untersuchten Fällen den tatsächlichen Spannungszuwachs. Zur Abschätzung des Spannungszuwachses sind daher Näherungslösungen vorzuziehen, die die Ausnutzung der Betondruckzone berücksichtigen.

In den beiden nachfolgenden Abbildungen sind die aus der Parameterstudie berechneten Werte des Spannungszuwachses den aus den Näherungslösungen für Einfeldträger (s. Kapitel 2.1.5 und 2.5.3) berechneten Werten gegenübergestellt. Es sind diejenigen Näherungslösungen herangezogen, die im Ansatz die Ausnutzung



der bewehrten Betondruckzone einbeziehen (Gleichung (2.16) bis (2.18) und (2.31)). Die Näherungslösung nach Kasic [54] kann nicht auf das vorliegende Problem herangezogen werden, da sie von einer Gelenkbildung in einer oder mehreren Segmentfugen ausgeht und damit die größeren Krümmungen innerhalb des bewehrten Segments nicht berücksichtigt. Die geradlinig geführten Spannglieder der untersuchten Einfeldträger mit Kragarm durchlaufen einen negativen und positiven Momentenbereich, der bei der Anwendung der Näherungslösung vernachlässigt wird. Daher kommt es gerade bei kleinen negativen Momentenbereichen zu einer leichten Überschätzung des tatsächlichen Spannungszuwachses.

In Abbildung 4.36, links, ist der jeweils unter Verwendung der Gleichung (2.18) berechnete Spannungszuwachs nach Weller mit Vernachlässigung der Exzentrizität des Spannglieds (Gleichung (4.59)) mit den Werten aus der Parameterstudie gegenübergestellt. Die Winkelhalbierende stellt die Ideallinie dar.

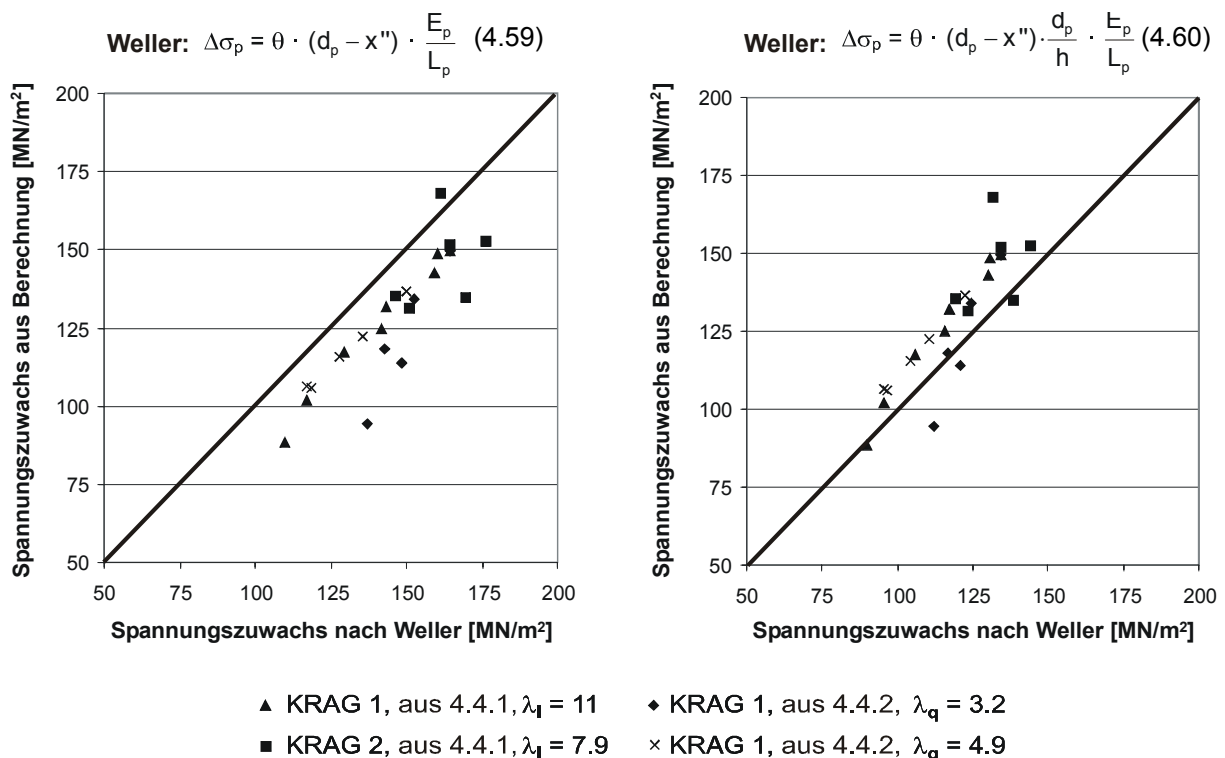


Abbildung 4.36: Vergleich der gemessenen und der mit den Gleichungen nach Weller berechneten Werte für den Spannungszuwachs

Der Anstieg der Werte mit wachsender Rotation wird sehr gut wieder gegeben, doch weist der Vergleich geringfügige Abweichungen zur Ideallinie auf. Die Abweichungen sind minimal, wenn die Exzentrizität des Spannglieds entsprechend Gleichung (2.17) und (4.60) berücksichtigt wird, Abbildung 4.36, rechts. Hier

unterschätzen wenige Rechenwerte nach Weller mit Berücksichtigung der Exzentrizität die berechneten Werte. Aufgrund der gegebenen Lastkonstellation besitzt in diesen Fällen besitzt die Rotation im Feld einen nicht unwesentlichen Anteil an der Gesamtrotation, so dass die Feldrotation in die Berechnung des Spannungszuwachses mit eingehen müsste.

Die aus (2.16) und (2.31) erhaltenen Näherungslösungen nach Virlogeux [91] und Falkner et al. [41] werden in Abbildung 4.37 mit den aus der Parameterstudie berechneten Werte verglichen. Die Werte beinhalten ebenfalls nicht die Rotation im Feld.

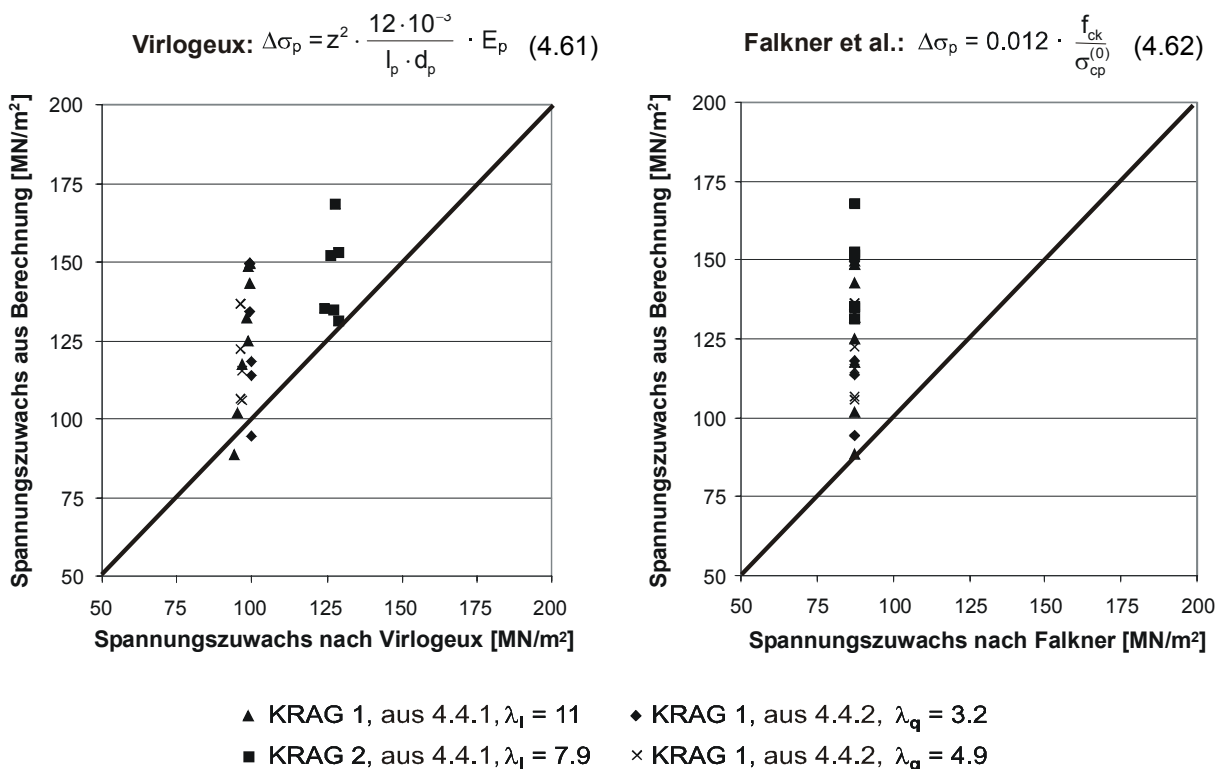


Abbildung 4.37: Vergleich der gemessenen und der mit den Gleichungen nach Virlogeux [91] sowie Falkner et. al. [41] berechneten Werte für den Spannungszuwachs

Lediglich in zwei Fällen werden die tatsächlichen Werte von Näherungslösung nach Virlogeux leicht unterschätzt. Im Gegensatz zum Vorschlag von Falkner et al. geht in den Vorschlag von Virlogeux die ursprüngliche Länge des Spannglieds  $l_p$  ein, so dass die gesamten Abweichungen zur Ideallinie geringer sind. Virlogeux legt die Länge des plastischen Gelenks zu  $2z$  fest, so dass der berechnete Wert mit ansteigender Biegeschlankheit vom tatsächlichen Wert stärker abweicht. Dieses Verhalten ist auch bei der Lösung nach Falkner et al. festzustellen. Beide Vorschläge

vernachlässigen zudem den positiven Einfluss des Schubs, so dass die größten Abweichungen bei den Systemen mit zusätzlicher Schubrotation auftreten.

Da die Näherungsformeln für den Grenzzustand der Tragfähigkeit anzuwenden sind, stellen die Näherungsformeln nach Virlogeux und Falkner et. al. eine gute Abschätzung des Spannungszuwachses für die vorliegenden Systeme dar. Alle Ansätze können für Einfeld- und Mehrfeldträger mit ausreichender Sicherheit angewendet werden. Für Durchlaufträger mit den üblichen Stützweitenverhältnissen  $0.5 \leq l_{\text{eff},1}/l_{\text{eff},2} \leq 2.0$  ist der Ansatz nach Virlogeux vorzuziehen, wobei die Verformungen im Feld hinzu gerechnet werden müssen. Werden bei einer Bemessung Verformungsberechnungen notwendig, z. B. für den Nachweis der Rotationsfähigkeit nach Umlagerung der Schnittgrößen, so stellt die Berechnung nach Weller über die Gesamtrotation mit Berücksichtigung der Exzentrizität keinen größeren Aufwand dar und sollte aufgrund der besten Übereinstimmung verwendet werden.

#### 4.4 Vergleich mit den Ergebnissen monolithischer Träger

Für Aussagen über die verminderte Trag- und Verformungsfähigkeit der Segmentträger gegenüber monolithischen Systemen werden hier die Ergebnisse weiterer Parameterstudien zur Schub- und Biegeschlankheit an gleichen Tragsystemen ohne Fugen vorgestellt. Die schlaffe Längsbewehrung der monolithischen Systeme ist durchgehend modelliert. Dementsprechend können die Zugspannungen im Betonstahl ungehindert weitergeleitet werden, und die Rissbildung erfolgt ohne die Vorgabe von Sollrissstellen. Aufgrund der bestehenden verbundlosen Vorspannung verbleiben die Rissabstände etwa gleich, die Rissöffnung konzentriert sich aber nicht wie im Segmentträger auf einen Riss. Hierdurch ergeben sich für die untersuchten Modelle zwei unterschiedliche Versagensursachen. Durch die konzentrierte Rissöffnung im Segmentträger und die Unterbrechung des Zuggurtes kommt es im Bereich der Fuge zu einer Einschnürung der Betondruckzone, so dass dort die Betonstauchungen stark ansteigen und diese zu einem Versagen des Trägers führen. Im Gegensatz dazu kann der monolithische Träger seine inneren Schnittgrößen aufgrund einer durchgehenden Bewehrung ungestört weiterleiten, so dass dieser bei gleichem Bewehrungsgrad mit den vorgestellten Versagenskriterien stets im Betonstahl versagt.

In Abbildung 4.38 ist das unterschiedliche Last-Verformungsverhalten eines Segmentträgers und eines monolithischen Trägers gleicher Abmessungen und Belastung bis zum Materialversagen dargestellt. Das Verformungsverhalten ist bis zum

Erreichen des Dekompressionsmoments bei beiden Systemen gleich. Ab Öffnen der Fuge verformt sich der Segmentträger infolge des größeren Steifigkeitsverlusts bei gleicher Last stärker als ein monolithischer Träger. Durch die schneller ansteigenden Krümmungen liegen das Streckgrenzenmoment des Segmentträgers sowie die Traglast unterhalb des monolithischen Systems. Dennoch kann der Segmentträger unter Beachtung bestimmter Faktoren eine nahezu gleich große plastische Rotation aufweisen.

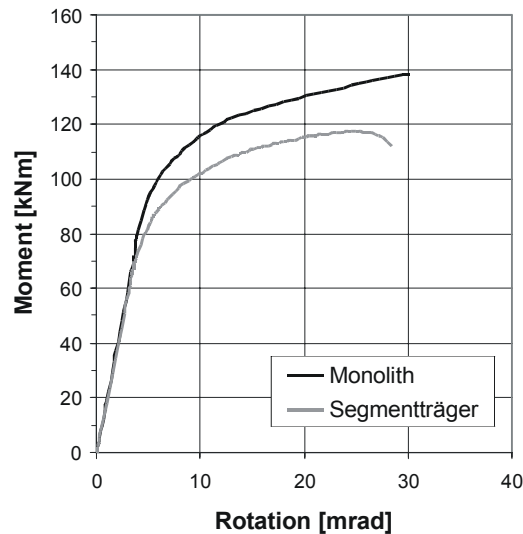


Abbildung 4.38: Unterschiedliches Last-Verformungsverhaltens eines monolithischen Trägers im Vergleich zu einem Segmentträger

Verschiedene Parameterstudien hinsichtlich der Rotationsfähigkeit wurden bereits an monolithischen Einfeldträgern durchgeführt und sind hinreichend analysiert worden, vgl. [66], [69]. Teilweise wurden dabei auch Spannbetonträger mit und ohne verbundlose Vorspannung untersucht. Es wird im Folgenden gezeigt, dass die bisher gewonnenen Erkenntnisse auf die berechneten monolithischen Vergleichsträger zutreffen und wie sich die Segmentsysteme im Vergleich zu diesen verhalten. Die daraus möglichen Schlussfolgerungen sollen zu einem abschließenden Bemessungskonzept führen.

#### 4.4.1 Variation der Schubschlankheit

Es werden im Folgenden die Rechenergebnisse der Segmentträgermodelle aus 4.3.1 mit denen der monolithischen Modelle verglichen.

## Traglast

Der Vergleich der Traglast zeigt, dass die Traglast des Segmentträgers aufgrund des vorzeitigen Betonversagens zwischen 11 % und 19 % unterhalb der des monolithischen Trägers gleicher Schubschlankheit liegt. Der Verlauf der Traglastkurven ist nahezu gleich. Der starke Lastabfall bei  $\lambda_q = 2.8$  des segmentären Modells KRAG 1 ist jedoch bei der monolithischen Ausführung nicht zu beobachten. Hier kann sich das Sprengwerk für kleine Schubschlankheiten ungestört aufbauen. Des Weiteren ist ein stärkerer Abfall der Traglast im Fall des Segmentträgers KRAG 1 im Vergleich zum monolithischen Träger für die Schubschlankheit größer als  $\lambda_q = 4.2$  zu erkennen, da der Segmentträger bereits im Bereich der Fuge vorzeitig versagt. Die Anordnung der Fuge führt somit für größere Schubschlankheiten deutlich zu Traglastverlusten. Modell KRAG 2 ist der stärkere Abfall der Traglast des Segmentträgers gegenüber dem monolithischen Träger nicht so deutlich, da der monolithische Träger bei einer Schubschlankheit von 5.5 auf Schub vorzeitig versagt.

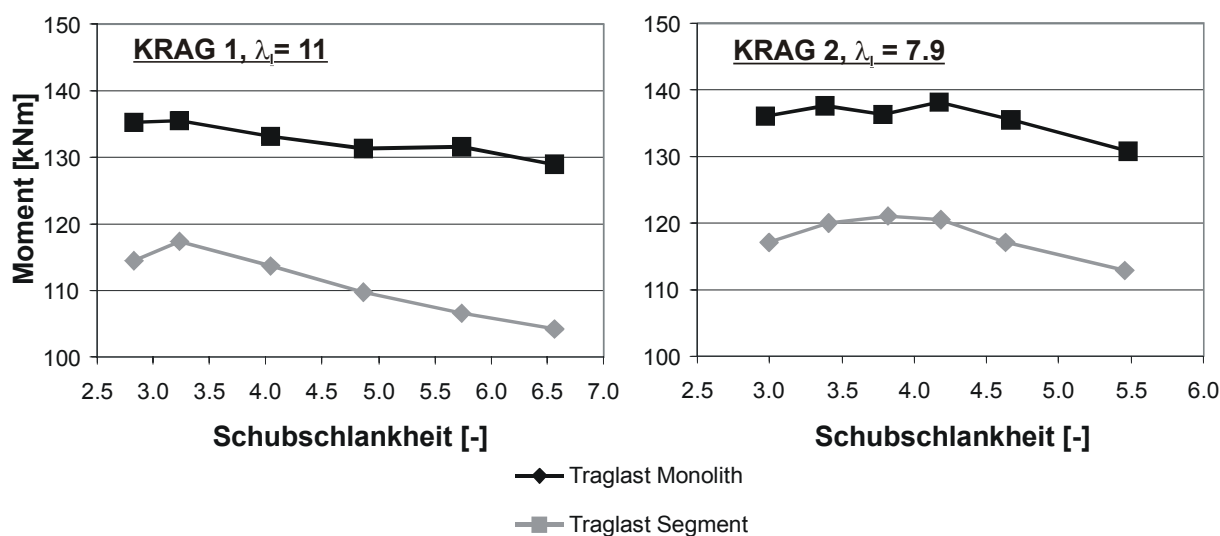


Abbildung 4.39: Vergleich der Traglast in Abhängigkeit der Schubschlankheit

## Rotation

Die Fuge bewirkt in beiden Segmentträgern eine deutliche Abminderung der Rotation für Schubschlankheiten größer 4.2 gegenüber den monolithischen Trägern. Die Abhängigkeit von der Schubschlankheit ist im monolithischen Tragsystem weniger deutlich ausgeprägt, doch zeigt das monolithische Modell KRAG 1 wie im segmentären Fall einen deutlichen Anstieg der Rotationsanteile infolge Schubrißbildung bei  $\lambda_q = 3.2$ . Im Modell KRAG 2 tritt die Schubrißbildung und damit der positive

Effekt der Querkraft auf die Rotation aufgrund der geringen Biegeschlankheit von 7.9 bei allen berechneten Schubschlankheiten auf.

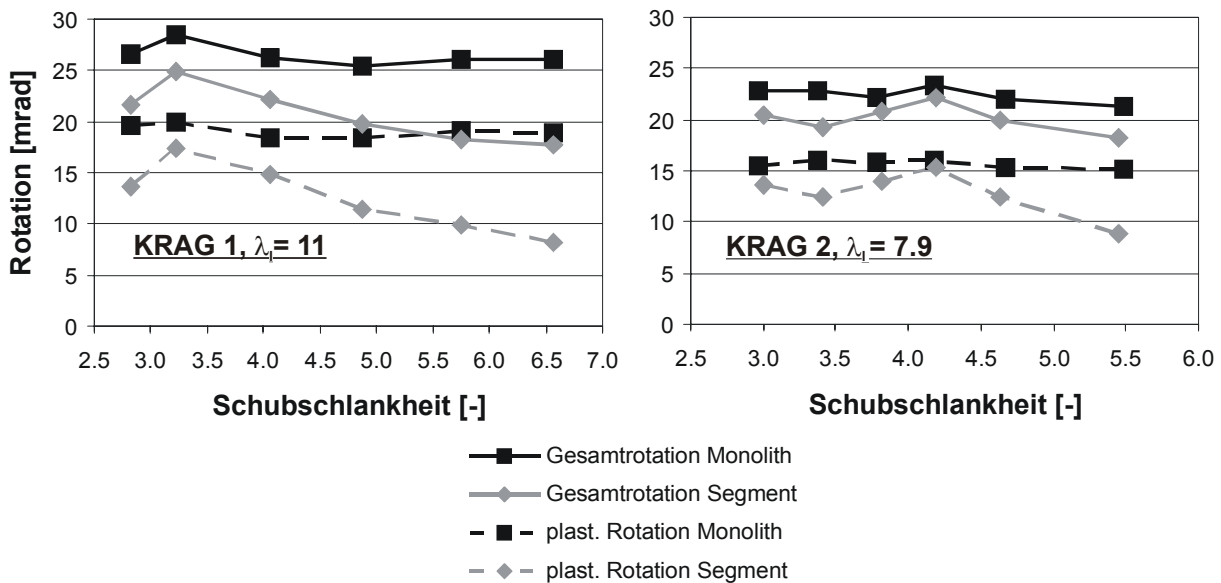


Abbildung 4.40: Vergleich der Rotation in Abhängigkeit der Schubschlankheit

### Plastische Länge

Während sich die plastische Zone im herkömmlichen Träger bei konstantem Abstand der Momentennullpunkte auch mit flacherem Momentengradienten ungestört ausbreiten kann, stellt die Fuge einschließlich der unterbrochenen Bewehrungsführung im Segmentträger eine Begrenzung der plastischen Zone dar.

Abbildung 4.41 zeigt die Differenz der plastischen Längen des monolithischen Trägers und des Segmentträgers in Abhängigkeit der Schubschlankheit. Auch hier ist der Einfluss der Fuge deutlich zu erkennen. Mit wachsender Schubschlankheit über  $\lambda_q = 4.2$  hinaus steigt in beiden Systemen die Differenz in der Gesamtlänge sowie der Länge auf der Seite der Fuge signifikant an. Aufgrund des größeren  $\lambda_q/\lambda_1$ -Verhältnisses erhöht sich für das Modell Krag 2 der Anteil der plastischen Zone auf der Seite der Fuge relativ zur gesamten plastischen Länge stärker im Vergleich zum Modell Krag 1. Die reduzierte plastische Länge auf der Seite der Fuge bestimmt somit den gesamten Verlust der plastischen Zone signifikant. Dementsprechend fällt die plastische Rotation geringer aus.

Für die untersuchten Schubschlankheiten 3.0 bis 4.2 besitzt die plastische Länge im monolithischen wie im segmentären Modell die gleiche Ausdehnung, so dass die Fuge in diesen Fällen die Ausdehnung der plastischen Zone nicht behindert. Bei

der untersuchten Schubschlankheit von 2.8 zeigt sich allerdings durch den vorzeitigen Abfall der Last im Segmentträger eine deutliche Differenz zwischen den Längen.

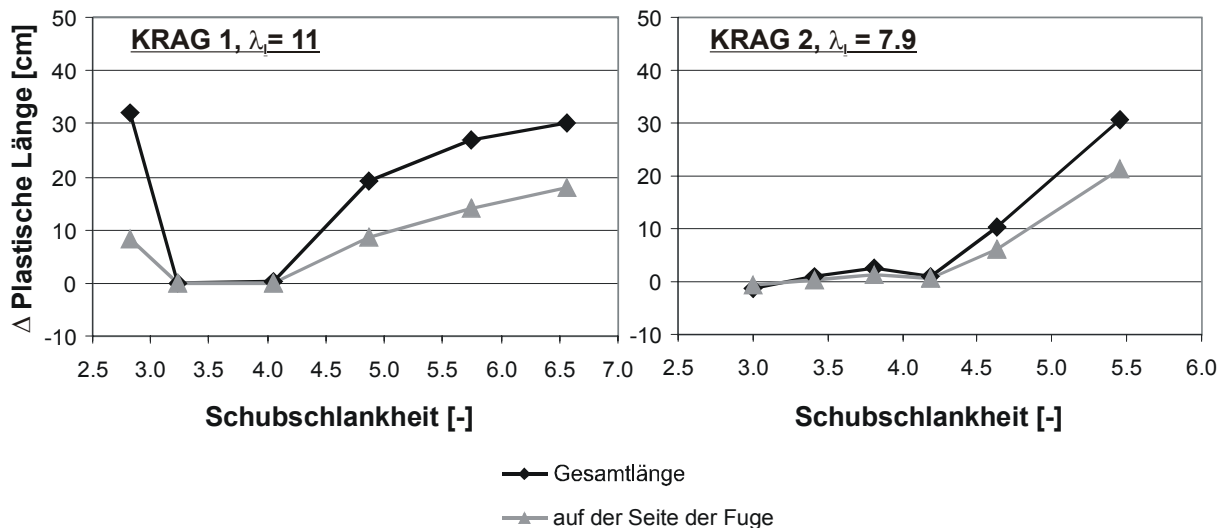


Abbildung 4.41: Längenunterschied der plastischen Zone zwischen Monolith und Segment in Abhängigkeit der Schubschlankheit

### Spannungszuwachs

Die Verformungen im Spannstahl der untersuchten Fälle vergrößern sich in beiden Systemen mit sinkender Schubschlankheit und wachsender Rotation. Aufgrund der reduzierten Rotation des Segmentträgers liegt dort der Spannungszuwachs im Spannstahl um 11 % bis 40 % niedriger im Vergleich zum monolithischen System. Dennoch wird die Streckgrenze selbst im monolithischen Träger nicht erreicht.

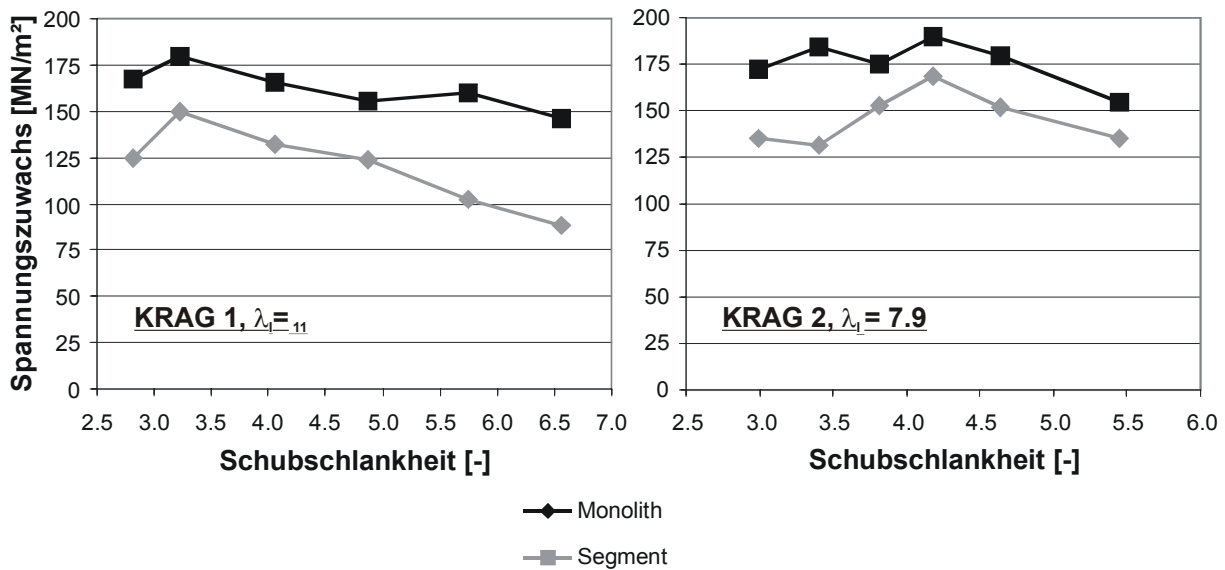


Abbildung 4.42: Vergleich des Spannungszuwachses im Spannstahl in Abhängigkeit der Schubschlankheit

#### 4.4.2 Variation der Biegeschlankheit

##### Traglast

Der Traglastverlust des segmentären Trägers gegenüber der monolithischen Ausführung ist bei einer Schubschlankheit  $\lambda_q = 3.2$  geringer als bei der höheren Schubschlankheit und gleichen Biegeschlankheit. Das segmentäre Modell mit der Schubschlankheit  $\lambda_q = 4.9$  erfährt aufgrund des vorzeitigen Versagens im unbewehrten Fugenbeton eine Reduktion der Traglast. Im Vergleich dazu bleibt die Traglast im monolithischen Modell nahezu unabhängig von der Verteilung der Schubschlankheiten beidseits der Auflager mit einem Wert um 130 kNm. Insgesamt ergeben sich in den untersuchten Fällen beim Segmentträger eine um 9 bis 17 % geringere Traglast im Vergleich zur monolithischen Ausführung. Für beide untersuchten Schubschlankheiten lässt sich feststellen, dass die Traglast des monolithischen Trägers wesentlich stärker schwankt als die des Segmentträgers. Aufgrund der durchgehenden Bewehrung können sich die plastischen Verformungen ungestört ausbilden.



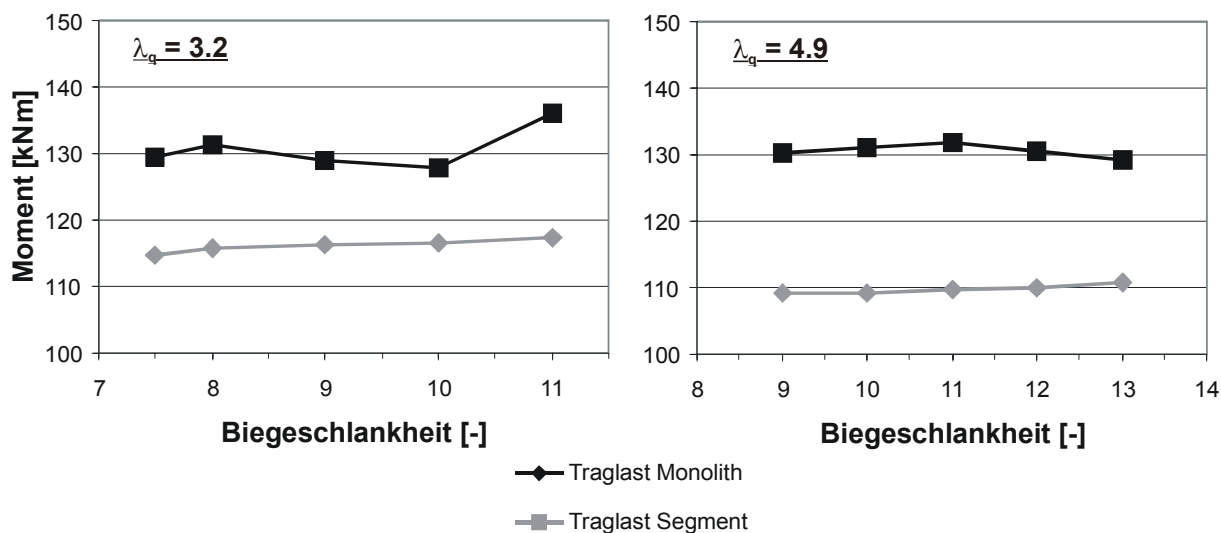


Abbildung 4.43: Vergleich der Traglast in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, KRAG 1

## Rotation

Durch den vorzeitigen Steifigkeitsabfall des Segmentträgers nach dem Öffnen der ersten Fuge beginnt der Betonstahl bei einem niedrigeren Stützmoment als im monolithischen Fall zu fließen. Bei gleicher Belastung jenseits des Dekompressionsmoments liegt die Rotation des Segmentträgers höher als im monolithischen Fall, da die Krümmungen schneller ansteigen. So können beide Bauweisen trotz unterschiedlicher Traglasten nahezu gleiche maximale Rotationsanteile vorweisen, wie dies in Abbildung 4.44 für die Schubschlankheit  $\lambda_q = 3.2$  zu sehen ist. Erst ab der Biegeschlankheit  $\lambda_l = 11$  liegen die Rotationsanteile der monolithischen Ausführung mit einem Zuwachs von 13 % deutlich über denen der segmentären Ausführung. Dagegen liegen die maximalen Rotationsanteile der segmentären Bauweise für höhere Schubschlankheiten mit gleicher Biegeschlankheit aufgrund der deutlichen Begrenzung durch die Fuge stets unter denen der monolithischen Bauweise.

In den Untersuchungen monolithischer Spannbetonträger stellte bereits Li [69] ein lokales Minimum der plastischen Rotation sowie Gesamtrotation beim Wechsel eines Schubrissgelenks zum Biegerissgelenk fest. Dieser Wechsel lässt sich in den hier untersuchten monolithischen Fällen ebenfalls nachweisen. Trotz sinkender Biegeschlankheit fällt die plastische Rotation für eine Schubschlankheit  $\lambda_{q, \text{rechts}}$  von etwa 5, was einer Biegeschlankheit  $\lambda_l$  von 8 entspricht, nicht weiter ab. Hier erfährt die plastische Zone eine Vergrößerung um ein Versatzmaß, was die plastische Rotation erhöht. Dies ist auch in den Segmentträgermodellen zu beobachten. Bei

$\lambda_q = 4.9$  zeichnet sich an dem monolithischen Modell für die untersuchten Biegeschlankheiten kein Wechsel der Gelenkbildung ab. Der Einfluss der Fuge sinkt für  $\lambda_q = 4.9$  mit kleinerer Biegeschlankheit, so dass sich die Rotationswerte an die des monolithischen Trägers annähern.

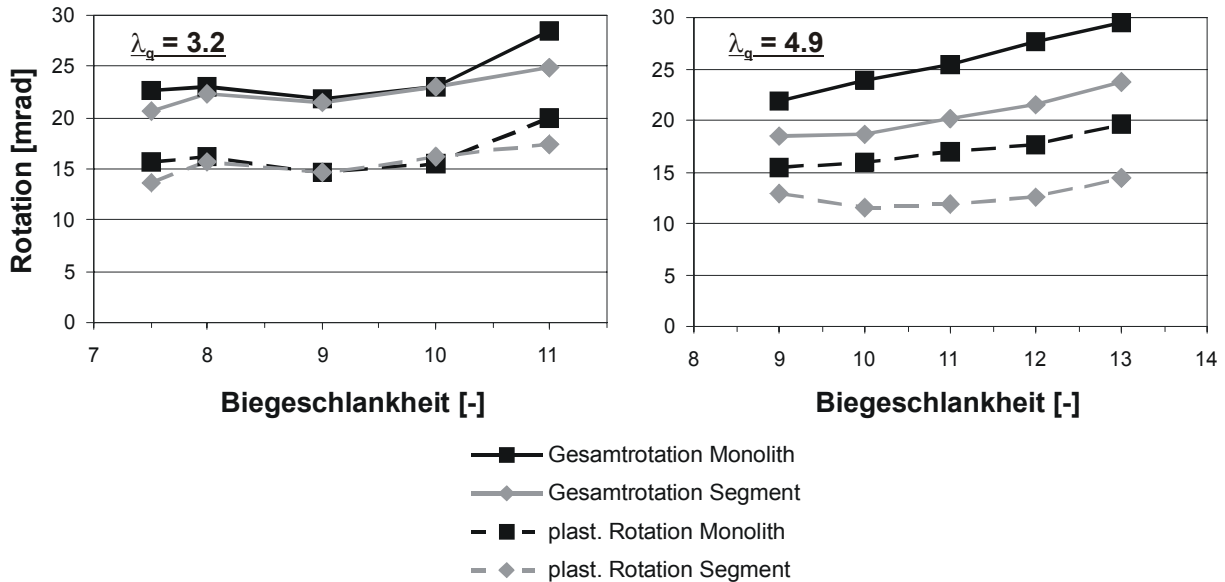


Abbildung 4.44: Vergleich der Rotation in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, Krag 1

### Plastische Länge

Für die Schubschlankheit  $\lambda_q = 3.2$  ist der Einfluss der Fuge auf die plastische Zone unter Variation der Biegeschlankheit generell vernachlässigbar gering. Damit können sich auch die Schubrissbildung sowie der Versatz in der Schubrotation entsprechend dem monolithischen Fall ungestört ausbilden. Dagegen zeigt sich im zweiten Fall eine deutlich reduzierte plastische Länge mit steigender Biegeschlankheit größer 9.

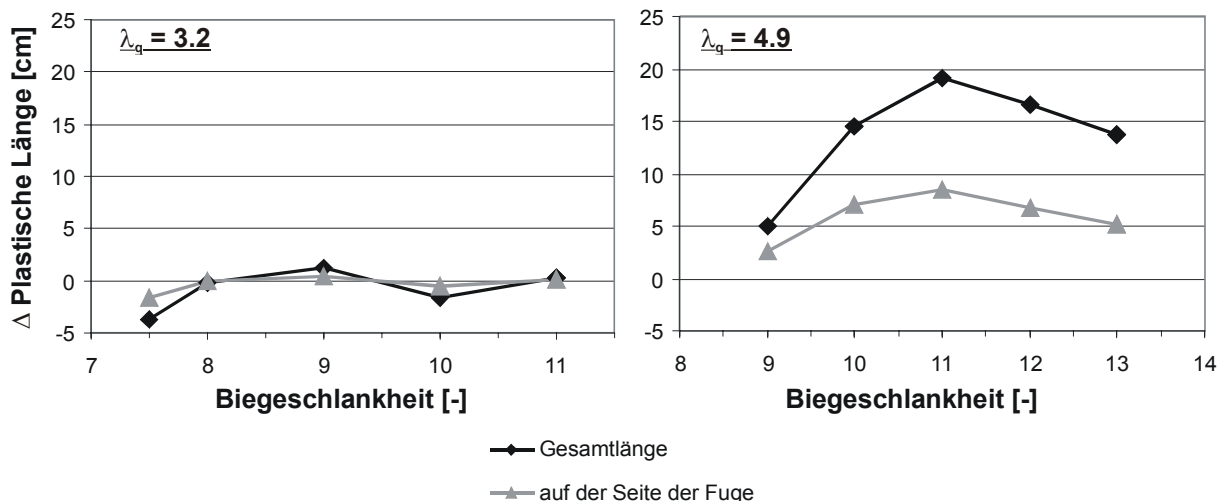


Abbildung 4.45: Längenunterschied der plastischen Zone zwischen Monolith und Segment in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, Krag 1

### Spannungszuwachs

Der Spannungszuwachs im Spannstahl des Segmentträgers liegt für  $\lambda_q = 3.2$  zwischen 5 und 20 % und für  $\lambda_q = 4.9$  zwischen 20 und 30 % unterhalb des Spannstahlspannungszuwachses im monolithischen Träger. Somit ist er für  $\lambda_q = 3.2$  erst ab einer Biegeschlankheit von 11 signifikant, während er im zweiten Fall auch für niedrigere Biegeschlankheiten deutlich niedriger ausfällt. In allen untersuchten Fällen liegt der Spannungszuwachs unterhalb des Wertes von 250 MN/m<sup>2</sup> mit dem die Streckgrenze im Spannstahl erreicht wäre.

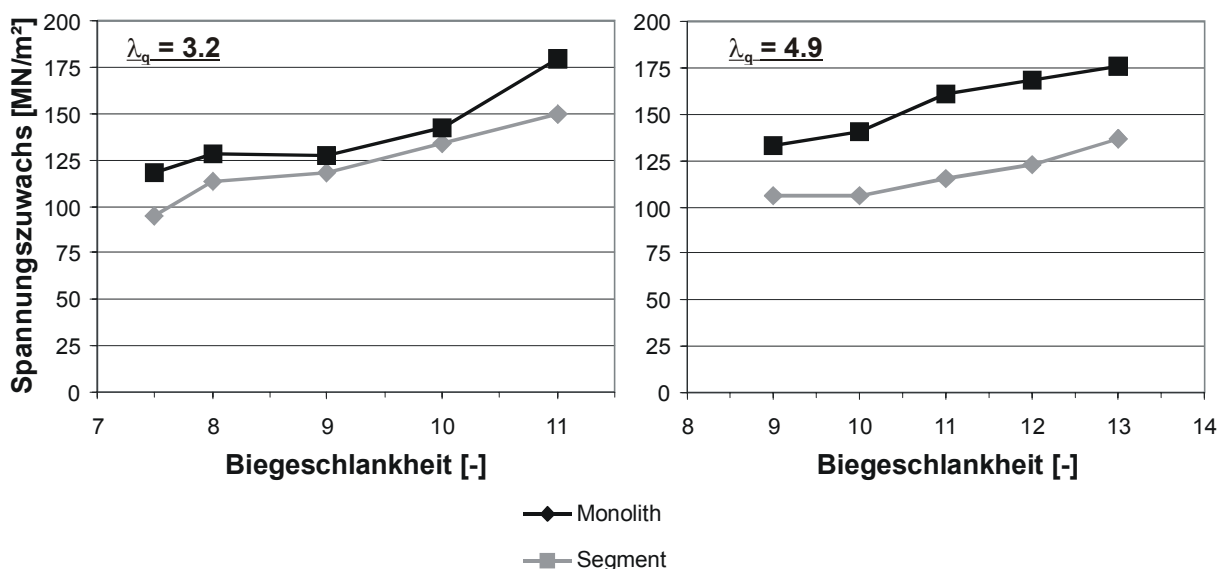


Abbildung 4.46: Vergleich des Spannungszuwachses im Spannstahl in Abhängigkeit der Biegeschlankheit, Krag 1

### 4.4.3 Auswertung der Ergebnisse

Die Auswertungen der numerischen Parameterstudien zeigen, dass neben den Materialkennwerten auch die Systemwerte einen deutlichen Einfluss auf das Tragverhalten eines verbundlos vorgespannten Segmentträgers besitzen. Von besonderer Bedeutung ist die Lage der Fuge, die als Sollrissstelle die Rissbildung beeinflusst und durch die unterbrochene Bewehrungsführung eine Begrenzung der plastischen Zone darstellt.

Ein Vergleich der Rechenergebnisse erfasst Tragfähigkeitsverluste von ca. 10 bis 20 % der segmentären Bauweise gegenüber der monolithischen Bauweise, während die plastische Rotation um 0 bis 60 % der maximal möglichen plastischen Rotation der monolithischen Bauweise reduziert ist. Die Trag- und Verformungsfähigkeitseinbußen sind am geringsten, wenn sich die Fuge im ausreichenden Abstand zur plastischen Zone befindet und die in der Fuge oder im Bereich der Fuge wirkenden inneren Schnittgrößen nicht zu einem vorzeitigen Versagen führen. Ein ausreichender Abstand zur plastischen Zone ist gewährleistet, wenn die Ausdehnung der plastischen Zone bei monolithischer Ausführung nicht weiter als bis zum Ende der Betonstahlbewehrung am Ende des jeweiligen Segmentes.

In den Modellen ist die Fuge jeweils 20 cm vom Auflager entfernt, im KRAG 1 im Bereich des Kragarms und im KRAG 2 im Innenfeldbereich. Der Abstand der Fuge ist in den untersuchten Systemen ausreichend, wenn die Schubschlankheit im entsprechenden Momentenbereich weniger als 4.2 beträgt. Für größere Schubschlankheiten tritt das Versagen infolge Einschnürung des Betons in Fugennähe auf, so dass die Rotationsfähigkeit rapide abfällt. Eine Schubschlankheit kleiner als 2.8 führt bei den untersuchten Segmentträgern zu einem starken Traglastverlust, da die Fuge zwischen Auflager und Einzelkraft das zur Lastabtragung notwendige Sprengwerk behindert.

Des Weiteren bewirkt eine hohe Schubschlankheit einen niedrigeren Momentengradienten  $dM/dx$ , der zu einer höheren Konzentration der Biegerisse in der Fuge führt. Bei unverändertem Vorspanngrad wird das Dekompressionsmoment mit ansteigender Schubschlankheit zu einem früheren Belastungszeitpunkt erreicht, so dass die Fugenöffnungen bis zum Erreichen der Maximallast größer ausfallen als bei kleiner Schubschlankheit. Neben den konstruktiven Gesichtspunkten ist die Öffnung der Fuge zu beschränken, um Schäden an den eventuellen Aufbauten oder Verkleidungen zu vermeiden.

Bei einer hohen Schubbeanspruchung konnte der für monolithische Träger bereits bekannte positive Effekt der Schubrissbildung auf die Rotationsfähigkeit auch für den Segmentträger nachgewiesen werden. So bewirkt eine hohe Schubbeanspruchung eine Verbreiterung der plastischen Zone um ein Versatzmaß und erhöht die Kraft im Zuggurt. Bei einer konstanten Biegeschlankheit von 11 ergibt sich im Modell KRAG 1, wie im monolithischen Modell, ein deutlicher Zuwachs der plastischen Rotation und Gesamtrotation um die Schubschlankheit 3.2. Die damit verbundene Spannkraftzunahme im verbundlosen Spannglied führt zu einer höheren Traglast. Im Modell KRAG 2 tritt aufgrund der geringeren Biegeschlankheit von 7.9 bei allen untersuchten Schubschlankheiten eine Schubrissbildung auf. Eine Veränderung der Schubschlankheit führt dort nur zu geringen Unterschieden in Trag- und Verformungsfähigkeit, solange ein Schubversagen ausgeschlossen ist und die Fuge die plastische Zone nicht begrenzt.

Tendenziell wachsen Rotation und Traglast verbundlos vorgespannter Träger mit steigender Biegeschlankheit. Die Biegeschlankheit nimmt direkt Einfluss auf den Momentengradienten und den Spannungszuwachs im Spannstahl sowie auf die davon abhängigen Größen wie z. B. die plastische Zone oder Traglast. Da der Abstand der Momentennullpunkte sich vergrößert wachsen die plastische Zone und die Spannstahlspannungen an. Dies kann im Falle des Segmentträgers allerdings ebenfalls nur dann geschehen, wenn die Fuge die Ausdehnung nicht behindert.

Durch Änderung der Druckfestigkeit wird der mechanische Bewehrungsgrad variiert, der mit abfallendem Wert sowohl die Traglast als auch die maximal möglichen Krümmungen eines Querschnitts bei Betonversagen verringert. Dadurch sinken die Rotationsanteile eines Segmentträgers und die Dehnungen im verbundlosen Spannstahl. Aufgrund der geringeren Krümmungen im Bereich der Fuge kommt es zu geringeren Fugenöffnungen bei Trägern geringerer Festigkeit. Da bei gleichem geometrischen Bewehrungsgrad das Verhältnis Streckgrenzenmoment zum Tragmoment  $M_y/M_u$  kleiner wird, verringert sich die Länge der plastischen Zone mit abfallender Druckfestigkeit. Dadurch wird der Einfluss der Fuge auf die Ausdehnung der plastischen Zone geringer. Für eine gute Verformbarkeit muss dennoch die Anordnung der Fuge im ausreichenden Abstand zum Maximalmoment erfolgen, da ein Bruch des unbewehrten Fugenbetons zu einem spröden Versagen führt.

#### 4.5 Vergleich mit der zulässigen Rotation nach DIN 1045-1

Zur Beurteilung der Rotationsfähigkeit muss die wechselseitige Beeinflussung der Rotationen und Traglasten der verbundlos vorgespannten Systeme berücksichtigt werden. Unter der Voraussetzung, dass der Beton zuerst versagt, führt eine höhere Traglast eine höhere Bruchkrümmung mit sich, so dass sich für höhere Traglasten größere Rotationen ergeben. Die Höhe der Traglast wird für Stahlbetonbauteile hauptsächlich über den mechanischen Bewehrungsgrad gesteuert. Ist eine zusätzliche Normalkraftbeanspruchung vorhanden, so kann diese auf den mechanischen Bewehrungsgrad angerechnet werden und die Rotationen sowie die Traglast begünstigen. Bei verbundlos vorgespannten Tragwerken verändert sich der Spannungszuwachs im Spannstahl mit anwachsenden Verformungen, so dass die vorhandene Spannkraft ebenfalls von den die Rotation beeinflussenden Faktoren abhängt. Im Falle der Segmentträger kommt der Einfluss der Fuge hinzu. Ausgewählte Rotationswerte der Segmentträgermodelle sind daher in Anlehnung an den vereinfachten Nachweis der Rotationsfähigkeit nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit der unter den Bemessungswerten der Einwirkung und Baustoffeigenschaften sich im plastischen Gelenk ergebenden bezogenen Druckzonenhöhe  $x_d/d$  aufgetragen und der Rotationsfähigkeit monolithischer Träger gegenübergestellt. Im Falle eines vorzeitigen Betonversagens im Bereich der Fuge steigt die bezogene Druckzonenhöhe stark an. Da ein Versagen ohne deutliches Fließen im Betonstahl vermieden werden muss, darf die bezogene Druckzonenhöhe  $x_d/d$  für Betone bis C 50/60 0.45 nicht überschreiten. Es werden daher in den nachfolgenden Kapiteln hauptsächlich die Rotationsergebnisse für  $x_d/d$  kleiner 0.45 aufgeführt und mit den zulässigen Werten nach DIN 1045-1 verglichen. Die zulässige plastische Rotation  $\theta_{pl,d}$  nach DIN 1045-1 wird vereinfacht über einen bilinearen Ansatz für Stahlbeton- und Spannbetonträger in Abbildung 4.47 ermittelt, dessen Eingangswert die aus der Querschnittsbemessung erhaltene bezogene Druckzonenhöhe  $x_d/d$  bildet. Beträgt die mittlere Schubschlankheit  $\lambda_q$  nach Umlagerung einen Wert ungleich 3, so ist der abgelesene Wert mit einem Korrekturfaktor

$$k_\lambda = \sqrt{\frac{\lambda_q}{3}} \quad (4.63)$$

zu multiplizieren. Für Betone mit Festigkeiten zwischen C 50/60 und C 100/115 darf linear interpoliert werden.

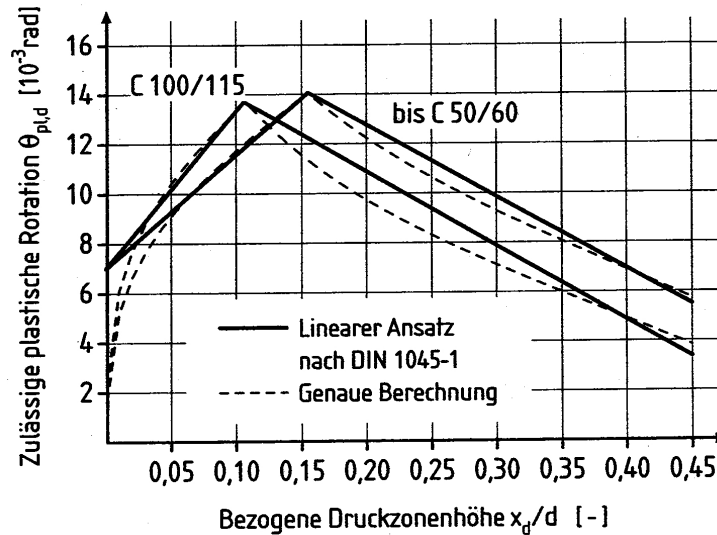


Abbildung 4.47: Mögliche plastische Rotation für  $\lambda q = 3$  nach DIN 1045-1 aus [98]

Der lineare Ansatz stellt eine Vereinfachung der aus Regressionsanalyse empirisch ermittelter Werte entstandenen Bemessungsgleichung dar [56], [98]:

$$\theta_{pl,d} = \beta_n \beta_s \frac{\varepsilon_{su}^* - \varepsilon_{sy}}{1 - \frac{x_d}{d}} \sqrt{\frac{\lambda}{3}} \quad (4.64)$$

mit:

$$\varepsilon_{su}^* = \min \begin{cases} 0.28 \left( \beta_c \frac{x_d}{d} \right)^{0.2} \varepsilon_{uk} & \text{(Stahlversagen)} \\ 1.75 \left( \frac{x_d}{d} \right)^{\frac{2}{3}} \left( 1 - \left( \frac{x_d}{d} \right)^{-1} \right) \varepsilon_{c1u} & \text{(Betonversagen)} \end{cases}$$

$$\beta_n = 22.5, \quad \beta_s = \left( 1 - \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \right) = 0.074 \text{ für hochduktilen Stahl, } \beta_c = \left( \frac{-0.035}{\varepsilon_{c1u}} \right)^3$$

$\varepsilon_{su}^*$  Stahldehnung beim Bruch unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

$\varepsilon_{uk}$  Stahldehnung unter Höchstlast (50 ‰)

$\varepsilon_{sy}$  Stahldehnung bei Fließbeginn (2.5 ‰)

$\varepsilon_{c1u}$  Betongrenzdehnung unter Höchstlast (Tabelle 9 nach DIN 1045-1)

$\frac{f_{tk}}{f_{yk}}$  Zugfestigkeit / Streckgrenze des Betonstahls ( $\geq 1.08$ , hochduktiler Stahl)

Die Parameter der Bemessungsgleichung berücksichtigen neben den wichtigsten Materialeigenschaften die Ausdehnung der plastischen Länge in Abhängigkeit der Schubslankheit  $\lambda_q$ . Da die Erhöhung der Rotationsfähigkeit infolge der Rissbildung starken Streuungen unterworfen ist, wurde eine Begünstigung der Rotationsfähigkeit infolge Schrägrissbildung lediglich anteilig angesetzt. Der Maßstabeffekt bei veränderlicher Trägerhöhe wurde dagegen aufgrund seines geringfügigen Einflusses auf die Rotationsfähigkeit nicht berücksichtigt.

#### 4.5.1 Variation der mittleren Schubslankheit

Da die Schubslankheit in den untersuchten Modellen links und rechts des Auflagers differieren, werden die ausgewählten Rechenergebnisse mit den nach DIN 1045-1 zulässigen Rotationen einer mittleren Schubslankheit  $\lambda_{qm} = (\lambda_{links} + \lambda_{rechts})/2$  verglichen. Die maximal mögliche bezogene Druckzonenhöhe nach DIN 1045-1 für Beton bis zur Festigkeitsklasse C50/60 ist 0.45. Liegt die bezogene Druckzonenhöhe  $x_d/d$  deutlich über 0.45, so besteht die Gefahr eines spröden Betondruckbruches, da der Beton vor Auftreten des Fließens im Betonstahl eintritt. Dies geschieht im Segmentträger entweder durch ein vorzeitiges Versagen im unbewehrten Fugenbeton oder durch einen hohen Bewehrungsgrad.

In Abbildung 4.48 und Abbildung 4.49 sind die Ergebnisse der Parameterstudien „Variation der Schubslankheit“ für die Modelle KRAG 1 und KRAG 2 zu sehen. Die Ergebnisse des monolithischen Trägers liegen bei gleicher mittlerer Schubslankheit, wie zu erwarten, nahe beieinander. Für den Segmentträger streuen die Werte für die bezogene Druckzonenhöhe  $x_d/d$  stärker und es ergeben sich im Vergleich zum monolithischen Träger jeweils größere Werte  $x_d/d$ , die entsprechend der geringeren Bruchkrümmung zu einer verminderten Rotation führen.

Während die Druckzone  $x_d$  des Segmentträgers KRAG 1 mit den untersuchten Schubslankheiten bis  $\lambda_q = 4.9$  und die Druckzone  $x_d$  des KRAG 2 bis  $\lambda_q = 4.7$  in dem für die Festigkeitsklasse C50/60 gültigen Bereich liegen, befindet sie sich für alle größeren Schubslankheiten außerhalb des Bereichs. Infolge der Einschnürung der Druckzone durch die erweiterte Fugenöffnung kommt es zu einem vorzeitigen Betonversagen im Bereich der Fuge. Die Rotationsfähigkeit des Modells KRAG 1 ist bei einer Schubslankheit von  $\lambda_q = 4.9$  erheblich reduziert. Beim geringfügigen Überschreiten der zulässigen Druckzonenhöhe kann ein vorzeitiges Versagen im Fugenbeton durch weitere Maßnahmen, wie z. B. durch einen höheren Vorspanngrad, vermieden werden. Für größere Schubslankheiten ist die



Verformungsfähigkeit des Segmentträgers aufgrund der Fugenanordnung zu gering. Die Sicherheit des Segmentträgers mit kleineren Schubslankheiten liegt im gleichen Größenrahmen wie die des monolithischen Trägers, so dass das System in diesen Fällen als ausreichend duktil bezeichnet werden kann. Der positive Einfluss der Querkraft auf das Rotationsvermögen beider Systeme ist für die Schubslankheit  $\lambda_q$  um 3.2 für KRAG 1 und 3.0 bis 3.4 für KRAG 2 zu erkennen. Dieser wirkt sich auf den Segmentträger im Vergleich zum monolithischen Fall wesentlich stärker aus.

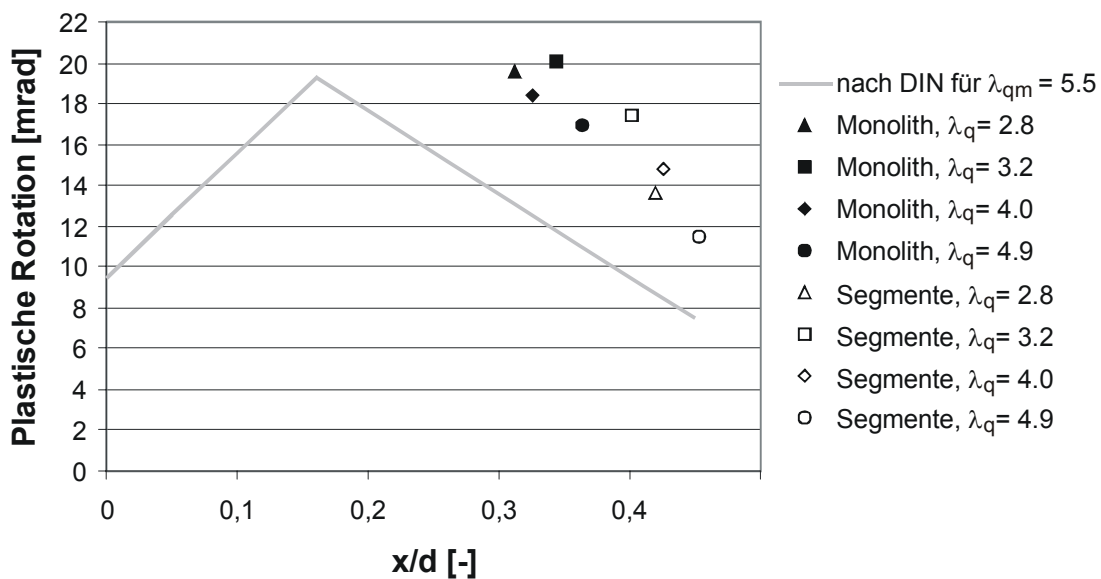


Abbildung 4.48: Vergleich der Ergebnisse mit der zulässigen Rotation nach DIN 1045-1 – aus der Variation der Schubslankheit, KRAG 1

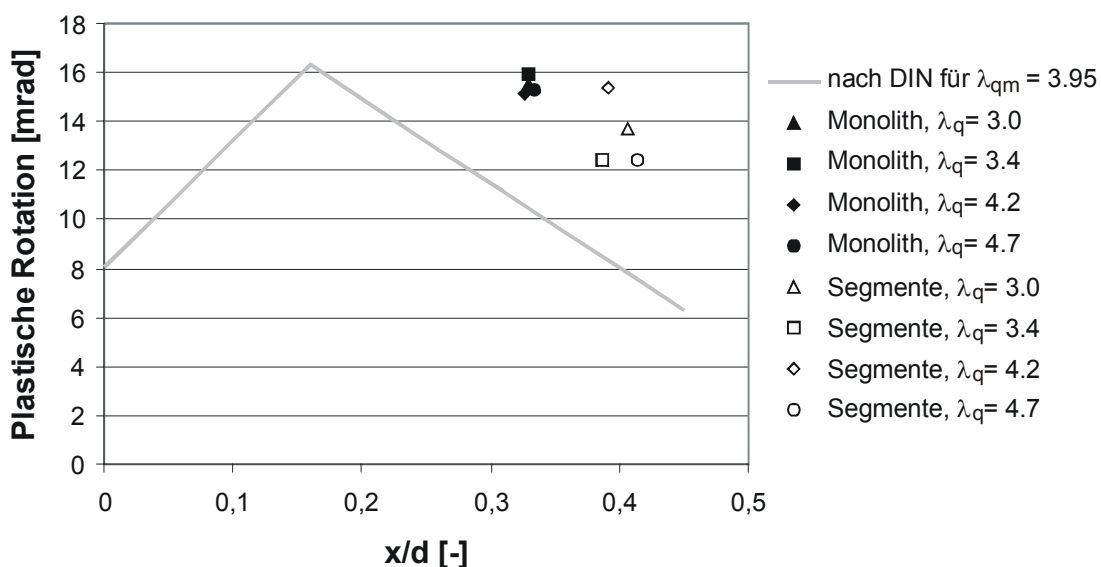


Abbildung 4.49: Vergleich der Ergebnisse mit der zulässigen Rotation nach DIN 1045-1 – aus der Variation der Schubslankheit, KRAG 2

### 4.5.2 Variation der Biegeschlankheit

Ändert sich lediglich die Biegeschlankheit bei Beibehaltung des Momentengradienten auf der Seite der Fuge, so zeigt der Segmentträger wie beim monolithischen System eine deutliche Steigerung der plastischen Rotation. Infolge der höheren Biegeschlankheit vergrößert sich die Länge der plastischen Zone. Im Vergleich zum monolithischen Träger ist die Änderung der bezogenen Druckzonenhöhe  $x_d/d$  des Segmentträgerquerschnitts im plastischen Gelenk bei gleicher Schubschlankheit unwesentlich. Ist die Fuge wie mit  $\lambda_q = 4.9$  zu nahe am Maximalmoment gewählt, so dass das Versagen zuerst im unbewehrten Beton geschieht, so bewirkt eine höhere Biegeschlankheit jedoch eine Reduktion der Rotationsfähigkeit bei sprödem Versagen. Generell liegen die vorgestellten Ergebnisse über den nach DIN 1045-1 zulässigen Werten für die plastische Rotation, die eine Sicherheit von 1.3 beinhalten.

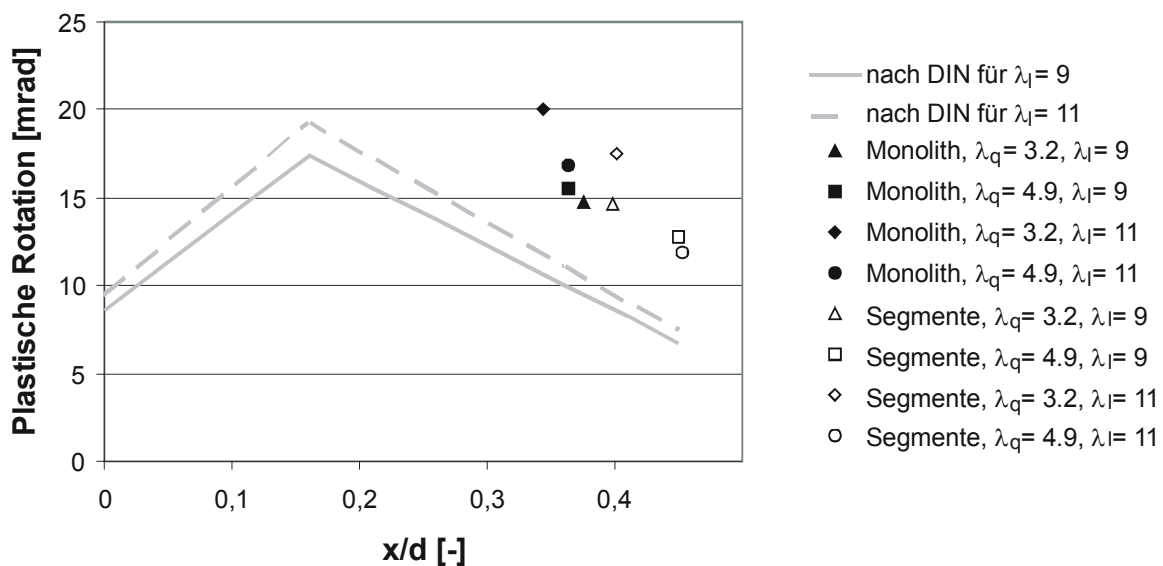


Abbildung 4.50: Vergleich der Ergebnisse mit der zulässigen Rotation nach DIN 1045-1 – aus der Variation der Biegeschlankheit, KRAG 1

### 4.5.3 Variation der Druckfestigkeit

Für den geringer festen Beton der Modelle der Parameterstudie „Variation der Druckfestigkeit“ mit der Schubschlankheit  $\lambda_q = 3.2$  und  $\lambda_q = 4.9$  zeigen die Rotationswerte zeigen einen Abfall nahezu in Verlängerung der beiden Werte des höher festen Betons. Die Sicherheit zur zulässigen Rotation bleibt ausreichend. Die geringere Druckfestigkeit führt jedoch dazu, dass bei gleichbleibender Längsbewehrung die Grenzstauchung des unbewehrten Betons bei geringerer Traglast erreicht

ist, so dass  $x_d/d$  im plastischen Gelenk größer und die dazugehörige Krümmung und Rotation geringer werden. Da  $x_d/d$  für alle untersuchten Schubschlankheiten mit der geringeren Druckfestigkeit größer als 0.45 ausfällt ist die Gefahr des spröden Betondruckbruchs gegeben. Mit größerer Schubschlankheit steigt die bezogene Druckzonenhöhe infolge der zusätzlichen Einschnürung durch die Fuge weiter, so dass die dazugehörigen Rotationen immer kleiner werden. Geringere Festigkeiten bzw. mechanische Bewehrungsgrade führen somit auch für Segmentträger zu ausreichender Rotationsfähigkeit, solange die für monolithische Träger gültigen Duktilitätsanforderungen zur Druckzonenhöhe eingehalten sind.

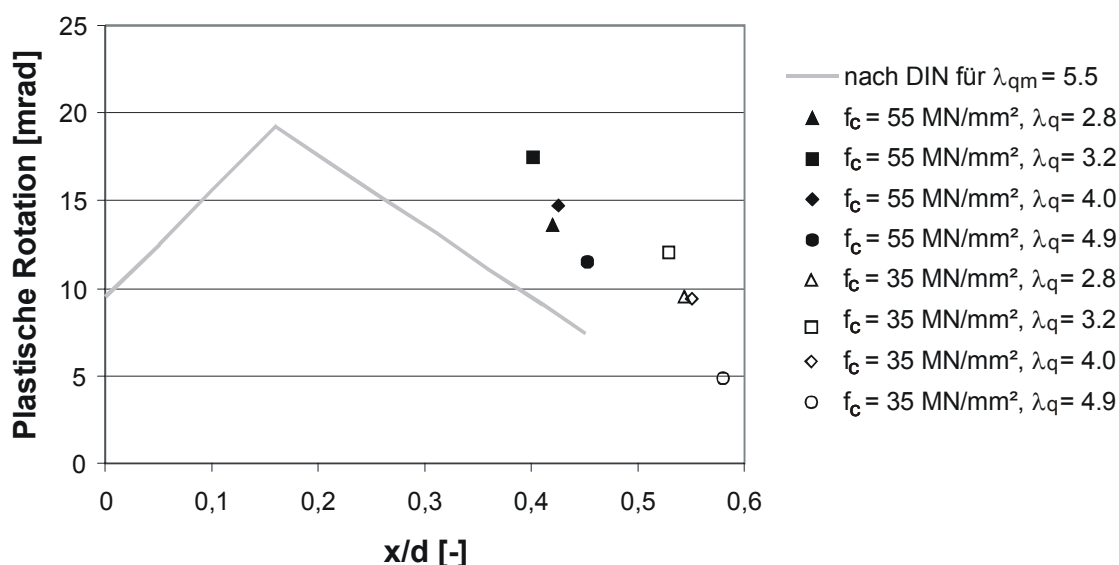


Abbildung 4.51: Vergleich der Ergebnisse mit der zulässigen Rotation nach DIN 1045-1 – aus der Variation der Druckfestigkeit, KRAG 1

## 4.6 Schlussfolgerungen

An zwei segmentierten und verbundlos vorgespannten Einfeldträgersystemen mit Kragarm wurde das unterschiedliche Trag- und Rotationsverhalten unter der Einflüssen der Fugenanordnung, Schub- und Biegeschlankheit sowie Druckfestigkeit untersucht und dem gleichartigen monolithischen System gegenübergestellt. Allgemein kann aus den Ergebnissen abgeleitet werden, dass zur Gewährleistung einer ausreichenden Rotationsfähigkeit von Segmentträgern die Fuge nicht in den Bereich plastischer Verformungen hinein ragen und die im Bereich der Fuge vorhandenen Krümmungen bei der Rotationsberechnung berücksichtigt werden sollten. Die bereits für monolithische Träger bekannten Erkenntnisse zur Rotationssteigerung können dann auf segmentäre Träger übertragen werden, so dass Schnittkraftumlagerungen in statisch unbestimmten Systemen möglich sind.

Trotz nahezu gleicher Rotationsfähigkeit liegt die Traglast eines Segmentträgers unterhalb der eines entsprechenden Trägers monolithischer Ausführung, da es ab Überschreiten des Dekompressionsmomentes zu einem Steifigkeitsverlust kommt und Einschnürungen in der Biegedruckzone infolge Fugenöffnung zu einem vorzeitigem Versagen führen.

Eine hohe Querkraft führt wie bei monolithischen Systemen bei Schubrissbildung und gleichzeitigem Fließen im Betonstahl zu einer Vergrößerung der Rotationsfähigkeit. Mit größerer Rotation und breiterer Ausdehnung der plastischen Zone im Bereich der oberen Stahlbewehrung vergrößert sich der Spannungszuwachs im verbundlosen Spannstahl. Wird die Ausdehnung der plastischen Zone jedoch durch die unterbrochene Bewehrungsführung begrenzt, so ist die Rotationsfähigkeit eingeschränkt. Ein vorzeitiges Versagen im unbewehrten Beton führt zu einem deutlichen Abfall der Systemtragfähigkeit und Rotationsfähigkeit. Dies konnte an dem Versuchsträger Kragträger 2 festgestellt werden, der dennoch nach Ausbrechen der Betondeckung im Bereich der Fuge, mit einem geringen Tragfähigkeitsverlust, ein duktiler Nachbruchverhalten aufwies. Da ein sprödes Versagen im praktischen Fall ausgeschlossen werden sollte, wird empfohlen, Schnittkraftumlagerungen in statisch unbestimmten Segmentträgern nur dann zuzulassen, wenn ein vorzeitiges Versagen im unbewehrten Segmentbereich ausgeschlossen ist.

Plastische Verformungen im unbewehrten Bereich mit Betonstauchungen größer  $\varepsilon_{c1}$  tragen nicht zur Verbesserung der Rotation bei. Unter Ausschluss des vorzeitigen Versagens im Bereich der Fugen kann der Nachweis der Plastizitätstheorie oder die linear-elastische Schnittgrößenberechnung mit begrenzter Umlagerung nach DIN 1045-1 auch für Segmentbauteile mit Trockenfugen erfolgen. Aufgrund der höheren Werte für die bezogene Druckzonenhöhe fällt der Umlagerungsgrad für Segmentträger bei gleichen Querschnitten im Vergleich zu monolithischen Trägern geringer aus. Die dafür einzuhaltenden Bedingungen und Nachweise werden in Kapitel 5 vorgestellt.

Der mit wachsenden Verformungen ansteigende Kräfteunterschied zwischen den oberen und den unteren Spanngliedern führt zu unterschiedlichen M/N-Verhältnissen, die ihrerseits die Krümmungen im jeweiligen Querschnitt verändern. Mit größerem Absinken der Kräfte in den unten liegenden Spanngliedern ergibt sich aus Gleichgewichtsgründen eine höhere resultierende Druckkraft im Beton. Daher hängen der Spannungszuwachs im Spannstahl und die mögliche Rotation eng

---

miteinander zusammen. Der Spannungszuwachs im Spannstahl wächst mit Steigerung der Gesamttotation nahezu proportional an und kann bei Kenntnis der Gesamttotation zwischen den Verankerungsstellen mittels der Gleichung (4.59) genügend genau berechnet werden.

## 5 Entwicklung eines Bemessungskonzepts

Die vorangegangene Parameterstudie hat gezeigt, dass die verbundlos vorgespannten Segmentträger zwar Traglastverluste gegenüber Trägern monolithischer Ausführung gleicher Abmessungen vorweisen, die vorhandene Rotationsfähigkeit jedoch nicht unbedeutend ist. Eine gute Rotationsfähigkeit vermeidet ein sprödes Tragwerksversagen und ist Voraussetzung für mögliche Schnittgrößenumlagerungen statisch unbestimmter Tragwerke. Da der Steifigkeitsabfall infolge Fugenöffnung und eventuell weiterer Rissbildung bei der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung nicht angesetzt wird, überschätzt das Berechnungsverfahren die tatsächlichen Schnittgrößen statisch unbestimmter Segmentträger wesentlich. Es sollten daher Schnittgrößenumlagerungen für Segmentträger mit Trockenfugen zugelassen werden, wenn eine ausreichende Rotationsfähigkeit gewährleistet ist. Eine ausreichende Rotationsfähigkeit ist gegeben, wenn ein vorzeitiges Versagen im Bereich der Fuge vermieden wird. Dazu sind die Trockenfugen in einem sicheren Abstand zum entstehenden Fließgelenk unter Beachtung der Ausdehnung der plastischen Zone in einem ausreichenden Abstand zu platzieren.

Bei der Schnittgrößenermittlung verbundlos vorgespannter Träger ist zudem der Spannungszuwachs im Spannstahl abzuschätzen. Während nach DIN 1045-1 der Anstieg der Spanngliedkraft in extern geführten Spanngliedern infolge der Tragwerkverformungen vernachlässigt werden darf, sollte er bei intern verbundlos geführten Spanngliedern berücksichtigt werden. Hierzu dienen u. a. vereinfachte Lösungsansätze, die für Segmentträger übernommen werden können. Zur Einhaltung der Verträglichkeitsbedingungen sollte der abgeschätzte Dehnungszuwachs im Spannglied mittels einer Verformungsberechnung überprüft werden. Wird eine Schnittgrößenumlagerung über die Rotationsfähigkeit nachgewiesen, so kann die berechnete erforderliche Rotation zur Abschätzung der Spannkraftzunahme herangezogen werden. Die Vorspannkraft ist bei der Schnittgrößenermittlung als äußere Einwirkung anzusetzen.

Zur Verformungsberechnung sowie zur Bemessung von Segmentträgern wird vorgeschlagen, das Bauteil in Abschnitte innerhalb und außerhalb eines Fugenbereichs zu unterteilen. Außerhalb des Fugenbereichs ist das Bauteil wie ein monolithischer Stahlbetonträger zu betrachten. Innerhalb des Fugenbereichs sind die Besonderheiten eines Segmentbauteils zu beachten. Es wird dabei jeweils ein Ebenbleiben der Querschnitte und eine lineare Änderung der Dehnungsnulllinie entlang des Trägers vorausgesetzt. Die Einteilung der Bereiche, die Schnittgrößenbestimmung

sowie die für die Bemessung notwendigen Nachweise werden nachfolgend vorgestellt. Für eine Verformungsberechnung unter quasi-ständigen Einwirkungen sind i.d.R. die Zusatzkrümmungen infolge Kriechen und Schwinden des Betons zu berücksichtigen, deren Auswirkungen für Segmentträger bisher nicht untersucht wurden. Die nachfolgenden Formeln sind daher lediglich für Kurzzeitlasten wie sie im Versuch stattfanden verifiziert. Abschließend erfolgt eine Empfehlung zum Mindestabstand der Fuge in Abhängigkeit der gegebenen Belastung sowie eine Abschätzung des Spannungszuwachses im Spannstahl für ausreichend duktile Segmentträger.

## 5.1 Schnittgrößenberechnung und Einteilung der Bereiche

Die Schnittgrößenermittlung nach dem linear-elastischen Verfahren erfolgt für Segmentträger entsprechend eines monolithischen Stahlbetonträgers, indem die Querschnittssteifigkeiten eines durchgehend bewehrten Trägers im Zustand I angenommen werden. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dürfen aufgrund fehlender oder geringer Steifigkeitsverluste nach linear-elastischer Berechnung keine Umlagerungen angesetzt werden. Die Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit dürfen hingegen mit begrenzter Schnittgrößenumlagerung erfolgen. Ist eine Verformungsberechnung notwendig, so ist der Segmentträger in Bereiche mit Betonstahl- und ohne Betonstahlbewehrung einzuteilen. Die Einteilung der Bereiche ist auch für die anschließende Bemessung zu beachten.

### 5.1.1 Linear-elastische Schnittgrößenermittlung

Die auf verbundlos vorgespannte Segmentträger einwirkenden Lasten ergeben sich in gleicher Weise wie auf monolithische Bauteile. Es wird empfohlen, die Spannkraft im verbundlosen Spannglied bei Anwendung linear-elastischer Schnittgrößenermittlung als äußere Einwirkung aufzubringen. Soll der Zuwachs der Spannung des Spannstahls im Grenzzustand der Tragfähigkeit berücksichtigt werden, so ist der charakteristische Wert  $\Delta\sigma_{pk}$  unter Annahme der Mittelwerte der Baustoffeigenschaften zu bestimmen. Der Bemessungswert des Spannungszuwachses  $\Delta\sigma_{pd}$  ergibt sich über  $\gamma_p \cdot \Delta\sigma_{pk}$ . Der Teilsicherheitsbeiwert beträgt bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung 1.0 und bei nichtlinearer Schnittgrößenermittlung der ungünstigere Wert aus  $\gamma_{p,sup} = 1.2$  und  $\gamma_{p,inf} = 0.83$ . Auf die Abschätzung des Spannungszuwachses wird später eingegangen.

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität sollte für Durchlaufträger mit einem Stützweitenverhältnis von  $0.5 \leq l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} \leq 2.0$  die folgenden bezogenen Druckzonenhöhen  $x_d/d$  eingehalten werden:

$$x_d/d \leq 0.45 \quad \text{bis C 50/60} \quad (5.1)$$

$$x_d/d \leq 0.35 \quad \text{ab C 55/67} \quad (5.2)$$

Damit wird ein sprödes Versagen des Betons vor Erreichen der Fließgrenze des Betonstahls vermieden. Bei der Umlagerung der Schnittgrößen nach einer linear-elastischen Berechnung ist zu beachten, dass ein Plastizieren im Bereich der Fuge und damit die Entstehung eines Rotationsgelenks aufgrund der fehlenden Betonstahlbewehrung nur dann möglich ist, wenn der Spannstahl ins Fließen kommt. Dies wurde in den vorangegangenen Studien nicht beobachtet und kann auch für die praxisüblichen Fälle mit Spannungszuwächsen im Spannstahl unter  $200 \text{ MN/m}^2$  nahezu ausgeschlossen werden. Daher ist eine Umlagerung der Schnittgrößen nur zu empfehlen, wenn das Fließen im Betonstahl außerhalb des Bereiches der Fuge auftritt und gleichzeitig ein vorzeitiges Versagen im Fugenbereich ausgeschlossen ist. Es werden hierzu in einem späteren Kapitel Empfehlungen zur Lage der Fuge vorgestellt.

Die nach DIN 1045-1 maximal möglichen Momentenumlagerungsgrade  $(1-\delta) = (1-M_u/M_{el})$  für vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen resultieren aus den Untersuchungen der möglichen Rotation und der zur Umlagerung erforderlichen Rotation. In der Parameterstudie konnte für Segmentträger aus normalfestem Beton mit hochduktilen Betonstahl nachgewiesen werden, dass die mögliche Rotation einen ausreichenden Sicherheitsabstand zur nach DIN 1045-1 zulässigen Rotation besitzt. Daher darf eine Umlagerung der Schnittgrößen von Segmentträgern mit einem Stützweitenverhältnis benachbarter Felder annähernd gleicher Steifigkeit von  $0.5 \leq l_{\text{eff},1} / l_{\text{eff},2} \leq 2.0$  und bei Verwendung von hochduktilen Betonstahl entsprechend der nach DIN 1045-1 für monolithische Durchlaufträger gültigen Grenzen erfolgen:

$$\delta \geq 0.645 + 0.8 x_d/d \geq 0.7 \quad \text{bis C 50/60} \quad (5.3)$$



mit:

- $\delta$  Verhältnis des Momentes nach Umlagerung zum elastisch berechneten Ausgangsmoment
- $x_d$  Höhe der Betondruckzone im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Umlagerung
- $d$  Statische Höhe

Untersuchungen von Segmentträgern aus höherfesten Betonen bzw. mit normalduktilen Betonstahl stehen noch aus. Es wird vermutet, dass die für monolithische Bauteile gültigen Grenzen angewendet werden können, wenn die Nachweise für den Bereich der Fuge eingehalten werden.

Werden die Bedingungen nach Gleichung (5.3) nicht eingehalten, so ist die für die Schnittgrößenumlagerung erforderliche Rotationsfähigkeit mit der nach DIN 1045-1 zulässigen Rotation nachzuweisen. Aufgrund einer geringeren Rotationsfähigkeit bei Verwendung von normalduktilen Stahl wird allerdings empfohlen, für Segmentträger generell hochduktilen Stahl einzusetzen.

### 5.1.2 Einteilung der Bereiche

Die gängigen Normen sehen für Segmentträger vor, die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit in den kritischen Schnitten innerhalb der Segmente zu führen sowie die Grenzdehnungen des unbewehrten Fugenquerschnitts und die in der Fuge übertragbare Schubkraft einzuhalten. Anhand der Auswertung der Ergebnisse aus der Parameterstudie konnte festgestellt werden, dass die Länge des Bereiches, in dem ein vorzeitiges Betondruckversagen in der Nähe der Fuge möglich ist, etwa dem doppelten Hebelarm im Fugenschnitt  $z_{\text{Fuge}}$  entspricht. Dies stimmt mit der in Kapitel 2.1.5 aufgezeigten Kraftausbreitung innerhalb der geöffneten Fuge überein. Daher wird vorgeschlagen, bei der Bemessung des Segmentträgers den Hebelarm  $z_{\text{Fuge}}$  an der Stelle der jeweiligen Fuge zu bestimmen und diesen als Abstand von der Fuge zu verwenden bis zu dem der Querschnitt als unbewehrt betrachtet werden soll. Dies gilt sowohl für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für die Verformungsberechnung.

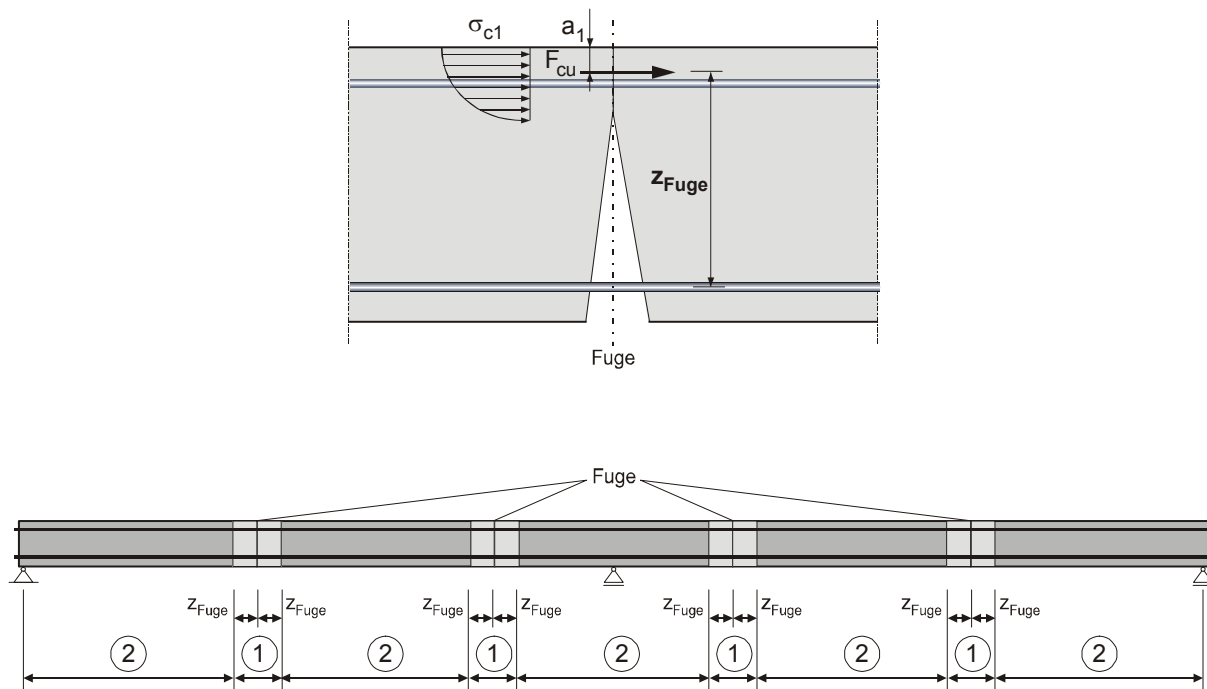


Abbildung 5.1: Einteilung in unbewehrte (1) und bewehrte Bereiche (2)

## 5.2 Bemessungskonzept in Anlehnung an die DIN 1045-1

Auch wenn unter der Verwendung von verbundlosen Spanngliedern ein ausreichender Korrosionsschutz des Stahls vorhanden ist, wird weiterhin empfohlen, die Fugen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter der quasi-ständigen Last vollständig unter Druckspannungen stehen zu lassen. Zum einen werden somit große Fugenbreiten unter Dauerlast und die Schädigung eventueller Aufbauten oder Abdichtungen vermieden. Zum anderen dürfen die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entsprechend eines monolithischen Tragwerks ohne Berücksichtigung der Fugen geführt werden.

Es wird nachfolgend ein Bemessungskonzept für Segmentbauteile mit ebenen Trockenfugen quer zur Tragrichtung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgestellt, das die nach DIN 1045-1 auf Segmentbauteile übertragbaren Regeln aufgreift und im Hinblick auf die Ergebnisse aus den eigenen Untersuchungen erweitert. Dabei darf von einem Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen werden, auch wenn dies gerade im Diskontinuitätsbereich der Segmentträger keine Gültigkeit hat.

| erforderlicher Nachweis   | Anmerkung   | siehe                           |   |
|---|---|---------------------------------|---|
| <b>Rotationsfähigkeit/<br/>Dehnungszuwachs im Spannstahl</b>  | Nachweis am Gesamtsystem,<br>① als unbewehrt und<br>② als bewehrt betrachten                    | Kapitel 5.2.1/<br>Kapitel 5.2.2 |   |
| <b>Grenzzustand der<br/>Gebrauchstauglichkeit</b>   | Nachweis am Gesamtsystem,<br>① und ② als bewehrt<br>und monolithisch betrachten                 | DIN 1045-1,<br>Abschnitt 11     |   |
| <b>Grenzzustand der<br/>Tragfähigkeit</b>   | Nachweis in ① und ②<br>getrennt durchführen,<br>① als unbewehrt und<br>② als bewehrt betrachten |                                 |   |
| im fugennahen Bereich ①:<br>Übertragung der Schubkraft<br>über die Fuge<br><br>Nachweis der Biegedruckzone<br>auf Biegung und Längsdruck<br><br>Nachweis der Biegedruckzone<br>auf Querkraft und Torsion<br><br>Aufnahme der Spaltzugkraft<br>infolge Einleitung der Druckkraft | Nachweis in:<br>Fuge<br><br>①<br><br>①<br><br>①   | } Kapitel 5.2.3                 |   |
| im übrigen Bereich ②:   | Nachweis in ②   |                                 |   |
|   |   |                                 | Kapitel 5.2.4/<br>DIN 1045-1,<br>Abschnitt 10 |
|   |   |                                 |   |

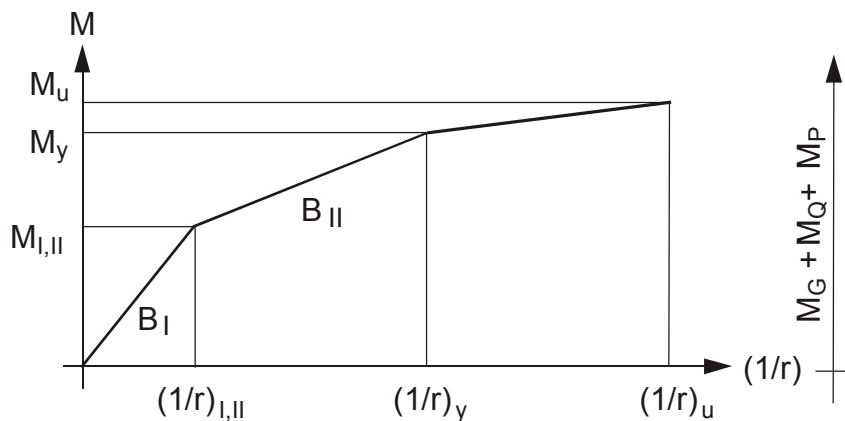
Abbildung 5.2: Bemessungskonzept für Segmenttragwerke

### 5.2.1 Berechnung der Rotationsfähigkeit

Die Ermittlung der erforderlichen Rotation ist notwendig, wenn die Schnittgrößenumlagerung über den Nachweis der plastischen Rotation nachgewiesen oder der Dehnungszuwachs im Spannstahl bestimmt werden soll. Die Berechnung ist unter den Bemessungswerten der Einwirkungen und mit den rechnerischen Mittelwerten der Baustoffkennwerte durchzuführen. Es sind dabei die jeweiligen Spannungs-Dehnungslinien nach Bild 22, Bild 26 und Bild 28 der DIN 1045-1 für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung heranzuziehen. Der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite  $\gamma_R$  beträgt für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen 1.3 und für außergewöhnliche Bemessungssituationen 1.1.

Die erforderliche Rotation  $\theta_E$  wird vereinfacht unter Annahme einer abschnittsweisen geradlinigen Beziehung der Momenten-Krümmungs-Beziehung berechnet. Für den Querschnitt außerhalb des Fugenbereichs müssen hierzu das Riss-, Fließ- und Bruchmoment bekannt sein, für den unbewehrten Querschnitt Dekompressions- und Bruchmoment. Dies setzt die Kenntnis oder eine gute Abschätzung der Spannkraft voraus, so dass die Ermittlung von Verformung und Spannkraft einen iterativen Prozess darstellt.

Die jeweils zu den Momenten zugehörigen Krümmungen sind im Querschnitt außerhalb des Fugenbereichs unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening) zu bestimmen. Die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons erfolgt i.d.R. durch Anpassung der Stahlarbeitslinie über eine mittlere Stahldehnung  $\varepsilon_{sm}$ . Infolge exzentrischer Vorspannung ergibt sich folgende Momenten-Krümmungs-Beziehung des Spannbetonquerschnitts außerhalb des Fugenbereichs:



mit:

$B_{I/II}$  Biegesteifigkeit im ungerissenen (Zustand I) / gerissenen Zustand (Zustand II)

$M_p$  Gesamtwirkung des Momentes aus Vorspannung

$M_{I,II}$  Moment beim Übergang von Zustand I in Zustand II

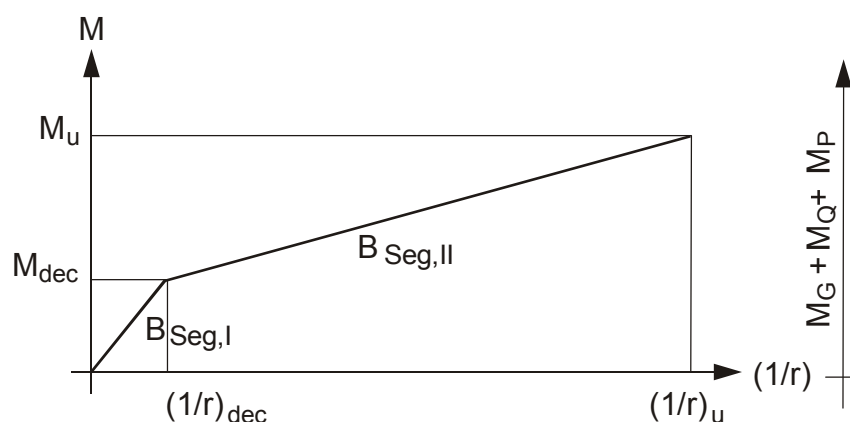
$M_y$  Fließmoment

$M_u$  Bruchmoment

$(1/r)$  die jeweils zugehörige Krümmung

Abbildung 5.3: Vereinfachte Momenten-Krümmungs-Beziehung außerhalb des Fugenbereichs

Für den unbewehrten Bereich in der Nähe der Fuge verläuft die Momenten-Krümmungs-Beziehung bilinear. Eine Betonzugfestigkeit wird nicht angesetzt:



mit:

$B_{\text{Seg,I/II}}$  Biegesteifigkeit vor / nach Öffnen der Fuge

$M_{\text{dec}}$  Dekompressionsmoment

Abbildung 5.4: Vereinfachte Momenten-Krümmungs-Beziehung im Bereich der Fuge

Auf der Höhe der Fuge wird die Krümmung des unbewehrten Querschnitts angesetzt. Diese verändert sich linear im Abstand zur Fuge, bis sie am Ende des fugenahen Bereichs den Wert des Stahlbetonquerschnitts entsprechend Abbildung 5.3 erreicht hat. Ist der Verlauf der Krümmungen entlang eines Trägers bekannt, lässt sich die am plastischen Gelenk erforderliche Rotation mit dem Prinzip der virtuellen Kräfte bestimmen. Dabei stellt  $\bar{M}$  das virtuelle Moment an der Stelle des plastischen Gelenks am statisch bestimmten Ersatzsystem dar. Die Integration kann je nach Verlauf der Krümmungen mittels Integrationsstafeln oder über numerische Verfahren wie Trapez- oder Simpsonregel erfolgen.

$$\theta_E = \int \bar{M} \cdot \frac{1}{r} dx \quad (5.4)$$

Durch die Einteilung bewehrter und unbewehrter Bereiche wird der gegenüber monolithischen Trägern bei geringerer Last einsetzende Steifigkeitsabfall berücksichtigt. Dadurch ergibt sich bei gleicher Last eine größere Rotation  $\theta_E$ . Der Nachweis der Rotationsfähigkeit gilt als erbracht, wenn die erforderliche Rotation  $\theta_E$  kleiner gleich der möglichen plastischen Rotation nach DIN 1045-1 ist:

$$\theta_E \leq \theta_{pl,d} \quad (5.5)$$

Die Anwendbarkeit des Ansatzes nach DIN 1045-1 für Segmentträger wurde bereits in Kapitel 4.5 gezeigt. Wird die mögliche plastische Rotation geringfügig überschritten, so kann eine enge Verbügelung im Bereich des plastischen Gelenks die Rotationsfähigkeit erhöhen. Im Falle eines Versagens in der Biegedruckzone bei hohen Bewehrungsgraden ist die Wahl einer Druckbewehrung oder einer höheren Betonfestigkeit sinnvoll.

### 5.2.2 Ermittlung des Dehnungszuwachses im Spannstahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Berechnung des Dehnungszuwachses  $\Delta\varepsilon_{pk}$  erfolgt allgemein über die Integration der Betondehnungen auf Höhe der Spannstahlachse über die Spannliedlänge. Die Anwendung der Lösungsansätze aus der Literatur [90] für den Dehnungszuwachs verbundlos vorgespannter Spannlieder in monolithischen Trägern dürfen lediglich dann auf Segmentträger übertragen werden, wenn ein Versagen im fugennahen Bereich ausgeschlossen ist. Vereinfachte Ansätze zur Berechnung des Dehnungszuwachses, die lediglich die Betonfestigkeit oder die Anfangsvorspannung berücksichtigen, vernachlässigen den starken Einfluss der Fugen oder des Schubs auf den Dehnungszuwachs des Spannstahls. Die Auswertung des gemessenen Spannungszuwachses im Spannstahl hat gezeigt, dass der Spannungszuwachs nahezu proportional mit der Gesamtrotation zusammenhängt. Eine gute Verformbarkeit des Segmentträgers steigert somit die Zugkraft im Spannstahl und erhöht die Tragfähigkeit des Gesamtsystems. Soll der Dehnungszuwachs im Spannstahl von Segmentträgern genau bestimmt werden, so empfiehlt sich die Ermittlung über die Gesamtrotation  $\theta$  innerhalb der Verankerungsstellen gemäß der Gleichungen (5.6) bis (5.8). Dabei wird angenommen, dass der Dehnungszuwachs im Spannstahl ausschließlich innerhalb der dort vorhandenen Fließgelenke zustande kommt. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Dehnungszuwachs im Spannstahl daher vernachlässigbar. Für die Ermittlung der Gesamtrotation im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die Spannkraft zunächst abgeschätzt werden und iterativ an das Ergebnis einer vorangegangenen Rotationsberechnung angepasst werden. Als Startwert zur Rotationsberechnung empfiehlt sich je nach statischem System ein Dehnungszuwachs von 5 bis 10 % der Anfangsdehnung.

$$\Delta\varepsilon_{pk} = \theta \cdot (d_p - x) / l_p \cdot \frac{d_p}{h} \quad \text{für ein plastisches Gelenk} \quad (5.6)$$

Dies bedeutet beim Zweifeldträger, dass der Dehnungszuwachs im Spannstahl mit der Kenntnis der Gesamtrotation  $\theta$  und der Druckzonenhöhe des Stützenquerschnitts bestimmt werden kann. Bei mehreren plastischen Gelenken der Anzahl  $n$  und einer polygonzugartigen Spanngliedführung innerhalb eines Mehrfeldträgers sind die einzelnen Rotationsanteile  $\theta_i$  zwischen den Momentennullpunkten getrennt zu ermitteln und mit den jeweiligen Abständen  $(d_{pi}-x_i)$  zu multiplizieren, so dass sich der Dehnungszuwachs zwischen den Verankerungsstellen folgendermaßen ergibt:

$$\Delta\varepsilon_{pk} = \sum_{i=1}^n \theta_i \cdot (d_{pi}-x_i)/l_p \cdot \frac{d_{pi}}{h} \quad \text{für } n \text{ plastische Gelenke} \quad (5.7)$$

Liegt das Spannglied im Falle der zentrischen Vorspannung in der Druckzone eines plastischen Gelenks, so ist der entsprechende Rotationsanteil abzuziehen:

$$\Delta\varepsilon_{pk} = \theta \cdot (x-a_p)/l_p \cdot \frac{d_{pi}}{h} \quad (5.8)$$

Reine Verformungsberechnungen dürfen mit den Mittelwerten der Baustoffwerte ohne Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten durchgeführt werden. Die Ermittlung des Dehnungszuwachses im Spannstahl kann jedoch unter den gleichen Annahmen der Momenten-Krümmungs-Beziehungen aus dem vorangegangenen Kapitel berechnet werden und somit den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  beinhalten. Die Ermittlung des Dehnungszuwachses  $\Delta\varepsilon_{pk}$  unter der quasi-ständigen Bemessungslast und unter der Annahme der rechnerischen Mittelwerte der Baustoffwerte ohne Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden liegt daher auf der sicheren Seite. Im Falle eines Zweifeldträgers kann die zur Umlagerung der Schnittgrößen erforderliche Rotation  $\theta_E$  in Gleichung (5.6) eingesetzt werden.

### 5.2.3 Nachweis in den Fugen und im fugennahen Bereich

Im Bereich der Fuge sind zwei mögliche Versagensarten zu unterscheiden. Erstens der Verlust der Haftreibung, der zu einem Gleiten der Fugenoberflächen und damit zu einem kinematischen System führt. Zweitens ein Versagen innerhalb der Segmente, welches entweder nahe der Fuge oder im ungestörten Stahlbetonquerschnitt auftreten kann. Im Gegensatz zum ersten Fall ist das Versagen innerhalb des Segments unabhängig von der Fugenausbildung.

Um ein Versagen innerhalb des fugennahen Bereiches infolge Biegung und Schub zu vermeiden, ist die Tragfähigkeit des unbewehrten Querschnitts nachzuweisen.

Nach DIN 1045-1 erfolgt die Nachweisführung für Biegung mit Längskraft und Schub getrennt. Alternativ kann die kombinierte Beanspruchung nach der Theorie der schiefen Bruchfläche gemäß Kapitel 2.5.2 nachgewiesen werden. Der nachfolgende Vorschlag orientiert sich an der Regelung nach deutscher Norm.

Für das Versagen des unbewehrten Betons schreibt die DIN 1045-1 vor, den Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_c$  für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen zu 1.8 und für außergewöhnliche Bemessungssituationen zu 1.55 zu setzen. Da die Norm gleichzeitig für Beton aus Fertigteilwerken einen geringeren Teilsicherheitsbeiwert von 1.35 zulässt, wird für die nachfolgenden Nachweise der Teilsicherheitsbeiwert für Segmente einheitlich und entsprechend eines monolithischen Stahlbetonbauteils in Ortbetonbauweise gesetzt. Im Bereich der geöffneten Fugen wird die resultierende Schnittkraft infolge Schub und Druck konzentriert in das benachbarte Segment eingeleitet. Diese Druckkraft führt im Einleitungsbereich zu Spaltzugspannungen, die über eine zusätzliche Fugenquerbewehrung aufzunehmen ist.

### Übertragung der Schubkraft über die Fuge

Die ebene Trockenfuge stellt die ungünstigste Variante zur Übertragung der Schubkraft über die geöffnete Fuge hinweg dar. Aufgrund einer fehlenden Verzahnung einer Fugenprofilierung oder Verzahnung infolge Rissbildung steht bei ebenen Trockenfugen zur Übertragung der Schubkraft infolge Querkraft  $V_{Ed0,v}$  die Biegedruckzone im Fugenquerschnitt und ein eventuell günstig wirkender Anteil einer geneigten Spannkraft entsprechend Abbildung 5.5 zur Verfügung. Eine Neigung der Schwereachse ist ebenso zu berücksichtigen.

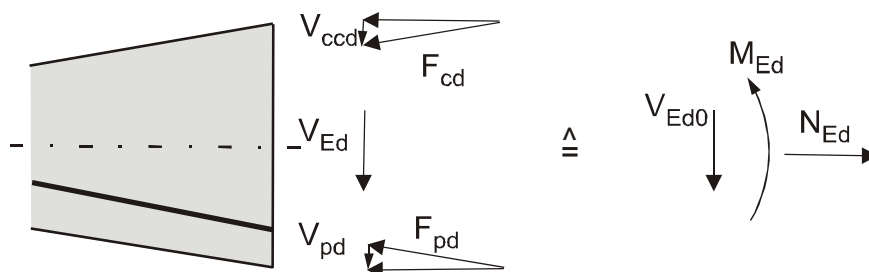


Abbildung 5.5: Querkraftanteile bei veränderlicher Querschnittshöhe und geneigtem Spannglied

Der Bemessungswert der Querkraft  $V_{Ed}$  ergibt sich zu:



$$V_{Ed,V} = V_{Ed0,V} - V_{ccd} - V_{pd} \quad (5.9)$$

mit:

$V_{Ed0,V}$  Grundbemessungswert der auf den Fugenquerschnitt einwirkenden Querkraft

$V_{ccd}$  Vertikalanteil der in der Biegedruckzone geneigten resultierenden Betondruckkraft  $F_{cd}$

$V_{pd}$  Vertikalanteil der geneigten Spannkraft  $P_{mt}$

Die Berücksichtigung der vertikalen Anteile kann entfallen, wenn deren Wirkung günstig ist. Wirkt der Vertikalanteil der Spannkraft ungünstig, so darf die Spannung im Spannglied in Höhe der Streckgrenze angenommen werden. Die über die ebene Trockenfuge übertragbare Schubkraft  $V_{Rd,F}$  ergibt sich aus dem Bemessungswert der Längskraft  $N_{Ed}$  infolge äußerer Einwirkung einschließlich Vorspannung sowie dem Reibungsbeiwert  $\mu$  der Fugenoberfläche.

$$V_{Rd,F} = \mu \cdot N_{Ed} \geq V_{Ed,V} \quad (5.10)$$

mit:

$\mu$  Reibungsbeiwert nach DIN1045-1, Tabelle 13, vgl. Tabelle 2.5

Die über die Fuge zusätzlich zu übertragende Schubkraft infolge einer eventuell zu berücksichtigen Torsion  $T_{Ed}$  wird anhand eines Ersatzhohlkastens ermittelt. Hierbei werden Vollquerschnitte durch gleichwertige dünnwandige Querschnitte ersetzt. Der Bemessungswert der Schubkraft infolge der Torsion  $T_{Ed}$  ergibt sich in bekannter Weise zu:

$$V_{Ed,T} = \frac{T_{Ed} \cdot z}{2 \cdot A_k} \quad (5.11)$$

mit:

$A_k$  Die durch die Mittellinien der Wände eines Ersatzhohlkastens eingeschlossene Fläche

$z$  die Höhe der Wand, definiert durch den Abstand der Schnittpunkte der Wandmittellinie mit den Mittellinien der angrenzenden Wände

Die Mittellinien werden durch die Achsen der über die Fuge durchlaufenden Spannglieder definiert:

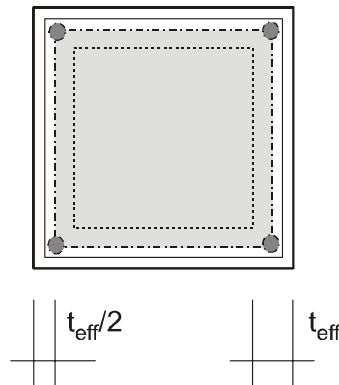


Abbildung 5.6: Modellbildung für Segmentquerschnitt

Wirken die Schubkräfte infolge Querkraft und Torsion gleichzeitig, so sind die Anteile entsprechend ihrer Wirkung innerhalb eines Ersatzhohlkastensteges zu addieren:

$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + \frac{V_{Ed,V} \cdot t_{eff}}{b_w} \quad (5.12)$$

mit:

- $t_{eff}$  effektive Stegbreite des Ersatzhohlkastens, jedoch nicht größer als die tatsächliche Stegbreite
- $b_w$  kleinste Querschnittsbreite, abzüglich der 1.3fachen Summe der Durchmesser bei intern verlegten Spanngliedhüllrohren

Die maximal über die Fuge übertragbare Schubkraft ergibt sich aus der resultierenden Druckkraft innerhalb einer Restdruckfläche  $A_{RF} = t_{eff} \cdot x''$  sowie dem Reibungsbeiwert der Fugenoberfläche.

$$V_{Rd,F} = \mu \cdot \sigma_{cd} \cdot t_{eff} \cdot x'' \geq V_{Ed,T+V} \quad (5.13)$$

mit:

- $\mu$  Reibungsbeiwert nach DIN1045-1, Tabelle 13, vgl. Tabelle 2.5
- $\sigma_{cd}$  Bemessungswert der Betonlängsspannung infolge äußerer Normalkrafteinwirkung oder Vorspannung  $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_{RF}$ , positiv bei Druck
- $x''$  Höhe der Biegedruckzone innerhalb der Fuge, ergibt sich aus dem vorhandenen Dehnungszustand unter der jeweiligen Bemessungslast des unbewehrten Querschnitts im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Da die Nulllinie unter der kombinierten Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion schräg verläuft, erweist sich die Bestimmung des maßgebenden Werts der Druckzonenhöhe als schwierig. Zur Bestimmung der Druckzonenhöhe bei auf Torsion beanspruchten Trägern wird auf die Dissertation von Kasic [54] verwiesen. Vereinfacht darf für die Ermittlung der maximal übertragbaren Schubkraft als Höhe der Biegedruckzone diejenige Höhe angenommen werden, die sich unter Einhaltung des Gleichgewichts ergibt, wenn am Rand der Druckzone die Betonstauchung zu  $\varepsilon_{c2u}$  bzw. bei Hohlkästen die Stauchung in der Mittelachse des Druckflansches zu  $\varepsilon_{c2}$  angenommen wird. Bei Hohlkästen sollte ein möglicher Anteil der unter Druck stehenden Platte vernachlässigt werden, um auf einen Nachweis der Plattenbiegung zu verzichten.

Wird die zulässige Schubkraft knapp überschritten, so kann die Vorspannkraft erhöht werden oder die Fugenoberfläche muss angeraut oder mit einer Profilierung ausgeführt werden. Bei der Verwendung einer Fugenprofilierung wird auf Gleichung (2.1) verwiesen. Im Hinblick auf einen späteren Wiedereinsatz der Elemente sollte jedoch auf eine Fugenprofilierung verzichtet werden. Alternativ bietet sich die Ausbildung eines Fugenkerns aus Aluminiumschaum an, dessen praktische Anwendung jedoch noch Gegenstand der Forschung ist.

### Nachweis der Biegedruckzone auf Biegung und Längsdruck

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit erfolgt am unbewehrten Querschnitt. Dabei werden die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Parabel-Rechteckdiagramms für Beton nach Bild 23 der DIN 1045-1 zugrunde gelegt. Die Betonzugfestigkeit ist zu vernachlässigen. Die inneren Schnittgrößen  $M_{Rd}$  und  $N_{Rd}$  müssen mit den äußeren Einwirkungen aus Biegung und Längskraft  $M_{Ed}$  und  $N_{Ed}$  im Gleichgewicht stehen. Die Grenzstauchungen des Betons nach Tabelle 9 der DIN 1045-1 sind hierbei einzuhalten.

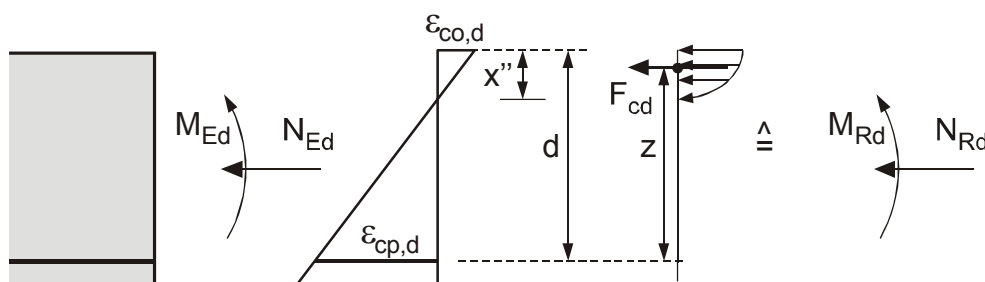


Abbildung 5.7: Äußere und innere Schnittgrößen am unbewehrten Querschnitt

### Nachweis der Biegedruckzone auf Querkraft und Torsion

Die zuvor ermittelte Schubkraft  $V_{Ed,V}$  bzw.  $V_{Ed,T+V}$  darf die von der ungerissenen Restdruckfläche  $A_{RF}$  aufnehmbare Schubkraft  $V_{Rd,ct}$  nicht überschreiten. Die maximal aufnehmbare Schubkraft  $V_{Rd,ct}$  des gedrückten Fugenquerschnitts ergibt sich zu:

$$V_{Rd,ct} = \frac{I_{RF} \cdot b_w}{S_{RF}} \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cd} \cdot f_{ctd}} \quad (5.14)$$

mit:

$I_{RF}$  Flächenmoment 2. Grades des gedrückten Querschnitts

$S_{RF}$  Flächenmoment 1. Grades des gedrückten Querschnitts, bezogen auf dessen Schwerpunkt (Statisches Moment)

$$f_{ctd} = f_{ctk;0.05} / \gamma_c$$

### Aufnahme der Spaltzugkraft infolge Einleitung der Druckkraft

Infolge der Einleitung der aus  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  und  $M_{Ed}$  resultierenden schiefen Druckkraft in das benachbarte Segment entstehen Spaltzugspannungen, die durch eine zusätzliche Querbewehrung aufzunehmen sind. Die Entwicklung von Horizontalrissen wird durch die Einlage der Spaltzugbewehrung eingeschränkt. Für Segmente, die länger als zweimal die Querschnittshöhe  $h$  sind, kann vereinfacht die Spaltzugkraft  $F_{Zd}$  zu  $0.25 F_{cd}$  angenommen werden.

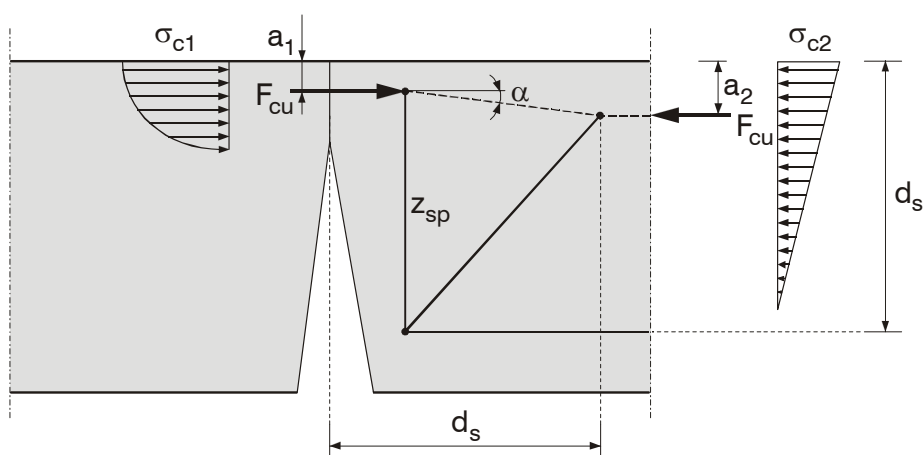


Abbildung 5.8: Spaltzug im Bereich der Fuge

Eine genauere Berechnung ergibt sich über die Kenntnis der Lage der Betondruckkraft  $F_c$  im Bereich der Fuge und der Lage der Betondruckkraft  $F_c$  im Abstand von  $d_s$ . Die Spaltzugkraft lässt sich dann über

$$F_{Zd} = 0.25 \cdot F_{cd} \cdot (1 - a_1/a_2) \quad (5.15)$$

abmindern.

Die zusätzlich zur übrigen Querkraftbewehrung einzulegende Spaltzugbewehrung ergibt sich damit zu:

$$A_{sw,Z} = F_{Zd} / f_{wd} \quad (5.16)$$

Diese ist jeweils im Abstand von  $d$  zur Fuge gleichmäßig zu verteilen.

#### 5.2.4 Nachweis außerhalb des Fugenbereichs

Im ungestörten Bereich der Segmente sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN 1045-1, Abschnitt 10 einzuhalten. Tritt das Versagen in diesem Bereich auf, sollten zur Vermeidung eines Betondruckbruchs ohne Erreichen der Fließdehnung die Empfehlungen zur Sicherstellung der Verformungsfähigkeit nach Gleichung (5.1) und Gleichung (5.2) beachtet werden oder ein Nachweis der Rotationsfähigkeit durchgeführt werden.

#### 5.2.5 Empfehlungen zur Lage der Fugen

Die Parameterstudie hat gezeigt, dass die Traglast und die Rotationsfähigkeit des Segmentträgers deutlich absinken, wenn die Fugen keinen ausreichenden Abstand zur plastischen Zone besitzen. Eine weitere Duktilitätsminderung stellt das Versagen in der Fuge vor Erreichen des Bruchmomentes im Stahlbetonquerschnitt dar. Die Lage der Fugen sollte daher vor bei der Vordimensionierung im Hinblick auf eine ausreichende Duktilität des Segmentträgers überprüft werden. Unter Abschätzung des eventuellen Spannkraftzuwachses wird eine resultierende Längsdruckkraft geschätzt. Daraus folgt das Bruchmoment des vordimensionierten unbewehrten Querschnitts  $M_{u,unbew.}$  sowie die Bruch- und Fließmomente  $M_u$  und  $M_y$  des vordimensionierten bewehrten Querschnitts. Um zu vermeiden, dass das Ver-

sagen im fugennahen Bereich stattfindet, beträgt der Mindestabstand der Fuge zum Maximalmoment:

$$\min a_{\text{Fuge}} = \left(1 - \frac{M_{u,\text{unbew.}}}{M_u}\right) \cdot a_q + z_{\text{Fuge}}$$

mit:

$M_{u,\text{unbew}}$  Bruchmoment des vordimensionierten unbewehrten Querschnitts

$M_u$  Bruchmoment des vordimensionierten bewehrten Querschnitts

$a_q$  Abstand des Momentenmaximums zum Momentennullpunkt

$z_{\text{Fuge}}$  Hebelarm in der Fuge = halbe Länge des fugennahen Bereichs

Die plastische Länge beträgt bei biegebeanspruchten monolithischen Trägern oder Segmentträgern mit ausreichendem Abstand der Fuge zur plastischen Zone:

$$l_{\text{pl,Biegung}} = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) \cdot (a_{q,\text{links}} + a_{q,\text{rechts}}) = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) \cdot \lambda_1 \cdot d \quad (5.17)$$

Um eine Behinderung der Ausdehnung der plastischen Zone durch die unbewehrte Fuge zu vermeiden, berechnet sich der Mindestabstand der Fuge zum Maximalmoment unter Annahme eines linearen Momentenverlaufs zu:

$$\min a_{\text{Fuge}} = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) \cdot a_q + c_{\text{nom}} \quad (5.18)$$

Bei Schrägrissbildung verlängert sich die plastische Länge  $l_{\text{pl}}$  um das Versatzmaß  $a_l$  (vgl. Gl (2.5)):

$$l_{\text{pl,Biegung + Schub}} = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) \cdot \lambda_1 \cdot d + a_{l,\text{links}} + a_{l,\text{rechts}} \quad (5.19)$$

Voraussetzung der Erhöhung der plastischen Länge ist, dass die Betonstahlbewehrung bei Schrägrissbildung fließt. Eine Schrägrissbildung tritt auf, wenn die schiefen Hauptzugspannungen  $\sigma_1$  die Betonzugfestigkeit überschreitet. Der Mindestabstand der Fuge zum Maximalmoment vergrößert sich unter Berücksichtigung der Schrägrissbildung somit zu:

$$\min a_{\text{Fuge}} = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) \cdot a_q + c_{\text{nom}} + a_l \quad (5.20)$$

Das Versatzmaß entspricht unter Annahme einer minimalen Druckstrebenneigung von  $35^\circ$  dem 0.7fachen Hebelarm  $z$  an der Stelle des Maximalmomentes. Damit ergeben sich für eine ausreichende Rotationsfähigkeit eines Segmentträgers folgende Bedingungen für den Mindestabstand der Fuge zum Fließgelenk, wenn Schnittkraftumlagerungen gewünscht sind:

$$\min a_{\text{Fuge}} = \min \begin{cases} (1 - \frac{M_{\text{unbew.}}}{M_u}) \cdot a_q + z_{\text{Fuge}} \\ (1 - \frac{M_y}{M_u}) \cdot a_q + c_{\text{nom}} + 0.7z \end{cases} \quad (5.21)$$

Der Mindestabstand kann vereinfacht abgeschätzt werden mit:

$$\min a_{\text{Fuge}} = \min (1 - \frac{M_{\text{unbew.}}}{M_u}) \cdot a_q + d_p/2 \quad (5.22)$$

## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Segmentbauweise bietet durch den Einsatz kreislaufgerechter Stabtragwerke aus verbundlos vorgespannten, vorgefertigten Betonelementen sowohl wirtschaftliche als auch ökologische Vorteile. Die Serienfertigung von Betonelementen gleicher Abmessungen verringert die Herstell- und die Transportkosten. Mit dem Verzicht einer fugendurchdringender Betonstahlbewehrung und einer Verklebung der Fugen ist eine schnelle Montage und einfache Demontage zur Wiederverwertung nach Ablauf der Nutzungsdauer gegeben.

Die Ausnutzung von Schnittkraftumlagerungen bei der Bemessung von Segmentbauteilen ist mangels Erfahrungen nach deutscher Norm bisher nur über eine aufwendige nichtlineare Berechnung erlaubt. Zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens bei teilweise offenen Fugen wurden daher sowohl experimentelle als auch numerische Studien durchgeführt. Zwei statisch bestimmte Einfeldträgersysteme mit Kragarm unter zentrischer Vorspannung wurden den Belastungsarten „Biegung mit Querkraft“ und „Biegung mit Querkraft und Torsion“ unterworfen, um sowohl den Einfluss des Schubs sowie den Einfluss der Fugenanordnung zu untersuchen. Zur Abbildung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens in der numerischen Modellierung wurde ein am Institut für Massivbau entwickeltes Unterprogramm herangezogen. Die numerischen Modelle wurden anhand der eigenen Versuchsergebnisse verifiziert und zeigten gute Übereinstimmungen mit den errechneten Ergebnissen. Die verifizierten Modelle wurden in Parameterstudien weiter verwendet, in denen die Schubschlankheit, Biegeschlankheit und Betonfestigkeit variiert wurden. Nach einer Wiederholung der Parameterstudien an Modellen in monolithischer Ausführung, d. h. ohne Segmentfugen und mit einer durchgehenden Bewehrungsführung, wurden die Traglast- und Rotationsverluste der segmentierten gegenüber der monolithischen Ausführung erfasst.

Eine intensive Untersuchung des Einflusses der Querkraft durch Variation der Schubschlankheit zeigte, dass je nach Biegeschlankheit und Lage der Fuge für bestimmte Schubschlankheitswerte ein Maximum der Rotationsfähigkeit zu verzeichnen ist. Prinzipiell wirkt sich eine Schubrisssbildung wie in monolithischen Systemen günstig auf die Rotationsfähigkeit von Segmentbauteilen aus. Der weitaus größte Einfluss auf die Rotationsfähigkeit liegt in der Fugenanordnung. Ist die Fugenanordnung zu nahe an dem sich ausbildenden Fließgelenk gewählt, so versagt der Bereich in der Nähe der Fuge, bevor sich ein Gelenk ausreichend verformen kann. Auch im Hinblick auf statisch bestimmte Träger sollte die Lage der Fuge nicht



in der Nähe des Maximalmomentes angeordnet werden, um ein sprödes Tragwerksversagen zu vermeiden. Unter Einhaltung eines ausreichenden Abstandes der Fugen zum möglichen Fließgelenk zeigten die Modelle keine Einbußen der Verformungsfähigkeit gegenüber der monolithischen Ausführung. Daher können Schnittgrößenumlagerungen in Segmentträgern bei Beachtung von Mindestabständen der Fugen zugelassen werden.

In einem abschließenden Bemessungskonzept wurde zur Vermeidung eines vorzeitigen Verlustes an Duktilität eine Empfehlung zur Fugenanordnung aufgestellt. Für die Tragfähigkeitsbemessung und Verformungsberechnung ist ein Segmentträger in bewehrte und unbewehrte Bereiche einzuteilen. Bis zu einem Abstand in Höhe des in der benachbarten Fuge wirkenden Hebelarms  $z_{\text{Fuge}}$  ist hierzu der Beton ohne Betonstahlbewehrung anzusehen. Die Schnittgrößenumlagerungen können entsprechend DIN 1045-1 mit den unter Beachtung der bezogenen Druckzonenhöhe im Fließgelenk zulässigen Grenzen oder mit dem vereinfachten Nachweis der Rotationsfähigkeit erfolgen. Der Dehnungszuwachs im verbundlosen Spannglied kann mit guter Genauigkeit aus der Gesamtrotation in den jeweiligen Rotationsgelenken bestimmt werden. Wird auf eine Verformungsberechnung verzichtet, so bieten die in der Literatur bereits für verbundlos vorgespannte monolithische Träger vorhandenen Ansätze gute Näherungswerte, die je nach System die tatsächlich mögliche Dehnung im Spannstahl jedoch weit unterschätzen.

Die Entwicklung der Hochleistungsbetone sowie Ultrahochleistungsbetone (UHPC) ermöglicht eine qualitativ hochwertige und hochbelastbare Ausführung von Segmenten, deren Material so eingespart werden kann, dass sie in der Konkurrenz mit Stahlträgern gesehen werden. Durch die Zugabe von Stahlfasern kann ein sprödes Versagen in den unbewehrten Fugenquerschnitten vermieden werden, so dass die Segmente universell in Tragwerken eingesetzt werden können. Hier ergibt sich ein großer Forschungsbedarf bezüglich der Trag- und Verformungsfähigkeit von Segmentbauteilen aus UHPC. Im Hinblick auf eine mögliche Wiederverwendung der Segmentbauteile bestehen weitere offene Fragen zum Ermüdungsverhalten von Segmentträgern unter Millionen Lastwechsel sowie zur demontablen Ausführung von Anschlüssen wie beispielsweise der Segmentträger an Stützen.

## 7 Literatur

- [1] AASHTO/ American Association of State Highway and Transportation Officials: *Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*. Washington, D.C., 1999
- [2] ABAQUS: *Version 6.4*. Hibbitt, Karlsson & Sorenson, Inc., Pawtucket, 2003
- [3] Akkermann, J.: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 39, Universität Karlsruhe, 2000
- [4] Bachmann, H.: *Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken*. Dissertation, ETH Zürich, 1967
- [5] Baker, A.L.L.; Amarakone, A.M.N.: *Inelastic Hyperstatic Frames Analysis*. Proceedings, International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, ACI SP-12, Miami, 1964, S. 85-142
- [6] Bathe, K.J.: *Finite-Elemente-Methoden*. Springer Verlag, Berlin, 2002
- [7] Bažant, Z.P.; Oh, B.H.: *Crack band theory for fracture of concrete*. Materials and Structures, RILEM, 93 (16), 1983, S. 155-177
- [8] Below, K.D.; Rangan, B.V.; Hall, A.S.: *Theory for Concrete Beams in Torsion and Bending*. Journal of the Structural Division, ASCE 101 (ST8), 1975, S. 1645-1660
- [9] Buyukozturk, O.; Bakhoun, M.; Beattie, M.: *Shear Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges*. ASCE Journal of Structural Engineering, 1990, S. 3380-3401
- [10] CEB Bulletin d'Information No. 218: *Ductility – Reinforcement. Progress report of Task Group 2.2, "Ductility Requirements for Structural Concrete – Reinforcement*. Lausanne, 1993
- [11] CEB Bulletin d'Information No. 242: *Ductility of Reinforced Concrete Structures – Synthesis Report and Individual Contributions*. Lausanne, 1998
- [12] CEB-FIP Model Code 1990 (MC90): *Design for Concrete Structures*. Thomas Telford, London, 1993

- 
- [13] Chen, W.F.; Saleeb, A.F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials, Vol. I. Elasticity and Modelling*. Elsevier, 1994
- [14] Collins, M.P.; Walsh, P.F.; Archer, F.E.; Hall, A.S.: *Reinforced concrete in torsion*. School of Civil Engineering, University of New South Wales, UNICIV Report Nr. R 31, Kensington, Australien, März 1968
- [15] Corley, W.G.: *Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE 92 (ST 5), 1966, S. 121-146
- [16] Darwin, D.; Pecknold, D.A.: *Nonlinear Biaxial Stress-Strain-Law for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. of the ASCE, Vol. 103, No. EM2, April 1977, S. 229-241
- [17] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Heft 525 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 2003
- [18] Deutscher Beton-Verein: *Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern*. Ausgabe 1999
- [19] Dilger, W.: *Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung*. Heft 179 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1966
- [20] DIN 1045: *Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. Juli 1988
- [21] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton – Stahlbeton und Spannbeton – Bemessung und Konstruktion*. Juli 2001
- [22] DIN 1048 Teil 5: *Tragwerke aus Beton - Stahlbeton und Spannbeton - Bemessung und Konstruktion*. Juni 1991
- [23] DIN 4227 Teil 1: *Spannbeton – Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung*. Juli 1988
- [24] DIN V 4227 Teil 3: *Spannbeton – Bauteile in Segmentbauart – Bemessung und Ausführung der Fugen*. Dezember 1983
- [25] DIN V 4227 Teil 6: *Spannbeton – Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund*. Mai 1982
- [26] DIN V ENV 1992-1-1: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Juni 1992

- 
- [27] DIN V ENV 1992-1-3: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Allgemeine Regeln - Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen*. Dezember 1994
- [28] DIN V ENV 1992-1-5: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Allgemeine Regeln - Tragwerke mit Spanngliedern ohne Verbund*. Dezember 1994
- [29] DIN V ENV 1992-2: *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Betonbrücken*. Oktober 1997
- [30] DIN-Fachbericht 102: *Betonbrücken*. Beuth Verlag, Berlin, 2001
- [31] Eibl, J.: *Brücken mit externer Vorspannung*. Vorträge auf dem Deutschen Betontag 1989, Deutscher Betonverein E.V., Wiesbaden Eigenverlag 1989, S. 259-273
- [32] Eibl, J.: *Die externe Vorspannung in Deutschland – Entwicklung und Ausblick*. J. Eibl (Hrsg.): Externe Vorspannung und Segmentbauweise. Vorträge zum Workshop "Externe und verbundlose Vorspannung – Segmentbrücken“, 5.-7. Okt. 1998 in Karlsruhe, Ernst & Sohn Berlin 1998, S. 71-90
- [33] Eibl, J.: *Safety Considerations for the Ultimate Limit State - Segmental Structures*. E. Conti, B. Fouré (eds.): External Prestressing in Structures. AFPC-Workshop, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 1993, S. 467-472
- [34] Eibl, J.; Akkermann, J.; Kasic, S.: *Recyclierbare Bauteile - Stabtragwerke*. Forschungsbericht Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1999
- [35] Eibl, J.; Ivány, G.: *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*. Heft 260 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1976
- [36] Eifler, H.: *Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluss auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken*. Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1983
- [37] Elfgrén, L.: *Reinforced concrete beams loaded in combined torsion, bending and shear*. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, Publication 71:3, 1972

- [38] Eligehausen, E.; Kreller, R.; Langer, P.: *Einfluß der Stahlkennlinie auf den möglichen Grad der Schnittkraftumlagerung bei Stahlbetontragwerken*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1988
- [39] Eligehausen, R.; Popov, E.P.; Bertero, V.V.: *Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations*. Report No. UCB/EERC-83/23, University of California, Berkely, 1983
- [40] Fabritius, E.: *Zum Trag- und Rotationsverhalten von Stahlbetontragwerken mit nicht-linearer Schnittgrößenermittlung*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2001
- [41] Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: *Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft*. Heft 472 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1997
- [42] Fiedler, K.: *Versuche über den Reibungskoeffizienten in den Fugen*. Der Bauplanung-Bautechnik, 1962, S. 142-146
- [43] Finsterwalder, U.; Jungwirth, D.; Baumann, T.: *Tragfähigkeit von Spannbetonbalken aus Fertigteilen mit Trockenfugen quer zur Haupttragrichtung*: Der Bauingenieur, 1974, S. 1-10
- [44] Fischer, O.: *Der Bang Na Expressway, Bangkok (2. Teil)*. Beton- und Stahlbetonbau, 1998, S. 36-41
- [45] Fouré, B.; Martins, B.: *Flexural Behavior of Externally Prestressed Concrete Beams*. Proceedings of XI FIP Congress Hamburg, June 1990, S. 195-215
- [46] Franz, G.: *Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen*. Der Beton- und Stahlbetonbau, 1959, S. 137-140
- [47] Girmscheid, G.: *Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze von extern vorgespannten Straßenbrücken in Segmentbauart, dargestellt am Bangkok Expressway, Thailand*. Beton- und Stahlbetonbau, 1994, S. 70-75
- [48] Girmscheid, G.: *Spannbeton-Hochstraße in Bangkok – Planung der Ausführung*. Beton- und Stahlbetonbau, 1993, S. 161-166
- [49] Guckenberger, K.; Daschner, F.; Kupfer, H.: *Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau*. Heft 311 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1980

- [50] Hegger, J.: *Einfluss der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1985
- [51] Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P.E.: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Pergamon Press, Inc., United States, Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976, S. 773-782
- [52] Hindi, A.; MacGregor, R.; Kreger, M.E., Breen; J.E.: *Enhancing the Strength and Ductility of Posttensioned Segmental Bridges*. ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 1, January-February 1995
- [53] Huang, J.: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 22, Universität Karlsruhe, 1994
- [54] Kasic, S.: *Zum Tragverhalten von Segmentträgern mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Heft 48, Universität Karlsruhe, 2002
- [55] Keuser, M.: *Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Elementberechnungen von Stahlbetonkonstruktionen*. VDI-Verlag, Düsseldorf, 1985
- [56] König, G.; Pommerening, D.; Tue, N.: *Nichtlineares Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung*. Heft 492 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1999
- [57] Kordina, K.; Hegger, J.: *Schubtragverhalten von Spannbetonteilen mit Vorspannung ohne Verbund*. Heft 381 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1987
- [58] Kordina, K.; Teutsch, M.; Voß, K.-U.: *Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart mit Vorspannung ohne Verbund*. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1990

- 
- [59] Kordina, K.; Teutsch, M.; Weber, V.: *Spannbetonbauteile in Segmentbauart unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft*. Heft 350 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1984
- [60] Kordina, K.; Weber, V.: *Rißbildung von Segmentbauteilen in Abhängigkeit von Querschnittsausbildung und Spannstahlverbundeigenschaften*. Heft 350 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1984
- [61] Kordina, K.; Weber, V.: *Einfluß der Ausbildung unbewehrter Preßfugen auf die Tragfähigkeit von schrägen Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen*. Heft 350 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1984
- [62] Koseki, K.; Breen, J. E.: *Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges*. Research Report 248-1, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin, 1983
- [63] Kupfer, H.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Heft 229 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1973
- [64] Kupfer, H.; Guckenberger, K.; Daschner, F.: *Versuche zum Tragverhalten von segmentären Spannbetonträgern*. Heft 335 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1982
- [65] Lampert, P.; Thürlimann, B.: *Torsions-Biege-Versuche an Stahlbetonbalken*. Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 6506-3, Juli 1969
- [66] Langer, P.: *Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1987
- [67] Leonhardt, F.: *Vorlesungen über Massivbau. Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 1984
- [68] Lessig, N.N.: *Theoretische und experimentelle Untersuchung der Stahlbetonbalken unter kombinierter Biege- und Torsionsbeanspruchung (in Russisch)*. Theory of design and construction of reinforced concrete structures, Moskau, 1958
- [69] Li, L.: *Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1995

- [70] Lüchinger, P.; Thürlimann, B.: *Versuche an Stahlbetonbalken unter Torsion, Biegung und Querkraft*. Institut für Baustatik, ETH Zürich, Bericht Nr. 6506-5, Juli 1973
- [71] Markeset, G.; Hillerborg, A.: *Softening of Concrete in Compression – Localisation and Size Effects*. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 4, 1995, S. 702-708
- [72] Mattock, A.H.: *Rotational Capacity of Hinging Regions in Reinforced Concrete Beams*. Proceedings, International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, ACI SP-12, Miami, 1964, S. 143-181
- [73] Michalka, C.: *Zur Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken in Stahlbetonträgern*. Dissertation Universität Stuttgart, 1986
- [74] Rabbat, B.G.; Sowlat, K.: *Testing of Segmental Concrete Girders with External Tendons*. PCI Journal, March-April 1987, S. 86-107
- [75] Ramirez, G., MacGregor, R.; Kreger, M.E.; Roberts-Wollmann, C.; Breen, J.E.: *Shear Strength of Segmental Structures*. E. Conti, B. Fouré (eds.): External Prestressing in Structures. AFPC-Workshop, Saint-Rémy-lés-Chevreuse, 1993
- [76] Ramos, G.; Aparicio, A.C.: *Ultimate analysis of monolithic and segmental externally prestressed concrete bridges*. ASCE, Journal of bridge engineering, Vol. 1, No.1, 1996
- [77] Rausch, E.: *Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung (Torsion) und Abscheren*. Dissertation zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs der Technischen Hochschule zu Berlin, Julius Springer, Berlin, 1929
- [78] Roberts, C.L.; Breen, J.E.; Kreger, M.E.: *Measurement Based revisions for Segmental Bridge Design and Construction Criteria*. Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The University of Texas at Austin 1993
- [79] Roelfstra, P.E.; Wittmann, F.H.: *Numerical Method to Link Strain Softening with Failure of Concrete*. In: Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete (ed. F. H. Wittmann), Elsevier, 1986, S. 163-175



- 
- [80] Schlaich, J.; Schäfer, K.: *Konstruieren im Stahlbetonbau*. Betonkalender 1993, Teil II, Ernst & Sohn, Berlin 1993, S. 327-486
- [81] Siviero, E.: *Rotation Capacity of Monodimensional Members in Structural Concrete*. CEB Bulletin d'Information No. 105, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1976, S. 206-222
- [82] Specht, M.; Scholz, H.: *Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C 12 bis C 115*. Heft 453 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1995
- [83] Specker, A.: *Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken*. Dissertation, TU Hamburg-Harburg, 2001
- [84] Stempniewski, L.; Eibl, J.: *Finite Elemente im Stahlbeton*. Betonkalender 1993, Teil I, Ernst & Sohn, Berlin, 1993, S. 249-312
- [85] Takebayashi, T.; Deeprasertwong, K.; Leung, Y.: *A full-scale destructive test of a precast box girder bridge with try joints and external tendons*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1994, S. 297-315
- [86] Tepfers, R.: *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*. Magazine of Concrete Research: Vol. 31, No. 106: March 1979, S. 3-12
- [87] Teutsch, M.: *Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig; 1979
- [88] Tue, N.; Kurz, W.; König, G.: *Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton im Gebrauchs- und Bruchzustand*. Bautechnik, Ernst & Sohn, 1997, S. 381- 394
- [89] Den Uijl, J.A.; Bigaj, A.J.: *A bond model for ribbed bars based on concrete confinement*. Heron, Volume 41, No. 3, 1996, S. 201-226
- [90] Vielhaber, J.: *Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau*. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau Technische Universität Berlin, Heft 8, 1989

- 
- [91] Virlogeux, M.P.: *Analysis of non-linear behaviour of structures with external prestressing*. La Technique Francaise du Beton Precontraint, Hambourg 1990, S. 165-215
- [92] Weber, V.: *Untersuchung des Riss- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile*. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1982
- [93] Weiß, G.: *Demontierbare Gebäude aus Beton*. In: Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen. Festschrift zum 60. Geburtstag von H.-W. Reinhardt. Libri BOD, Hamburg, 1999, S. 392-409
- [94] Weller, B.: *Experimentelle Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Durchlaufträgern mit Vorspannung ohne Verbund*. Heft 391 der Schriftenreihe des DAfStb, Berlin, 1988
- [95] Wischers, G.: *Aufnahme und Auswirkungen von Druckbeanspruchungen auf Beton*. Betontechnische Berichte 1978, Beton-Verlag, 1979, S. 31-56
- [96] Zelger, C.; Rüschi, H.: *Der Einfluss von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilen*. Der Beton- und Stahlbetonbau, 1961, S. 234-237
- [97] Zienkiewicz, O.C.; Taylor, R.L.: *The Finite Element Method. Vol. 1: Basic Formulations and Linear Problems, Vol. 2: Solid and Fluid Mechanics: Dynamics and Nonlinearity*, McGraw-Hill, London, 1991
- [98] Zilch, K.; Rogge, A.: *Bemessung der Stahl- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1*. Betonkalender 2002, Teil I, Ernst & Sohn, Berlin, 2002, S. 217-359
- [99] Zimmermann, J.: *Tragverhalten und Systemtragfähigkeit von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund*. Dissertation, RWTH Aachen, 1985





## Lebenslauf

Juliane Möller  
geb. 8. Januar 1975  
in Mannheim  
verheiratet, 1 Kind

|           |   |
|-----------|---|
| 1981-1985 | Grundschule in Idar-Oberstein, Rheinland-Pfalz  |
| 1985-1994 | Gymnasium in Idar-Oberstein, Rheinland-Pfalz  |
| 1994-2000 | Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Kaiserslautern (TU), Rheinland-Pfalz<br>Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau |
| 1996-2000 | Wissenschaftliche Hilfskraft am Lehrstuhl für Technische Mechanik, Universität Kaiserslautern (TU), Rheinland-Pfalz                       |
| seit 2000 | Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH)                              |



**Schriftenreihe des  
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie**

Herausgeber:  
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski  
ISSN 0933-0461

- Heft 1** Manfred Curbach: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. 1987
- Heft 2** Franz-Hermann Schlüter: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz*. 1987
- Heft 3** Marlies Schieferstein: *Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton*. 1988
- Heft 4** Thomas Bier: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton*. 1988
- Heft 5** Wolfgang Brameshuber: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton*. 1988
- Heft 6** Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt: *Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials*. 1988
- Heft 7** Manfred Feyerabend: *Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton*. 1988
- Heft 8** Klaus F. Schönlin: *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton*. 1989
- Heft 9** Lothar Stempniewski: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung*. 1990
- Heft 10** Jörg Weidner: *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung*. 1990
- Heft 11** Pingli Yi: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten*. 1991
- Heft 12** Rainer Kunterding: *Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter*. 1991
- Heft 13** Peter Haardt: *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*. 1991
- Heft 14** Günter Rombach: *Schüttguteinwirkungen auf Silozellen - Exzentrische Entleerung*. 1991
- Heft 15** Harald Garrecht: *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk*. 1992

- Heft 16** Violandi Vratsanou: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren.* 1992
- Heft 17** Carlos Rebelo: *Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen.* 1992
- Heft 18** Seminar 29./30. März 1993: *Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8.* 1993
- Heft 19** Hubert Bachmann: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung.* 1993
- Heft 20** DBV/AiF-Forschungsbericht: H. Emrich: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung.* 1993
- Heft 21** Robert Stolze: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung - Bruchlinien-Rotationskapazität.* 1993
- Heft 22** Jie Huang: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion.* 1994
- Heft 23** Rolf Wörner: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton.* 1994
- Heft 24** Ioannis Retzepis: *Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand.* 1995
- Heft 25** Frank Dahlhaus: *Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen.* 1995
- Heft 26** Cornelius Ruckenbrod: *Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.* 1995
- Heft 27** Shishan Zheng: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.* 1996
- Heft 28** Yong-zhi Lin: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton.* 1996
- Heft 29** DFG: *Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.* 1996
- Heft 30** Jürgen Ockert: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.* 1997
- Heft 31** Andreas Braun: *Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.* 1997
- Heft 32** Martin Günter: *Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.* 1997



- Heft 33** Gerhard Lohrmann: *Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit*. 1998
- Heft 34** Klaus Idda: *Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug*. 1999
- Heft 35** Stephan Kranz: *Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen*. 1999
- Heft 36** Gunther Herold: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern*. 1999
- Heft 37** Mostafa Mehrafza: *Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos - Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen*. 2000
- Heft 38** Tarek Nasr: *Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen*. 2000
- Heft 39** Jan Akkermann: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken*. 2000
- Heft 40** Viktor Mechtcherine: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton*. 2001
- Heft 41** Ulrich Häußler-Combe: *Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken*. 2001
- Heft 42** Björn Schmidt-Hurtienne: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*. 2001
- Heft 43** Nazir Abdou: *Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen*. 2002
- Heft 44** Andreas Plotzitz: *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen*. 2002
- Heft 45** Timon Rabczuk: *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode*. 2002
- Heft 46** Norbert J. Krutzik: *Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen*. 2002
- Heft 47** Thorsten Timm: *Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern*. 2002
- Heft 48** Slobodan Kasic: *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund*. 2002
- Heft 49** Christoph Kessler-Kramer: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. 2002

- Heft 50** Nico Herrmann: *Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik*. 2002
- Heft 51** Michael Baur: *Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung*. 2003
- Heft 52** Seminar 02. Juli 2004: *DIN 1045-1 Aus der Praxis für die Praxis*. 2004
- Heft 53** Abdelkhalek Saber Omar Mohamed: *Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading*. 2004
- Heft 54** Werner Hörenbaum: *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk*. 2005
- Heft 55** Seminar Februar 2006: *DIN 4149 - Aus der Praxis für die Praxis*. 2006
- Heft 56** Sam Foos: *Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen*. 2006
- Heft 57** Ramzi Maliha: *Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton*. 2006
- Heft 58** Andreas Fäcke: *Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten*. 2006
- Heft 59** Juliane Möller: *Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken*. 2006

Frühere Berichte des  
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Ulrich Häußler: *Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozellen.* 1984

Wilfried Gladen: *Numerische Untersuchungen der Lasten in Silozellen beim exzentrischen Entleeren.* 1985

Bezug der Hefte: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie  
Universität Karlsruhe  
Postfach 6980  
D - 76128 Karlsruhe  
Tel. 0721/608-2263  
Fax 0721/608-2265

Druckkostenzuschuss incl. Porto: je Heft 18,-- Euro

Außerdem noch erhältlich:

Festschrift  
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. techn. h.c. Josef Eibl

**Aus dem Massivbau und seinem Umfeld**

788 Seiten, Preis incl. Versand: 25,-- Euro