



**Dr.-Ing. Philipp Menkenhagen**

**Beitrag zum Tragverhalten des  
Lasteinleitungsbereichs von  
Hohlprofil-Verbundstützen unter  
Berücksichtigung der  
Verformungseigenschaften von  
Schubringen**

**Beitrag zum Tragverhalten des Lasteinleitungsbereichs  
von Hohlprofil-Verbundstützen unter Berücksichtigung der  
Verformungseigenschaften von Schubringen**

**Dissertation**

zur

**Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

Institut für konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

**Philipp Menkenhagen**

aus Meerbusch

Juni 2019

Veröffentlicht als Heft 24 in der Schriftenreihe des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Herausgeber**

Der Geschäftsführende Direktor  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

### **Fachgebiet**

Stahlbau und Verbundkonstruktionen  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille i. R.  
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Organisation und Verwaltung**

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstraße 11  
42285 Wuppertal  
Telefon: (0202) 439-4039

© **Dr.-Ing. Philipp Menkenhagen**

ISBN 978-3-940795-23-6

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

Die Dissertation kann wie folgt zitiert werden:

urn:nbn:de:hbz:468-20190919-113711-0

[<http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn%3Anbn%3Ade%3Ahbz%3A468-20190919-113711-0>]

DOI: 10.25926/dpkt-y504

[<https://doi.org/10.25926/dpkt-y504>]

---

Für Oma Leni und Opa Karl

und

Oma Inge und Opa Arnold

---

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet für Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal.

Die experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen eines ZIM-Forschungsvorhabens in Zusammenarbeit mit der Firma Spannverbund durchgeführt, die mit vielen Anregungen und insbesondere mit den gelieferten Versuchskörpern wesentlich zum Gelingen des Forschungsvorhabens und zum Abschluss dieser Arbeit beigetragen hat.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Hanswille für seine wissenschaftliche Unterstützung, die wertvolle fachliche Diskussion und sein persönliches Engagement bei der Betreuung und Erstellung meiner Dissertation. Ferner möchte ich mich bei Ihm für das mir entgegengebrachte Vertrauen und die stetigen Anregungen bedanken, die entscheidend zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Mein aufrichtiger Dank gilt ebenso Herrn Prof. Dr.-Ing. Naujoks sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Anders für die Übernahme der Koreferate. Ein weiterer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Schwalbenhofer für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Herrn Dipl.-Ing. S. Böhling von der Firma Spannverbund gilt ein besonderer Dank für den fachlichen Austausch, die stetige Hilfsbereitschaft sowie die vielen Anregungen während der Erstellung dieser Arbeit.

Bedanken möchte ich mich ebenso bei all meinen jetzigen und ehemaligen Kollegen und den Hilfskräften des Lehrstuhls für Stahlbau und Verbundkonstruktionen sowie des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal für die gute Zusammenarbeit und stetige Hilfsbereitschaft bei der Durchführung der Versuche. Besonders möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Hammer und Frau Angela Lüttringhaus für die vielen abwechslungsreichen Gespräche und den Zuspruch sowie bei Frau Ina Görge für Ihre stetige Hilfsbereitschaft während meiner Zeit in Wuppertal und die abschließende redaktionelle Durchsicht meiner Arbeit bedanken.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Familie, besonders meinem Vater für die vielen Stunden fachlicher Diskussion sowie die Möglichkeit diese Dissertation nach meinem Ausscheiden an der Universität Wuppertal auch während meiner eigentlichen Arbeitszeit fertigzustellen sowie meiner Mutter für Ihre aufopferungsvolle Hilfsbereitschaft, den andauernden Zuspruch und den Glauben an einen erfolgreichen Abschluss dieser Arbeit.

Darüber hinaus danke ich meiner zukünftigen Frau Christiane für Ihr Verständnis und Ihre Unterstützung, speziell bei der Vorbereitung auf die Disputation.

Ohne Euren Zuspruch und Euer Verständnis wäre das Gelingen meiner Promotion nicht möglich gewesen.

---

Tag der Einreichung:	26.06.2018
Tag der mündlichen Prüfung:	14.12.2018
Prüfungskommission:	Prof. Dr.-Ing. G. Hanswille Prof. Dr.-Ing. B. Naujoks Prof. Dr.-Ing. S. Anders
Vorsitz der Prüfungskommission:	Prof. Dr.-Ing. K. Schwalbenhofer

### **Kurzdarstellung**

In der vorliegenden Arbeit wird über experimentelle und theoretische Untersuchungen an Lasteinleitungsbereichen von Hohlprofilverbundstützen mit massivem Einstellprofil berichtet, bei denen als Verbundmittel um den Einstellkern angeschweißte Schubringe zum Einsatz kommen. Der Anwendungsbereich umfasst Stahlgüten S235 bis S460 in Kombination mit normalfesten Betonen. Besonderes Augenmerk gilt dem Last-Verformungsverhalten für unterschiedliche geometrische und materialtechnische Randbedingungen.

Versuche an zwei unterschiedlichen Lasteinleitungsbereichen von Hohlprofilverbundstützen bilden die Grundlage für ein numerisches Rechenmodell mit dessen Hilfe die Erkenntnisse auf weitere geometrische und materialtechnische Randbedingungen ausgeweitet werden. Auf Basis der FE-Berechnungen wird eine Näherungslösung zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit der Schubringe hergeleitet.

Mit dieser Näherungslösung wird die Last-Verformungsbeziehung unterschiedlicher Lasteinleitungsbereiche angenähert. Hierbei ist es sowohl möglich, die maximal übertragbaren Spannungen unter den Schubringen zu ermitteln, als auch die übertragbaren Spannungen für beliebige Verformungszustände mit ausreichender Genauigkeit für baupraktische Anwendungszwecke zu bestimmen.

Beim Einsatz mehrerer Schubringe ist ein besonderes Augenmerk auf die Einhaltung der Einzeltragfähigkeiten der verwendeten Stützenkomponenten zu legen, weil bei bestimmten Randbedingungen nicht von einer gleichmäßigen Verteilung der Traganteile ausgegangen werden kann.

Es wird ein vereinfachtes Federmodell vorgestellt, mit dem sich die Tragfähigkeiten der Schubringe und der verwendeten Stützenkomponenten über das Last-Verformungsverhalten nachweisen lassen. Hierbei dienen die am Einzelschubring ermittelten Federkennlinien als Eingangsparameter für die Nachrechnung mit Hilfe eines Stabwerksprogramms.

Als Ergebnis liefert die Arbeit ein Berechnungsverfahren für die Bemessung von Lasteinleitungsbereichen mit Schubringen als Verbundmittel.



## **Abstract**

In this paper it is reported about experimental and theoretical investigations dealing with the load transfer areas of hollow section composite columns with massive steelcore profiles. In this columns shear rings are welded on the core profile for transmitting the longitudinal shear forces between the core and the surrounding concrete. The Scope of these research ist limited to normal-strength concrete and steel grades S235 to S460. Especially the load-deformation behaviour for columns with different materials and geometrically boundary conditions is analysed.

Experimental analysis with two different test specimen are conducted to verify an numerical calculation model to extend the findings to other materials and geometrical boundary conditions. Based on this model an approximate solution is developed to reproduce the maximal normal stress directly under the thrust rings.

With this solution the load-deformation behaviour of various load transfer areas can be reproduced. It is possible to compute the maximum normal stress under the welded shear rings either, or the applicable normal stress for a defined deformation state. The solution provides results that are sufficiently precise for building practice conditions.

In case of using various shear rings the resistance of the different components have to be checked carefully, because the assumption of an uniform distribution of the normal stress on all thrust rings is not true for all deformation states at some boundary conditions.

A simplified spring model to check the resistance of the thrust rings and other components by the load-deformation behaviour is introduced. With the determined spring characteristic curves for single shear rings it is possible to reproduce the real behaviour with a simple 2D framework program.

As a conclusion this paper presents a calculation model to analyse the load transfer areas of hollow section columns with massive core profiles and shear rings for the longitudinal shear transfer.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b> .....	<b>II</b>
<b>Kurzdarstellung</b> .....	<b>IV</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>V</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b> .....	<b>VI</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Problemstellung und Motivation .....	1
1.2 Zielsetzung .....	3
1.3 Gliederung der Arbeit.....	3
<b>2 Verbundtragverhalten im Lasteinleitungsbereich von Hohlprofilverbundstützen...</b>	<b>5</b>
2.1 Allgemeines .....	5
2.1.1 Materialtechnische Grundlagen.....	5
2.1.1.1 Baustahl.....	5
2.1.1.2 Beton .....	8
2.1.2 Verbundwirkung.....	15
2.2 Besonderheiten des Verbundverhaltens bei ausbetonierten Hohlprofilen .....	18
2.2.1 Umschnürungswirkung des Mantelrohres .....	18
2.2.2 Teilflächenpressung.....	21
2.3 Verbundmittel .....	22
2.3.1 Allgemeines .....	22
2.3.2 Bestimmung der Verbundmitteleigenschaften .....	26
<b>3 Versuche zur Lasteinleitung bei ausbetonierten Vollkern-Verbundstützen</b> .....	<b>30</b>
3.1 Allgemeines .....	30
3.2 Versuchsprogramm und Überlegungen zum Tragverhalten.....	31
3.3 Materialkennwerte .....	40
3.3.1 Allgemeines .....	40
3.3.2 Materialkennwerte des Betons.....	40
3.3.3 Materialkennwerte des Baustahls .....	43
3.4 Versuchsdurchführung.....	44
3.5 Versuchseinrichtung .....	45
3.6 Lasteinleitungsversuche zu aufgeschweißten Schubringen .....	45

3.6.1	Versuche zur Bestimmung der Eigenschaften der Komponente K5: Schubringe .....	45
3.6.2	Versuchsergebnisse der Versuchsreihe K5.....	48
3.6.3	Zusammenfassung und Auswertung der Lasteinleitungsversuche .....	52
<b>4</b>	<b>Nachrechnung von Lasteinleitungsversuchen.....</b>	<b>57</b>
4.1	Allgemeines .....	57
4.2	Modellierung der Stützenkörper .....	57
4.2.1	Verwendete Elemente.....	57
4.2.1.1	Beton/Stahl – SOLID185 – .....	57
4.2.1.2	Kontaktbereiche – CONTA173/TARGE170 – .....	58
4.2.2	Verwendete Materialmodelle.....	59
4.2.2.1	Stahl – multilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung („MELAS“).....	60
4.2.2.2	Beton – „Drucker-Prager Concrete“ .....	62
4.2.3	Diskretisierung .....	66
4.3	Ergebnisse der Versuchsnachrechnung .....	69
4.3.1	Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven .....	69
4.4	Spannungsauswertung der Versuchsnachrechnung .....	70
4.4.1	Spannungen im Kern und in den Schubringen .....	72
4.4.2	Spannungen im Beton .....	75
4.4.3	Anpressdruck zwischen Beton und Mantelrohr und Spannungen im Mantelrohr .....	77
4.5	Zusammenfassung .....	80
<b>5</b>	<b>Parameterstudie .....</b>	<b>82</b>
5.1	Allgemeines .....	82
5.2	Grundlagen und Untersuchungsbereich der Parameterstudie.....	83
5.3	I – Untersuchungen an einem einzelnen Schubring .....	85
5.3.1	Allgemeines .....	85
5.3.2	Einfluss von Kern- und Rohrdurchmesser .....	86
5.3.3	Einfluss der Betondruckfestigkeit .....	96
5.3.4	Einfluss der Stahlgüte .....	100
5.3.5	Einfluss der Rohrdicke .....	104
5.3.6	Einfluss der Schubringdicke.....	109
5.3.7	Einfluss der Schubringhöhe .....	113

5.3.8	Zusammenfassung der Ergebnisse der Parameterstudie mit einem Schubring .....	117
5.4	II – Untersuchungen mit mehreren Schubringen.....	123
5.4.1	Allgemeines .....	123
5.4.2	Einfluss des Schubringabstandes .....	125
5.4.3	Einfluss der Schubringanzahl.....	130
5.4.4	Zusammenfassung der Ergebnisse der Parameterstudie mit mehreren Schubringen.....	137
<b>6</b>	<b>Untersuchungen am Federmodell .....</b>	<b>139</b>
6.1	Allgemeines und Beschreibung des Federmodells.....	139
6.2	Nachrechnungen mit Hilfe des Federmodells.....	140
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick.....</b>	<b>144</b>
<b>8</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>146</b>
<b>Anlage A</b>	<b>– Federkennlinien.....</b>	<b>149</b>

## Einheiten und Bezeichnungen

Im Folgenden werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen und geometrischen Größen aufgeführt. Nicht verzeichnete Symbole werden bei Ihrem ersten Auftreten im Text erläutert.

### Einheiten

Kräfte	N, kN
Momente	kNm
Spannungen	N/mm <sup>2</sup> , N/cm <sup>2</sup> , kN/mm <sup>2</sup> , kN/cm <sup>2</sup>
Längen	mm, cm, m
Flächen	mm <sup>2</sup> , cm <sup>2</sup> , m <sup>2</sup>
Winkel	°

### Abkürzungen

FEM	Methode der finiten Elemente
SR	Schubring

### Große lateinische Buchstaben

A	Bruchdehnung von Baustahlzugversuch
A <sub>1</sub>	Belastungsfläche bei Teilflächenbeanspruchung
A <sub>c</sub>	Betonquerschnittsfläche
A <sub>el</sub>	Elastische Dehnung im Baustahlzugversuch
A <sub>g</sub>	Gleichmaßdehnung im Baustahlzugversuch
A <sub>t</sub>	Gesamte Dehnung bei Bruch im Baustahlzugversuch
A <sub>K</sub>	Querschnittsfläche des Kernprofils
A <sub>SR</sub>	Schubringfläche des Einzelschubrings
A <sub>SR,ges</sub>	Gesamte Schubringfläche
D <sub>GK</sub>	Größtkorndurchmesser der Betonzuschlagsstoffe
D <sub>K</sub>	Kerndurchmesser
D <sub>R</sub> , D <sub>R,a</sub>	Außendurchmesser des Mantelrohres
D <sub>R,i</sub>	Innendurchmesser des Mantelrohres
D <sub>R0</sub>	Bezugsrohrdurchmesser mit D <sub>R0</sub> = 300 mm

---

$D_{QP}$	Durchmesser der Quetschplatte
$E$	Elastizitätsmodul
$E_a$	Elastizitätsmodul von Baustahl
$E_{c,m}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Beton
$F_{max}$	Maximale Versuchslast
$N_C, N_B$	Normalkraftanteil des Betonquerschnitts
$N_K$	Normalkraftanteil des Kernquerschnitts
$N_{pl,K}, N_{pl,Kern}$	Plastische Normalkrafttragfähigkeit des Kernprofils
$N_{pl,VM}$	Plastische Normalkrafttragfähigkeit des Verbundmittels
$N_{pl,c}$	Plastische Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts
$N_{R,i}$	Normalkraftanteil des Mantelrohres
$P$	Versuchslast
$P_f$	Korrespondierende Kraft zur aufgetragenen Verformung $f$
$P_i$	Übertragbare Kraft bei einer Relativverschiebung $\Delta f = i$
$P_{num,i}$	Übertragbare Kraft bei einer Relativverschiebung $\Delta f = i$ numerisch bestimmt
$P_{Feder,i}$	Übertragbare Kraft bei einer Relativverschiebung $\Delta f = i$ mit Federmodell bestimmt
$P_{Rd}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln
$R_{eH}$	Obere Streckgrenze von Baustahl
$R_{eL}$	Untere Streckgrenze von Baustahl
$R_m$	Zugfestigkeit von Baustahl
$R_{P0,2}$	0,2-Dehngrenze von Baustahl
$Z$	Brucheinschnürung im Baustahlzugversuch

### Kleine lateinische Buchstaben

$a$	Abstand zwischen Schubringaußenkante und Rohrrinnenwand
$a_R$	Durchmesser (Rohr) oder Seitenlänge (quadratisches Hohlprofil)
$a_{SR}$	Schubringabstand
$c_{i,i}$	Federsteifigkeit im Bereich $i$
$d_a$	Außendurchmesser des Mantelrohres
$f$	Aufgetragene Verschiebung an der Kernoberkante
$f_{max}$	Aufgetragene Verschiebung beim Erreichen der Maximallast
$f_u$	Aufgetragene Verschiebung am Versuchsende (Maximalverschiebung)

---

$\Delta f$	Relativverschiebung zwischen Stahl- und Betonquerschnitt
$\Delta f_i$	Relativverschiebung zwischen Stahl- und Betonquerschnitt bei $P_i$
$f_c$	Betonfestigkeit
$f_{c,cyl,m}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
$f_{cm}$	Mittlere Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ck,c}$	Mehraxiale charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	Charakteristische Betonzugfestigkeit
$f_{el}$	Elastische Verformungsanteile im Stützenkörper
$f_y$	Streckgrenze von Baustahl
$f_{y,R}$	Streckgrenze des Mantelrohres
$f_{y,SR}$	Streckgrenze des Schubrings
$f_u$	Zugfestigkeit von Baustahl
$h_{c,u}, l_u$	Höhe des Betons unterhalb des letzten Schubrings
$h_{SR}$	Schubringhöhe
$l_b$	Verbundlänge
$n_{SR}$	Schubringanzahl
$t_R$	Wanddicke des Mantelrohres
$t_{SR}$	Schubringdicke
$u_s$	An Beton angrenzender Umfang des Stahlquerschnitts
$\ddot{u}, h_{\ddot{u},K}$	Kernüberstand

### Große griechische Buchstaben

$\Omega_c$	Bezogene Betonfestigkeit bei einer Druckbeanspruchung
$\Omega_{ci}$	Bezogene Betonfestigkeit bei Beginn der nichtlinearen Verfestigung
$\Omega_{cr}$	Bezogene Restfestigkeit des Betons unter Druckbeanspruchung
$\Omega_t$	Bezogene Betonfestigkeit bei einer Zugbeanspruchung
$\Omega_{tr}$	Bezogene Restfestigkeit des Betons unter Zugbeanspruchung

### Kleine griechische Buchstaben

$\varepsilon_c$	Betondehnung
$\varepsilon_{c2}$	Betondehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze (einaxial)
$\varepsilon_{c2,c}$	Betondehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze (mehraxial)

$\epsilon_{cu2}$	maximale Betondehnung (einaxial)
$\epsilon_{cu2,c}$	maximale Betondehnung (mehraxial)
$\epsilon_i$	Relevante Dehnungen von Baustahl bei Erreichen eines definierten Festigkeitswertes
$\eta_{cL}$	Beiwert zur Erfassung der Umschnürungswirkung
$\eta_{cL,vorh}$	Resultierender Beiwert/ Faktor zur Erfassung der Umschnürungswirkung
$\eta_{cL,i}$	Resultierender Beiwert/ Faktor zur Erfassung der Umschnürungswirkung für den Rohrdurchmesser i
$\kappa_{cm}$	Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit
$\kappa_{cr}$	Betondehnung bei Erreichen der Restfestigkeit
$\kappa_{tr}$	Betondehnung bei Erreichen der Restfestigkeit
$\mu$	Reibbeiwert
$\nu$	Poisson-Zahl
$\sigma_i$	Normalspannung in Richtung i
$\sigma_{at}$	Ringzugspannung im Mantelrohr
$\sigma_{at,zul}$	maximal aufbringbare Ringzugspannung im Mantelrohr
$\sigma_c$	Normalspannung im Betonquerschnitt
$\sigma_{K,r}$	Kontaktpressung zwischen Kern- und Betonquerschnitt
$\sigma_r, \sigma_{cr}$	Radialspannung im Betonquerschnitt
$\sigma_{r,max}$	maximal aufbringbare Radialspannung im Betonquerschnitt
$\sigma_{Rt}$	Tangentialspannung im Rohrquerschnitt
$\sigma_{SR}$	Kontaktspannung unter Schubring
$\sigma_{SR,1}$	Normalspannung unterhalb des Schubrings bei einer Relativverschiebung von $\Delta f = 1,0$ mm
$\sigma_{SR,6}$	Normalspannung unterhalb des Schubrings bei einer Relativverschiebung von $\Delta f = 6,0$ mm
$\sigma_{SR,i,num}$	Kontaktspannung unter Schubring numerisch bestimmt
$\sigma_{SR,i,N}$	Kontaktspannung unter Schubring mit Nachrechnung bestimmt
$\sigma_v$	Vergleichsspannung nach v. Mises
$T$	Schubspannung
$T_{Rd}$	Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit



## 1 Einleitung

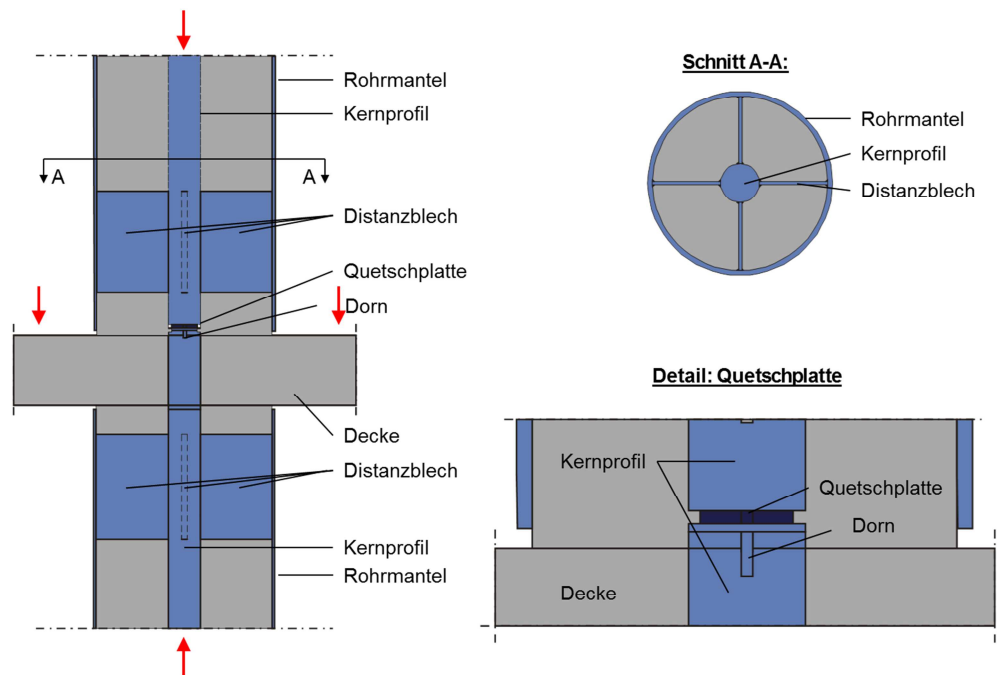
### 1.1 Problemstellung und Motivation

In den vergangenen Jahrzehnten kam es primär im Hoch- und Industriebau zu einem vermehrten Einsatz von Stützen in Verbundbauweise. Bei diesem Stützentyp werden biegesteife Stahlprofile mit bewehrten oder unbewehrten Betonquerschnitten so kombiniert, dass eine optimale Tragfähigkeit bei Beanspruchung durch Normalkräfte und Biegemomente entsteht. Vor allem ausbetonierte Hohlprofil-Verbundstützen kamen in den vergangenen Jahren vermehrt zum Einsatz, da dieser Stützentyp die Vorteile der Werkstoffe Stahl und Beton in besonderem Maße vereint und sehr hohe Tragfähigkeiten bei geringen Querschnittsabmessungen ermöglicht. Im Gegensatz zu Verbundstützen ohne Mantelrohr kann die Betontragfähigkeit durch die Umschnürungswirkung des Stahlmantels deutlich erhöht werden. In Kombination mit der Querdehnung des Betons entsteht infolge der Umschnürungswirkung durch das Mantelrohr ein dreiaxialer Spannungszustand, durch den die lokal aufnehmbare Betonspannung deutlich gesteigert werden kann. Zusätzlich werden bei ausbetonierten Hohlprofilen aufwändige, kosten- und zeitintensive Schalungsarbeiten minimiert. Vor allem die zusätzliche Verwendung von Einstellprofilen in Verbindung mit ausbetonierten Hohlprofilen stellt sowohl wirtschaftlich als auch planerisch eine interessante Alternative zu herkömmlichen Verbundstützen dar. So kann durch die Nutzung eingestellter (Vollkern-) Profile die Tragfähigkeit signifikant erhöht werden. Hierdurch werden bei gleichen Beanspruchungen deutlich schlankere Bauteilabmessungen möglich.

Ein besonderes Augenmerk ist bei allen Stützen in Verbundbauweise auf den Lasteinleitungsbereich und die Maßnahmen zur Verbundsicherung zu legen, da sowohl die Tragfähigkeit als auch die Wirtschaftlichkeit in hohem Maße durch die Ausbildung der Kräfteinleitungsbereiche bestimmt wird. Im Lasteinleitungsbereich müssen die aus den Deckenlasten resultierenden Kräfte in den Kern, den Betonquerschnitt und in das Mantelrohr anteilmäßig eingeleitet werden. Am Stützenfuß müssen die Kräfte des Mantelrohres wiederum in den Betonquerschnitt und in das Kernprofil ausgeleitet werden. Bei der Bemessung von Verbundstützen wird im Allgemeinen vom Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts ausgegangen, d.h., es wird ein vollständiger und starrer Verbund der Querschnittskomponenten vorausgesetzt. Ein größerer Schlupf im Lasteinleitungsbereich ist somit nicht zulässig. Die Ausbildung der Lasteinleitungsbereiche der Stützenkörper ist daher dahingehend zu optimieren, dass eine optimale Umlagerung der in die Stütze eingeleiteten Kräfte auf alle Querschnittsteile gewährleistet werden kann.

Kann die Übertragung der Schubkräfte alleine durch die Querschnittskomponenten nicht sichergestellt werden, sind geeignete Verbundmittel im Lasteinleitungsbereich anzuordnen, die die Übertragung der Schubkräfte gewährleisten können. Bei Verwendung von Quetschplatten (Abb. 1), die zwischen zwei aneinanderstoßenden Kernen angeordnet werden, kommt es wegen der größeren Verformung der Quetschplatten zu zusätzlichen Lastumlagerungen vom Kernprofil auf den umgebenden Beton. Aus der Lastumlagerung auf die einzelnen Teilquerschnitte resultieren zwischen den Teilquerschnitten Längsschubkräfte, die die Anordnung von Verbundmitteln oder eine Übertragung der Längsschubkräfte durch Reibung oder Klemmkräfte erfordern. Bei Anrechnung von unterschiedlichen Verbundmitteln mit unterschiedlichen Steifigkeiten müssen dabei die Verträglichkeitsbedingungen und die Verformungskapazität der einzelnen Verbundmittel besonders beachtet werden.

Als Verbundmittel kommen derzeit vor allem Kopfbolzendübel, lastverteilende Kopfplatten sowie Distanzbleche und Steifenkreuze zum Einsatz. Im Fall des Geilinger Verbundstützensystems der Firma Spannverbund Bausysteme GmbH (vgl. [1] und [2]) werden an Mantelrohr und Einstellprofil angeschweißte Bleche zur Übertragung der Längsschubkräfte angeordnet. Abb. 1 zeigt einen typischen Lasteinleitungsbereich einer solchen Stütze.



**Abb. 1:** Typischer Lasteinleitungsbereich einer „Geilinger-Stütze“ [3]

Allerdings werden, vor allem an den Lasteinleitungsbereich von Verbundstützen mit Einstellprofilen, ebenfalls Anforderungen in Bezug auf eine leichte und zeitsparende Montage gestellt, da die Einzelkomponenten vor allem bei größeren Stützenabmessungen in der Regel erst an ihrem Einsatzort zusammengefügt und betoniert werden können.

Eine einfache Montage ist mit herkömmlichen Verbundmitteln, wie beispielsweise Kopfbolzendübeln, aufgrund des begrenzten Platzes innerhalb des Mantelprofils nur selten zu realisieren. Beispielsweise können sich die Verbundmittel verkanten und dadurch zu einer Behinderung beim Einführen des Einstellprofils führen. Darüber hinaus können zu komplexe Verbundmittelaufbauten zu Problemen bei der Betonage führen, da eine ausreichende Verdichtung und somit eine homogene Verteilung der Zuschlagsstoffe des Betons nur mit hohem Aufwand realisierbar ist. Es kommt zu Luftporen oder anderen Fehlstellen, die vor allem im Bereich der verwendeten Verbundmittel in der Regel zu einer Herabsetzung der Tragfähigkeiten führen und somit in jedem Fall zu vermeiden sind. Wünschenswert wäre daher der Einsatz von Verbundmitteln, welche eine möglichst leichte Montage im Hinblick auf das Einstellen des Stahlquerschnitts und eine einfache Betonverdichtung ermöglichen, welche aber dennoch geeignete Eigenschaften zur Sicherstellung einer ausreichenden Verbundwirkung besitzen.

Aus montagetechnischer Sicht bringt der Einsatz von auf die Einstellprofile aufgeschweißten Schubknaggen einige Vorteile mit sich. Die Schubknaggen beziehungsweise bei runden Kernprofilen Schubringe können vorab in der Stahlbauwerkstatt aufgeschweißt werden und

die Einstellprofile am Montageort ohne Schwierigkeiten in das Mantelprofil eingeschoben werden. Aufgrund der im Verhältnis zu herkömmlichen Verbundmitteln, wie beispielsweise Kopfbolzendübeln, geringen in den Beton einbindenden Höhe werden Behinderungen durch auskragende Bauteile bei Transport und Montage nahezu komplett verhindert. Allerdings verhalten sich Schubknaggen deutlich steifer als herkömmliche duktile Verbundmittel. Darüber hinaus gibt es bisher kaum Erkenntnisse über das Tragverhalten von Schubknaggen an Einstellprofilen von Hohlprofilverbundstützen. Dieses weicht von dem Tragverhalten von herkömmlichen in den Beton einbindenden Schubknaggen aufgrund der durch das Mantelrohr eintretenden Umschnürungswirkung und der damit einhergehenden Festigkeitserhöhung des Betons vermutlich stark ab. Dieses Tragverhalten wird daher in der vorliegenden Arbeit detailliert untersucht.

## 1.2 Zielsetzung

Mittels theoretischer Untersuchungen soll das Tragverhalten der Lasteinleitungsbereiche von ausbetonierten Hohlprofilverbundstützen mit Einstellprofilen und aufgeschweißten Schubknaggen/Schubringen realistisch erfasst und beschrieben werden. Hierzu wurden zunächst experimentelle Untersuchungen im Rahmen eines ZIM-Kooperationsprojekts (Zentrales Innovationsprogramm Mittelstand) [3] durchgeführt. Die Ergebnisse aus den experimentellen Untersuchungen werden als Grundlage zur Absicherung und Validierung eines nichtlinearen Rechenmodells mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) verwendet.

Unter Zuhilfenahme des experimentell abgesicherten numerischen Rechenmodells werden die Verbundsteifigkeiten sowie die Traglasten der Verbundmittel bei definierten Verformungszuständen ermittelt. Diese dienen als Eingangsparameter für ein vereinfachtes Berechnungsmodell. Mit Hilfe dieser Eingangsparameter sollen sich die letztendlich zu übertragenden beziehungsweise übertragbaren Verbundspannungen und Stützenkräfte im Lasteinleitungsbereich unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens bestimmen lassen.

## 1.3 Gliederung der Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit werden zunächst das allgemeine Tragverhalten bei ausbetonierten Verbundstützen und der derzeitige Stand der Forschung erläutert. Anschließend werden die Entwicklung und der Verlauf des im Rahmen des angesprochenen ZIM-Projektes durchgeführten Versuchsprogramms sowie dessen Ergebnisse beschrieben und ausgewertet.

Das Versuchsprogramm wird zur Validierung eines FE-Rechenmodells zur Abbildung des Last-Verformungsverhaltens von an ein Kernprofil angeschweißten Schubringen genutzt. Im Anschluss wird das FE-Modell auf einen einzelnen Schubring reduziert, um die Steifigkeitskennwerte des Einzelschubbrings bestimmen zu können. Die FE-Simulation dient als Grundlage einer Parameterstudie zur Ausweitung der gewonnenen Erkenntnisse auf weitere Verbundmittelgeometrien. Mit den aus der FE-Berechnung gewonnenen Steifigkeitskennwerten wird im Anschluss eine Näherungslösung entwickelt, mit der diese für definierte Beanspruchungszustände bestimmt werden können. Auf diese Weise ergeben sich Federkennlinien für die jeweiligen Schubringgeometrien und materialtechnischen Randbedingungen.

Anschließend werden die Kenntnisse auf Lasteinleitungsbereiche mit mehreren hintereinander angeordneten Schubringen ausgeweitet. Hier wird überprüft, ob die entwickelte Näherungslösung auch in diesem Fall ihre Gültigkeit behält.

Abschließend wird mit Hilfe der ermittelten Federkennlinien ein Federmodell entwickelt, das es ermöglicht, das Last-Verformungsverhalten von Lasteinleitungsbereichen mit Schubringen als Verbundmittel ohne aufwendige FE-Berechnungen abzubilden.

## 2 Verbundtragverhalten im Lasteinleitungsbereich von Hohlprofilverbundstützen

### 2.1 Allgemeines

Als Verbundbau bezeichnet man eine Bauweise, bei der Teilquerschnitte unterschiedlicher Materialien (im vorliegenden Fall Beton und Baustahl) schubfest miteinander verbunden werden, um ein planmäßiges Zusammenwirken der Baustoffe zu erzielen. Hierbei sollen nach Möglichkeit die Vorzüge des jeweiligen Materials ausgenutzt werden.

Ein wesentlicher Unterschied zwischen den beiden Materialien Stahl und Beton liegt im Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit. Sind diese beiden Werte bei handelsüblichem Baustahl in der Regel gleich groß, so ist die Druckfestigkeit bei Beton etwa zehnmal größer als die Zugfestigkeit. Bei Stahl ist darüber hinaus das praktisch genutzte Festigkeitsniveau etwa zehnmal größer als bei Beton. Eine Ausnahme bilden hier hochfeste Betone, auf die im Rahmen dieser Arbeit allerdings nicht näher eingegangen wird. Diesen Unterschied im Festigkeitsniveau gleicht das circa dreimal höhere Gewicht von Stahl aus. Allerdings belaufen sich die Kosten für eine Stahlkonstruktion auf ein Vielfaches einer vergleichbaren Konstruktion aus Beton. In der Praxis bieten daher Betonkonstruktionen immer dann Vorteile, wenn das Eigengewicht des Baustoffes eine untergeordnete Rolle spielt. Baustahl hat wiederum überall dort deutliche (wirtschaftliche) Vorteile, wo ein besonderes Augenmerk auf das Eigengewicht der Konstruktion gelegt werden muss oder aber möglichst grazile Konstruktionen gewünscht oder benötigt werden. Darüber hinaus bietet Baustahl durch seine gute Weiterverarbeitbarkeit (Schweißen, Schrauben) Vorteile bei der Instandhaltung, Revision, Reparatur oder der Ausführung von Anschlüssen [4].

Ziel des Verbundbaus ist eine zweckmäßige Kombination von Stahl- und Betonbauteilen, um die Vorzüge der Materialien optimal für die gegebenen Problemstellungen auszunutzen. Eine grundlegende Herausforderung stellt dabei die Kräfteübertragung zwischen den verschiedenen Querschnittskomponenten dar. Da die Materialien Stahl und Beton, wie oben bereits beschrieben, ein teilweise stark voneinander abweichendes Trag- und Verformungsverhalten aufweisen, soll das allgemeine Materialverhalten der beiden Werkstoffe zu Beginn genauer erörtert werden.

#### 2.1.1 Materialtechnische Grundlagen

##### 2.1.1.1 Baustahl

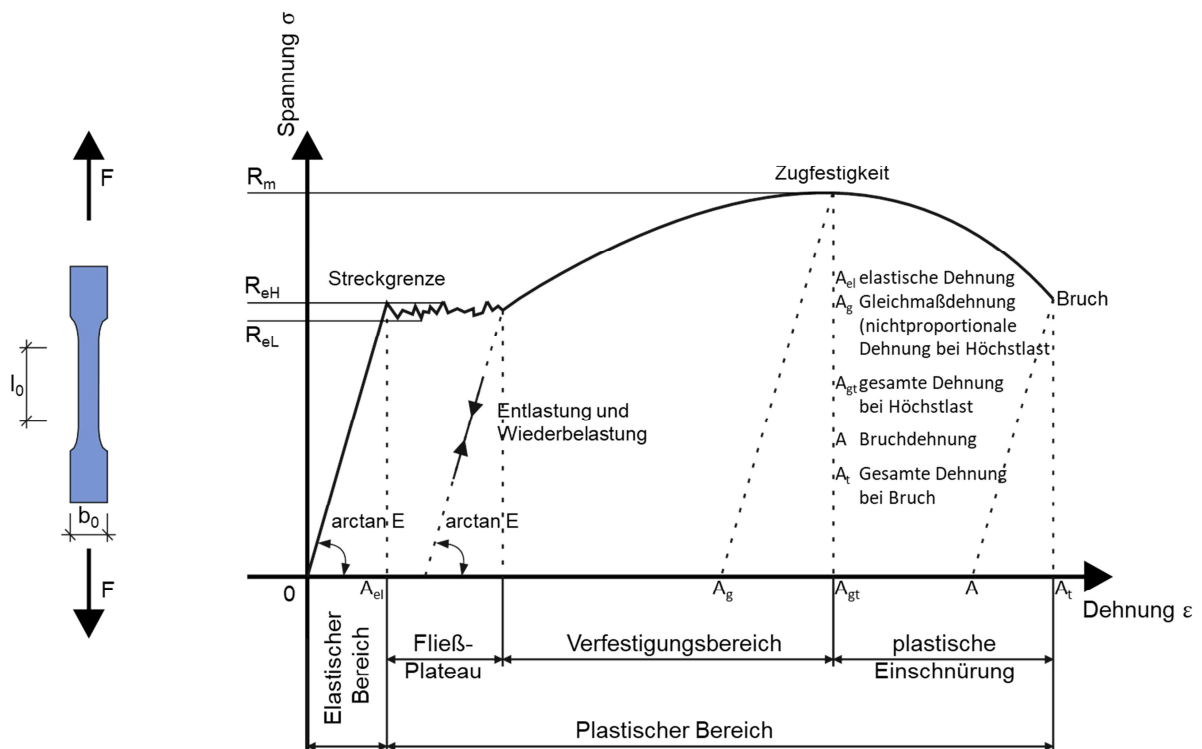
Bei Baustahl handelt es sich um einen isotropen, homogenen Werkstoff, dessen Materialeigenschaften auf Druck und Zug nur unwesentlich voneinander abweichen. Baustähle werden nach [5] anhand ihrer Streckgrenze klassifiziert. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich ausschließlich mit normalfesten Baustählen der Klassen S235, S355 und S460. Die wesentlichen Materialparameter und das Verformungsverhalten von Baustahl lassen sich am besten anhand des Spannungs- Dehnungsverhaltens beschreiben. Mit Hilfe eines Zugversuchs nach [6] lassen sich die folgenden, für die Bemessung und Beurteilung des Last-Verformungsverhaltens relevanten Materialkennwerte bestimmen:

- Obere/untere Streckgrenze  $R_{eH}/R_{eL}$  bzw.  $f_y$  [N/mm<sup>2</sup>]
- E-Modul  $E$  [N/mm<sup>2</sup>]

- Zugfestigkeit  $R_m$  bzw.  $f_u$  [N/mm<sup>2</sup>]
- Relevante Dehnungen  $A_i$  beziehungsweise  $\varepsilon_i$  [-] bei Erreichen der jeweiligen Festigkeitswerte

Abb. 2 zeigt links eine Zugprobe mit der gemessenen Ausgangslänge  $l_0$  sowie Ausgangsbreite  $b_0$ , rechts ist exemplarisch der Spannungs-Dehnungsverlauf eines Zugversuchs eines warm verformten Stahls zu sehen.

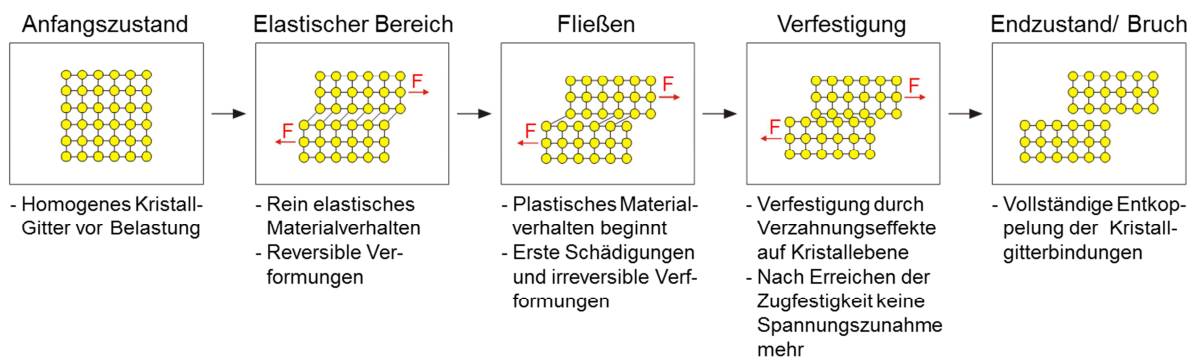
Beim Zugversuch werden die Probeköpfe der Zugprobe in eine geeignete Prüfmaschine eingespannt. Während des Versuchs wird eine Zugkraft  $F$  auf die Probe aufgebracht, welche kontinuierlich gesteigert wird. Neben der Zugkraft und der daraus resultierenden und auf die Ausgangsabmessungen der Probe bezogenen Normalspannungen  $\sigma$  werden die Dehnungen  $\varepsilon$  gemessen. Werden die Normalspannungen gegen die sich aus der Längenänderung im Vergleich zur Ausgangslänge  $l_0$  ergebenden Dehnungen aufgetragen, erhält man eine Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Abb. 2. Hierbei lassen sich verschiedene Phasen des Zugversuches und des Materialverhaltens vom Ausgangszustand bis zum Bruch unterscheiden.



**Abb. 2:** Probekörper und exemplarische Spannungs-Dehnungsbeziehung eines Zugversuchs [7]

Zur besseren Erläuterung und Veranschaulichung der Vorgänge in der Materialstruktur des Baustahls während der genannten Phasen ist eine Betrachtung der Mikrostruktur auf kristalliner Ebene hilfreich.

In Abb. 3 sind die unterschiedlichen Phasen eines Zugversuchs sowie die damit verbundenen Veränderungen innerhalb der Mikrostruktur des Materials veranschaulicht.



**Abb. 3:** Materialverhalten des Baustahls auf kristalliner Mikroebene

Das Materialgefüge von Baustahl kann anschaulich anhand eines Kristallgitter beschrieben werden. Dieses ist bis auf mögliche Fehlstellen (Versetzungen) aus der Herstellung vor der Belastung als homogen anzusehen.

Im elastischen Bereich verhalten sich die Dehnungen proportional zur einwirkenden Zugkraft. Dieses Materialverhalten wird auf Mikroebene durch die im Kristallgitter des Stahls herrschenden Anziehungskräfte bestimmt [4]. Bei einer Entlastung innerhalb des elastischen Bereichs bilden sich die aufgebrachten Dehnungen wieder komplett zurück, sodass der Versuchskörper vollständig in seinen Ausgangszustand zurückgeführt werden kann. Der lineare Anstieg der Dehnung in Abhängigkeit der Spannung wird durch den Elastizitätsmodul (E-Modul)  $E$  ausgedrückt (Hookesches Gesetz). Der E-Modul von Baustahl liegt in der Regel bei circa  $210000 \text{ N/mm}^2$ . Mit dem Erreichen der oberen Streckgrenze  $R_{eH}$  kommt es zu einer ersten Schädigung des Materialgefüges sowie Entkoppelungen im Kristallgitter und die Spannung fällt auf die untere Streckgrenze  $R_{eL}$  ab. Der Stahl verhält sich nun nicht mehr rein-elastisch und der plastische Bereich der Spannungs-Dehnungslinie beginnt. Dieser Punkt wird auch als Proportionalitätsgrenze bezeichnet. Der Stahl fängt an unter plastischen, irreversiblen Verformungen zu fließen. Es ist zunächst keine weitere Laststeigerung mehr möglich, wohingegen eine gleichzeitige Dehnungszunahme festzustellen ist. Das in der Spannungs-Dehnungsbeziehung erkennbare Plateau wird als „Fließplateau“ bezeichnet. Innerhalb der Fließzone kommt es in der Mikrostruktur des Baustahls zu ständigen neuen Mikroschädigungen durch das Lösen von Bindungen zwischen den einzelnen Kristallen und infolgedessen zu Spannungsumlagerungen, welche für das charakteristische Wellen- oder Zackenmuster verantwortlich sind.

Werden nun die Dehnungen weiter gesteigert, kommt es in der Kristallstruktur des Stahls zu Verzahnungseffekten zwischen den einzelnen Stahlbestandteilen. Dieser Bereich wird als Verfestigungsbereich bezeichnet, da nun für eine weitere plastische Verformung höhere Spannungen anliegen müssen. Die Verfestigung setzt sich allerdings nicht unendlich fort. Mit dem Erreichen der Zugfestigkeit ist die maximale Belastbarkeit der Zugprobe erreicht.

Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit sind die Dehnungen im Probekörper gleichmäßig über dessen Länge verteilt. Bei weiterer Belastung beginnt der Stahl sich jedoch punktuell einzuschnüren. In diesem Bereich sind die Querdehnungen und daraus resultierend auch die Längsdehnungen örtlich größer als im übrigen Bereich der Probe. Die nun zusätzlich im Bereich der Einschnürung vorhandene Einschnürdehnung überlagert sich mit der gleichmäßig über die Probenlänge verteilten Gleichmaßdehnung. Die zunehmende Einschnürung führt

neben den Schädigungen auf Mikroebene zu einer Abnahme des vorliegenden, kraftübertragenden Materialquerschnitts und somit wiederum zu einer Spannungszunahme innerhalb des eingeschnürten Querschnitts. Die Versuchslast nimmt bei gleichzeitig starker Verformungszunahme ab, bis es schlussendlich zum Bruch beziehungsweise Riss an der am stärksten eingeschnürten Stelle der Zugprobe kommt [7].

Nach [5] müssen folgende Duktilitätsanforderungen für Baustähle eingehalten werden:

- Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze:  $f_u/f_y \geq 1,10$
- Bruchdehnung:  $A \geq 15 \%$
- Gleichmaßdehnung:  $A_g \geq 15 A_{el}$

Kalt verformte Stähle weisen im Gegensatz zu dem hier beschriebenen Materialverhalten warm geformter Stähle keine ausgeprägte Streckgrenze auf. Hier wird eine der Streckgrenze äquivalente Spannung (technische Streckgrenze  $R_{p0,2}$ ) festgelegt. Diese wird auch als 0,2% Dehngrenze bezeichnet, da diese als Spannung definiert ist, bei der die Zugprobe eine irreversible Dehnung von 0,2% der Messlänge aufweist [4].

### 2.1.1.2 Beton

Bei Beton handelt es sich ebenfalls um einen isotropen Werkstoff. Allerdings ist die Materialstruktur des Betons durch die unterschiedlichen Zuschlagstoffe, die zum Großteil in ihrer Form und Beschaffenheit auch nach dem Abbinden bestehen bleiben, als inhomogen anzusehen.

Beton wird primär über seine Druckfestigkeit klassifiziert. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich ausschließlich mit normalfesten Betonen nach [8]. Als normalfeste Betone werden solche bis zu einer Druckfestigkeitsklasse von C50/60 klassifiziert. Die Druckfestigkeit eines Betons wird mit Hilfe von Festigkeitsprüfungen an Zylinder- oder Würfelproben bestimmt. Aus diesen lässt sich darüber hinaus der E-Modul bestimmen. Die aufbringbare Druckfestigkeit hängt neben den Einflüssen aus Lagerungsbedingungen (z.B. Luft- oder Wasserlagerung), Probekörpervorbereitung (z.B. Schleifen) sowie der Belastungsgeschwindigkeit im Druckversuch in entscheidendem Maße von der Probekörperform ab. Nach Lindschulte [9] und Speck [10] ist die unterschiedliche Querdehnungsbehinderung durch die starren Auflagerplatten der Prüfmaschine der maßgebliche Grund für die höheren Festigkeitswerte bei einer Würfelprüfung gegenüber einer Bestimmung der Betondruckfestigkeit an Zylinderproben. Durch die unterschiedliche Probengeometrie kommt es bei Würfelproben zu einer stärker ausgeprägten Querdehnungsbehinderung, die im Bereich der Lasteinleitung zu einem mehrdimensionalen Spannungszustand führt, durch den sich örtlich, wie im weiteren Verlauf noch genauer beschrieben wird, höhere Betonpressungen aufbringen lassen.

Wie bereits erwähnt weichen Druck- und Zugfestigkeit bei Beton stark voneinander ab. Je nach Betonfestigkeitsklasse liegt das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit in einem Bereich zwischen 7,5 und 12 [8]. Rechnerisch kann die Betonzugfestigkeit nach (2.1) bestimmt werden.



$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.1)$$

Mit  $f_{ctm}$  Betonzugfestigkeit

$f_{ck}$  Betondruckfestigkeit

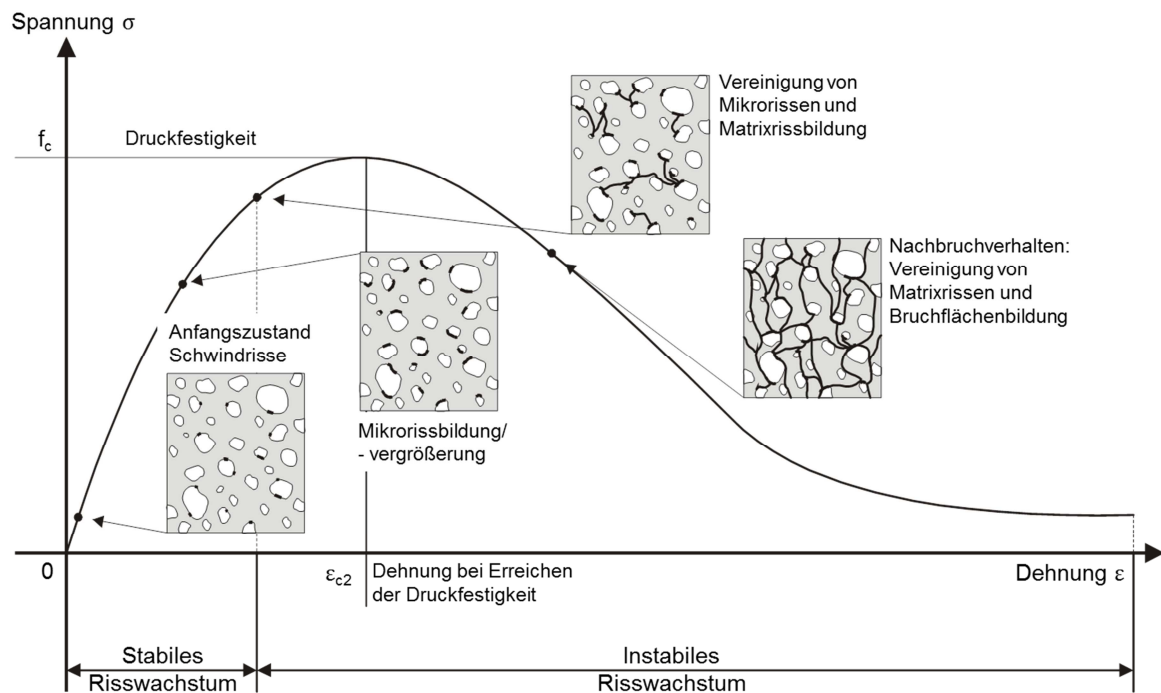
In [11] unterscheidet Ritter, ähnlich wie in der vorliegenden Arbeit für den Stahl in 2.1.1.1, bei der Beschreibung des Materialverhaltens von Beton zwischen verschiedenen Ebenen der Materialstruktur. Diese gliedern sich in die Mikro-, Meso- und Makroebene. Die Mikroebene beinhaltet die kleinsten Bestandteile des Betons, wie einzelne Zementkörner, die oft nur wenige  $\mu\text{m}$  groß sind.

Die Mesoebene beschreibt charakteristische Bestandteile des Betons, wie einzelne Poren, Risse, Zuschlagskörner und die Zementsteinmatrix. Hierbei werden große Bereiche der Mikroebene zu einem gemeinsamen Element zusammengefasst. Im einfachsten Fall lässt sich die Mesoebene als Zwei-Phasen-System aus Zuschlagskörnern und Zementsteinmatrix beschreiben, welche jeweils unterschiedliche Materialeigenschaften aufweisen. Da entscheidende, versagensdefinierende Einflüsse häufig von der von Betonalter und Betonzusammensetzung abhängenden Porosität der Grenzschicht zwischen Zementstein und Zuschlagsstoffen bestimmt werden, wird hier auch häufig ein Dreiphasenmodell mit ebendiesen Bestandteilen verwendet [11].

Die Makroebene bildet komplette Festkörper, wie die angesprochenen Betondruckproben, ab. Hier verschmelzen die einzelnen Betonkomponenten der Mesoebene zu einem einzelnen Element, welches die Eigenschaften der enthaltenen Bestandteile des Betons repräsentiert. Experimentell werden meist lediglich Untersuchungen auf Meso- oder Makroebene durchgeführt. Diese liefern zuverlässige, praxisnahe Ergebnisse bei gleichzeitig vertretbarem Aufwand [11]. Mit Hilfe der zu beobachtenden Vorgänge auf Meso- und Makroebene, die sich unter bestimmten Belastungszuständen einstellen, ist eine exakte Beschreibung der unterschiedlichen Schädigungsphasen eines Betonbauteils möglich.

Das Materialversagen bei Beton ist in der Regel auf eine fortschreitende Rissbildung zurückzuführen, bei der es nach anfänglicher Mikrorissbildung zu einer zunehmenden Gefügeflockung in der Materialmatrix kommt, bis diese schließlich versagt [11]. Der Vorgang der Mikrorissbildung lässt sich im Wesentlichen in zwei übergeordnete Phasen unterteilen und wird in Abb. 4 grafisch aufbereitet. Aus den zu beobachtenden Vorgängen der Mikrorissbildung auf Mesoebene unter einer zunehmenden Druckbeanspruchung kann auf signifikante Punkte des Materialverhaltens auf Makroebene geschlossen werden [11].

In der ersten Phase des stabilen Risswachstums ist zu beobachten, dass bereits vor dem Aufbringen der Belastung erste Mikrorisse infolge des Betonschwindens in der Betonmatrix auf Mesoebene vorliegen. Zu Beginn der Belastung verhält sich der Beton nahezu ideal-elastisch. Mit zunehmender Beanspruchung bilden sich, ausgelöst durch eine Querkzugbeanspruchung infolge Querdehnung, vor allem in der Grenzschicht zwischen Zuschlagsstoffen und Zementleim weitere Mikrorisse und die bereits vor Belastungsbeginn vorhandenen Schwindrisse vergrößern sich. Diese Mikrorisse führen allerdings noch nicht zu einem Versagen des Betonprüfkörpers auf Makroebene.



**Abb. 4:** Qualitative Spannungsdehnungsbeziehung Entwicklung der Schädigung im Beton infolge Mikrorissbildung auf Mesoebene nach [11]

Die zunehmende Rissanzahl sowie die Vergrößerung der bereits vorhandenen Mikrorisse führen zu ersten Rissen in der Zementsteinmatrix. Darüber hinaus kommt es zu einem Zusammenschluss einzelner Mikrorisse. Hiermit einher geht eine fortschreitende Öffnung der Einzelrisse. Der Rissfortschritt wird hierbei durch unterschiedliche Schädigungsmechanismen, wie das Abgleiten entlang vorhandener Mikrorissflächen, dem Brechen von Luftporen oder Poren oder Unterschieden im Verformungsverhalten innerhalb der Materialmatrix beeinflusst [9].

Aufgrund der im Verhältnis zur Dehnungszunahme kleineren Spannungszunahme verhält sich der Beton in diesem Bereich auf Makroebene quasiplastisch [9]. Im Vergleich zum Baustahl, bei dem das Fließen und das plastische Materialverhalten auf Vorgänge in der Kristallstruktur auf Mikroebene zurückzuführen ist (vgl. 2.1.1.1), liegt dieses Materialverhalten beim Beton in der angesprochenen zunehmenden Rissöffnung und der daraus resultierenden effektiven Volumenvergrößerung begründet. Die Betonbestandteile selber verhalten sich auf ihrer jeweiligen materiellen Mikroebene nicht plastisch, erst das Last-Verformungsverhalten des Baukörpers als Zusammenschluss der Einzelbestandteile führt auf Makroebene zu besagtem quasiplastischen Verhalten.

Der quasiplastische Bereich der Spannungsdehnungskurve ist gleichzeitig der Beginn der zweiten übergeordneten Phase des instabilen Risswachstums. Bei weiter steigender Belastung kommt es zu einer Zerstörung des Betongefüges auf Makroebene und somit zum vollständigen Materialversagen. Das Risswachstum verhält sich in der Phase des instabilen Risswachstums unter einer konstant gehaltenen Last progressiv, wodurch die maximale Beanspruchung  $f_c$  erreicht wird [11]. Durch den Zusammenschluss und die Aufweitung weiterer Risse in der Betonmatrix bilden sich Bruchflächen und es kommt zum Abplatzen des äußeren Betons.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass ausgehend von der Betrachtung eines Einzelrisses das Druckversagen von Beton primär durch ein Querkzugversagen senkrecht zur Belastungsrichtung angenommen wird [9].

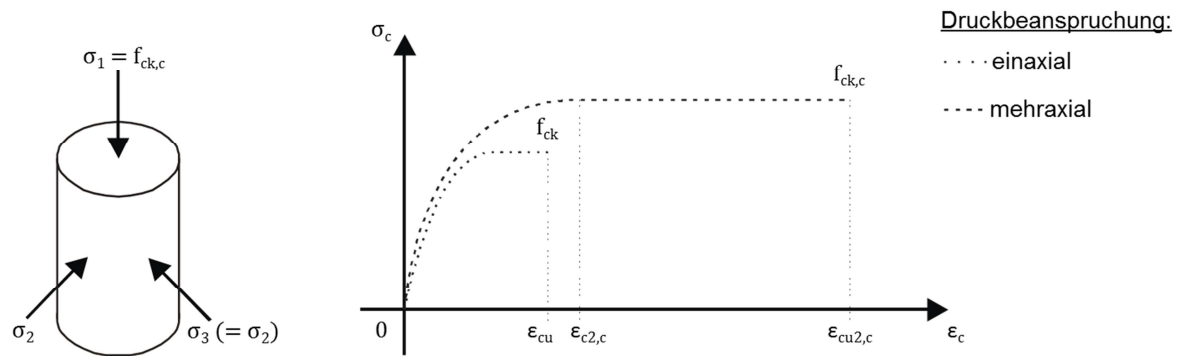
Aufgrund der wesentlich höheren Festigkeit der Gesteinskörnung im Vergleich zur Zementsteinmatrix kommt es bei Normalbeton nahezu ausschließlich zur Rissbildung in der Zementmatrix entlang der einzelnen Gesteinskörner. Bei hochfesten oder ultrahochfesten Betonen wird durch die Reduktion des auf die Bindemittel bezogenen Wassergehalts eine Verringerung der Kapillarporenstruktur erreicht. Dies und die Zugabe bestimmter Zuschlagstoffe führen zu einer Erhöhung der Festigkeit der Zementsteinmatrix, wodurch bei den genannten Betonen ein von Normalbeton abweichendes Rissbild, ausgehend von der Gesteinskörnung, auftreten kann [9].

Wird der Beton in seiner Querdehnung behindert, kann die Querkzugbeanspruchung verringert und damit die Entstehung von Rissen infolge von Querkzug verzögert werden. Durch die gestörte Ausdehnung quer zur Belastungsrichtung werden Druckspannungen an dem die Querdehnung behindernden Bauteil aktiviert, die den Querkzugspannungen entgegen wirken und sich mit diesen überlagern. Die Druckspannungen quer zur Belastungsrichtung verhindern somit die Rissentstehung und Aufweitung durch einen Gegendruck quer zu Rissausbreitungsrichtung.

Maßnahmen, um die Querkzugbeanspruchung zu verringern, sind der Einsatz von Querbewehrung, oder im Fall von ausbetonierten Hohlprofilen die Querdehnungsbehinderung durch das umhüllende Mantelrohr.

Überschreiten die infolge der Querdehnungsbehinderung auftretenden Druckbeanspruchungen die Zugspannungen infolge Querdehnung, bildet sich ein mehraxialer Druckspannungszustand im Beton aus, der für die deutlich höheren ertragbaren Drucklängsspannungen bei mehraxial auf Druck beanspruchtem Beton verantwortlich ist. Die Querdruckbeanspruchung wirkt ebenfalls den aus der Längsdruckbeanspruchung resultierenden Querkzugspannungen entgegen, sodass sich das Zugversagen in Querrichtung erst einstellt, wenn die Zugbeanspruchungen die seitlich aufgebrachte Pressung übersteigen und die resultierende Spannung den Wert der Zugfestigkeit erreicht.

Wird Beton einem mehraxialen Druckbeanspruchungszustand ausgesetzt, führt dies zu einer im Vergleich zur einaxialen Druckbeanspruchung modifizierten Spannungs-Dehnungs-Linie (Abb. 5). In diesem Fall werden neben den oben beschriebenen höheren Festigkeiten, darüber hinaus ebenfalls höhere kritische Dehnungen erreicht. Andere grundlegende Baustoffeigenschaften werden hierdurch nicht beeinflusst [8]. Fehlen die genauen, aus mehraxialen Druckversuchen ermittelten Betonkennwerte darf anstelle derer die Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus Abb. 5 nach DIN EN 1992-1-1 [8] herangezogen werden.



**Abb. 5:** Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter mehraxialen Druckbeanspruchungen nach [8]

Die erhöhten charakteristischen Festigkeiten und Dehnungen dürfen hierbei nach den Gleichungen (2.2) bis (2.5) ermittelt werden:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left( 1,00 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \quad (2.2)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left( 1,125 + 2,50 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{für } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot \left( \frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (2.4)$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_{c2}}{f_{ck}} \quad (2.5)$$

- Mit  $f_{ck}$  einaxiale charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons  
 $f_{ck,c}$  mehraxiale charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons  
 $\epsilon_{c2}$  Betondehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze (einaxial)  
 $\epsilon_{c2,c}$  Betondehnung bei Erreichen der Festigkeitsgrenze (mehraxial)  
 $\epsilon_{cu2}$  maximale Betondehnung (einaxial)  
 $\epsilon_{cu2,c}$  maximale Betondehnung (mehraxial)

Mehraxiale Druckprüfungen sind in der Durchführung deutlich aufwändiger als herkömmliche einaxiale Druckprüfungen an Betonzylindern oder -würfeln. Speck beschreibt in [10] verschiedene Versuchsaufbauten und Vorgehensweisen zur Prüfung der Druckfestigkeit bei mehraxial beanspruchten Betonprüfkörpern.

Bei mehraxialen Druckversuchen an Betonversuchskörpern wird durch das Aufbringen einer seitlichen Pressung eine mehraxiale Druckbeanspruchung erzeugt. Dieser Spannungszustand kann aktiv durch eine gesteuerte seitliche Lasteinleitung oder passiv durch eine Lagerung der kompletten unbelasteten Außenseiten des Prüfkörpers geschehen. Bei dem akti-

ven Aufbringen einer seitlichen Belastung wird die Beanspruchung  $\sigma_2$  beziehungsweise  $\sigma_3$  kontinuierlich in Abhängigkeit der Versuchslast und der daraus resultierenden Betonspannung  $\sigma_1$  gesteigert oder vor dem Aufbringen der Versuchslast auf den Prüfkörper aufgebracht und konstant gehalten. Je nach Versuchsdurchführung kommen hierbei ebenfalls Zylinder- oder Würfelproben zum Einsatz. Die Probekörperform in Verbindung mit dem jeweiligen Versuchsaufbau sollte zu einem eindeutig definierten Spannungs-Dehnungszustand im Prüfkörper führen. Bereits geringe Abweichungen von diesem erwarteten Spannungszustand können nachweislich einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse nach sich ziehen [10].

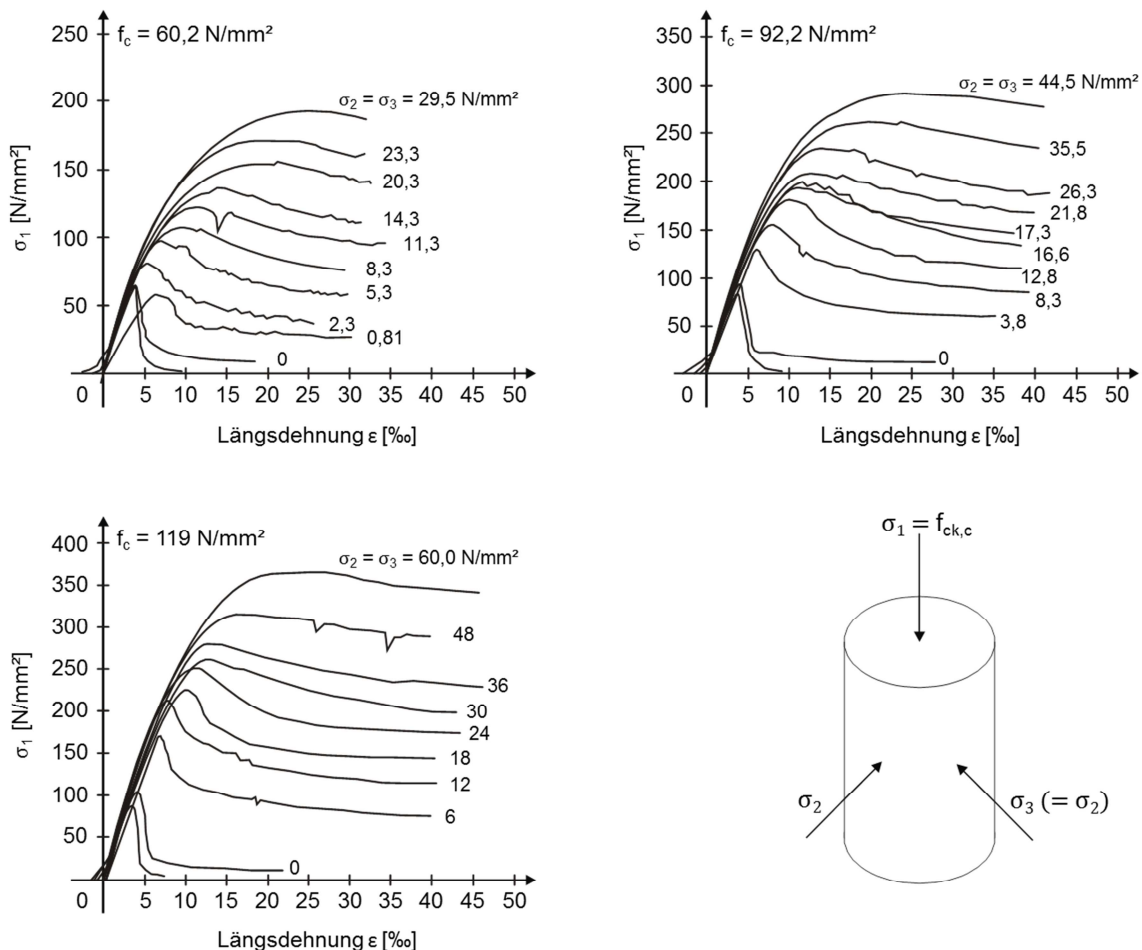
Zylinder werden zumeist in sogenannten Triaxialzellen geprüft. Der Probekörper wird in die Versuchseinrichtung eingebaut, wobei die Seitenflächen an eine Druckmembran grenzen, über die mit Hilfe von Hydrauliköl oder anderer geeigneter Liquide eine gleichmäßige Druckspannung auf die Seitenflächen des Probezylinders aufgebracht wird. Die Größe der seitlichen Beanspruchung kann hierbei während der Druckprüfung variiert oder aber konstant gehalten werden. Mit Triaxialzellen ist lediglich eine gleichmäßige Beanspruchung aller Seitenflächen des Probekörpers möglich, sodass immer zwei der drei Spannungsrichtungen von gleichem Betrag und Orientierung sind. Sollen die seitlichen Spannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  unterschiedliche Beträge oder Orientierungen aufweisen, so werden die Untersuchungen meist mit Hilfe von Würfelproben in triaxial steuerbaren Prüfmaschinen mit Hydraulikzylindern durchgeführt. Hier können alle drei Belastungsrichtungen getrennt voneinander gesteuert werden, sodass eine Untersuchung mit unterschiedlichen seitlichen Pressungen möglich wird. Sollen Zugbeanspruchungen in die Probekörper eingeleitet werden, sind zusätzliche Verankerungselemente an den Prüfkörperseiten anzubringen, mit Hilfe derer die Prüfstempel der Hydraulikpressen mit dem Versuchskörper verbunden werden. Versuche hierzu wurden für hochfeste Betone ebenfalls von Speck in [10] beschrieben und ausgewertet.

Bei der passiven Erzeugung eines hydrostatischen Spannungszustandes wird der Versuchskörper durch die Lagerung parallel sowie senkrecht zur Krafrichtung gehalten. Bei stetiger Erhöhung der eingeleiteten Kraft und der daraus resultierenden Spannung  $\sigma_1$  versucht sich der Versuchskörper der Last zu entziehen und seitlich auszuweichen. Die Lagerung wirkt diesem Vorgang entgegen und die Umschnürungskomponenten  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$  steigen proportional mit der Belastung an. Bei der Annahme einer vollkommen inkompressiblen Lagerung aller nicht direkt belasteten Probekörperseitenflächen ließe sich die Versuchslast theoretisch bis ins Unendliche steigern.

Aufgrund der resultierenden seitlichen Stützung des Betons, die der Aktivierung einer Umschnürungswirkung durch eine umlaufende Bewehrung oder ein Mantelrohr gleichkommt, lassen sich wesentlich höhere Betondruckspannungen  $f_{ck,c}$  und kritische Dehnungen  $\epsilon_{c2,c}$  sowie  $\epsilon_{cu2,c}$  erreichen als beim einaxialen Druckversuch (Abb. 5).

Die ersten dreiaxialen Druckversuche an Beton wurden von Richart ET AL. [12] 1928 in einer Triaxialzelle durchgeführt. Weitere Ergebnisse von Untersuchungen zur mehraxialen Festigkeit von Normalbetonen wurden unter anderem von Linse [13] und Schickert/Winkler [14] veröffentlicht. Eine genaue Dehnungsmessung, wie sie bei heutigen Untersuchungen standardmäßig durchgeführt werden kann, war zu der Zeit dieser Versuche aufgrund der begrenzten technischen Möglichkeiten noch nicht möglich. Aus diesem Grund stehen für die

jüngerer Untersuchungen an hochfesten Betonen, wie sie beispielsweise von Speck [10] oder Xie ET AL. [15] durchgeführt wurden, umfassendere Dehnungswerte zur Verfügung als bei Normalbeton. Speck beschreibt in [10], dass sich die mehraxiale Spannungs-Dehnungsbeziehungen von normal- und hochfesten Betonen nur unwesentlich unterscheiden. So verhält sich Beton bei dreiaxialer Druckbeanspruchung wesentlich duktiler als unter einaxialem Druck. Mit steigendem Radialdruck kommt es zu einer deutlich stärkeren Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie vor dem Erreichen der Maximalfestigkeit und damit einhergehend zu der bereits angesprochenen, deutlichen Dehnungszunahme bei Erreichen der Maximalfestigkeit gegenüber dem einaxialen Zustand. Desweiteren kommt es nach dem Bruch zu einem langsameren Abfall der Spannung und einer Erhöhung des Niveaus der Restfestigkeit. In Abb. 6 sind die Ergebnisse mehraxialer Druckversuche nach Xie ET AL. [15] in Abhängigkeit der aufgetragenen Randspannungen dargestellt. In diesen sind die beschriebenen Eigenschaften der Spannungs-Dehnungsbeziehung deutlich erkennbar.

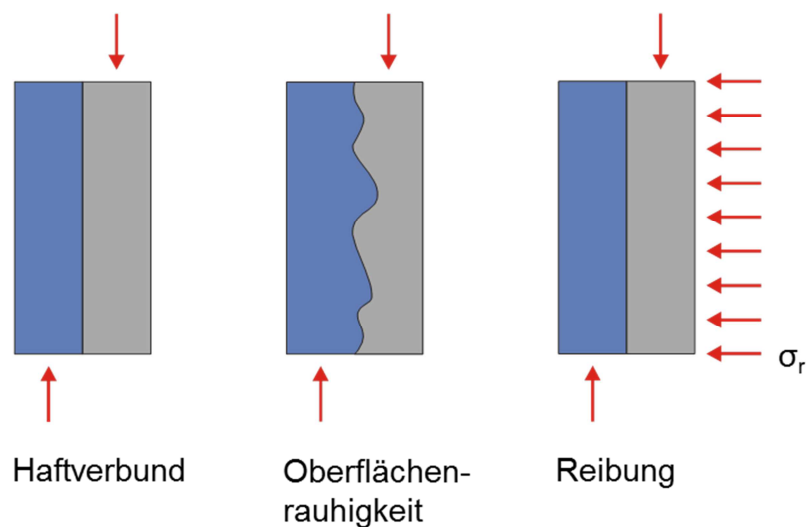


**Abb. 6:** Spannungs-Dehnungsbeziehungen mehraxialer Druckversuche nach XIE ET AL. [15]

### 2.1.2 Verbundwirkung

Tritt in einem Verbundquerschnitt eine Relativverschiebung zwischen den Querschnittskomponenten auf, kommt es zu Schubspannungen in der Kontaktfuge zwischen den verschiedenen Materialien. Die mittlere Schubspannung in der Kontaktfuge bezeichnet man als Verbundspannung  $\tau$ . Die Relativverschiebung bezeichnet man als den sogenannten Schlupf. Das Auftreten von Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Materialien kann verschiedene Ursachen haben. Zum einen kann die Lasteinleitung in einzelne Querschnittskomponenten, oder aber ein voneinander abweichendes Lastverformungsverhalten der unterschiedlichen Materialien zu einer Schlupfentwicklung und daraus zum anderen resultierenden Schubspannungen führen.

Als Lasteinleitungsbereich einer Verbundstütze definiert [16] Stützenendbereiche sowie Bereiche innerhalb der Stützenlänge, in denen Normalkräfte und/oder Biegemomente aus angrenzenden Bauteilen in die Stütze eingeleitet werden. Dort müssen für eine optimale Ausnutzung der miteinander kombinierten Materialien die Beanspruchungen, die aus Deckentragwirkung oder anderen angreifenden Lasten in den Stützenquerschnitt eingetragen werden, zunächst auf die verschiedenen Querschnittskomponenten verteilt werden. In diesen Bereichen entstehen somit die größten Schubspannungen in den Verbundfugen.



**Abb. 7:** Übertragungswege der Schubspannungen zwischen den Querschnittskomponenten [17]

Die Schubkräfte in den Verbundfugen können im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel aus den Teilschnittgrößen im vollplastischen Zustand ermittelt werden. Sind keine Verbundmittel vorhanden, müssen diese Schubkräfte über die Oberflächenrauigkeit oder die Reibung übertragen werden. Darüber hinaus wirkt ebenfalls der Haftverbund zwischen Stahl und Beton, der allerdings rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden darf (vgl. Abb. 7).

Reichen die der Belastung entgegenwirkenden Spannungskomponenten aus Haftverbund, Oberflächenrauigkeit und Reibung nicht aus, um eine Übertragung der Verbundspannung zu gewährleisten, ist die Anordnung von Verbundmitteln vorzunehmen.

Gerade in den Lasteinleitungsbereichen treten Verbundspannungen auf, die nur selten ohne den Einsatz von Verbundmitteln innerhalb der in [16] definierten maximalen Lasteinleitungs-

länge von  $2d$  oder  $L/3$  übertragen werden können. Hierbei stellt  $d$  die kleinste Außenabmessung des Querschnitts und  $L$  die Stützenlänge dar.

Die Verbundmittel sollen über mechanische Effekte, wie die Auflagerung auf dem Beton und Ausnutzung der Teilflächenpressung sowie Verzahnungseffekte, zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Verbundspannung führen.

Im Normalfall wird die Verbundspannung aus der Kraftänderung im Stahl bezogen auf dessen Mantelfläche bestimmt:

$$\tau = \frac{F}{u_s \cdot l_b} \quad (2.6)$$

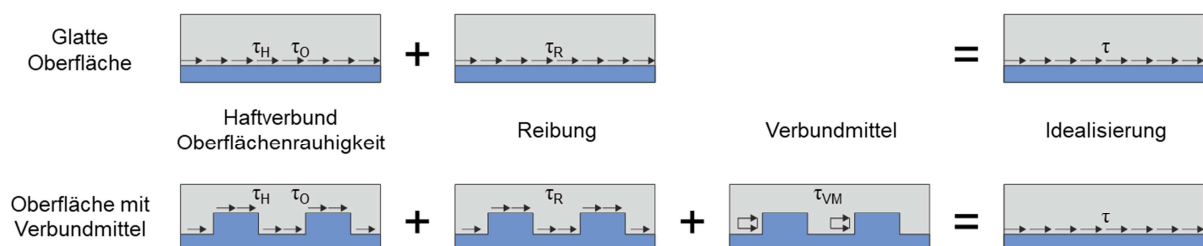
Mit  $\tau$  Verbundspannung

$F$  einwirkende Kraft

$u_s$  an den Beton grenzender Umfang des Stahlquerschnitts

$l_b$  Verbundlänge

Ist diese Annahme für glatte Oberflächen ohne Verbundmittel noch zutreffend, so ist eine über die Verbundfuge konstante und auf die Mantelfläche bezogene Verbundspannung beim Einsatz von Verbundmitteln vielmehr als eine Rechengröße anzusehen, die alle Anteile der Reibungs-, Auflager- oder Verzahnungskräfte über eine definierte Länge  $l_b$  verschmiert darstellt (Abb. 8). Die Länge  $l_b$  wird hierbei als Verbundlänge bezeichnet (Vgl. [18]).



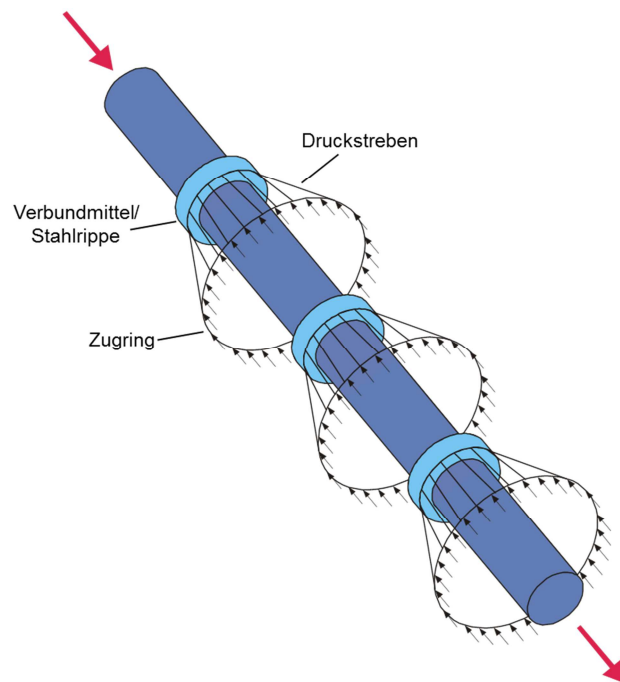
**Abb. 8:** Idealisierung der Verbundspannung nach [18]

Die Verbundtragwirkung eines Verbundmittels wird im Wesentlichen durch die mechanische Verzahnung mit dem angrenzenden Beton erreicht. Auf die verschiedenen Arten von Verbundmitteln zur Lasteinleitung in Verbundstützen und deren Tragwirkung wird in 2.3 genauer eingegangen. Am anschaulichsten kann der Verbundmechanismus allgemein am Beispiel eines Ausziehversuches bei einem glatten Stahlstab im Vergleich zu einem profilierten Bewehrungsstab dargestellt werden (Abb. 9). Hierbei wird der Stab jeweils aus einem Betonblock herausgezogen, um Rückschlüsse auf die übertragbare Verbundspannung zu erhalten. Die Rippen auf dem Bewehrungsstab entsprechen hierbei den Verbundmitteln, die zur Erhöhung der übertragbaren Schubspannungen und somit zur Sicherung des Verbundes dienen.

Bereits bei sehr geringen Relativverschiebungen infolge der Beanspruchung des Stabes werden der Haftverbund sowie die Anteile aus Reibung und Oberflächenrauigkeit zwischen Beton und Stahl überwunden. An diesem Punkt ist die maximal übertragbare Verbundspan-



nung des Glatstahls bereits erreicht und der Stab lässt sich aus dem Beton heraus ziehen. Die maximale Verbundspannung des Bewehrungsstabes liegt erwartungsgemäß deutlich höher. Treten größere Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahl auf, beginnen sich die Stahlrippen auf dem umgebenen Beton abzustützen. Direkt unter den Rippen bilden sich schräg, vom Bewehrungsstab kegelförmig nach außen laufende Betondruckstreben aus. Senkrecht zu diesen Druckstreben werden Zugspannungen hervorgerufen, welche zur Bildung von geneigt verlaufenden, von den Rippen ausgehenden Verbundrissen führen können. Im umgebenden Beton bildet sich ein Zugring aus, durch den die kegelförmigen Betondruckstreben im Gleichgewicht gehalten werden [19]. Eine schematische Darstellung des Spannungszustandes ist in Abb. 9 dargestellt.

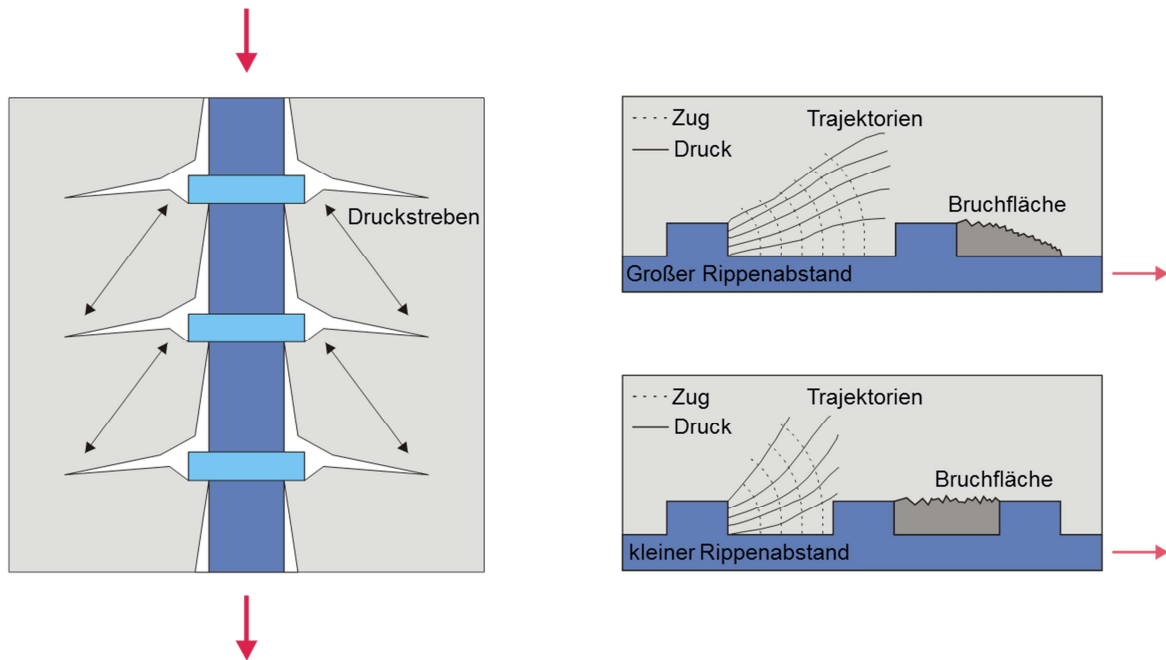


**Abb. 9:** Räumlicher Spannungszustand eines Bewehrungsstabes im Ausziehversuch [19]

Das Versagen des Verbundes zwischen einem Bewehrungsstab und dem umgebenden Beton wird durch zwei Versagensmechanismen bestimmt, welche sich auch bei Verbundmitteln in Verbundstützen einstellen können.

Die ringförmigen Zugspannungen führen zu einer vom Verbundmittel ausgehenden Mikrorissbildung im Beton, welche die Verbundtragwirkung negativ beeinflusst. Bei einer weiteren Zunahme des Schlupfes überschreiten die Ringzugkräfte die Betonzugfestigkeit und es kommt zu sogenannten Spaltrissen, welche sich längs der Stabachse ausbilden (vgl. Abb. 10 links). Infolgedessen kann es zum Aufspalten des umgebenen Betons kommen. Dies führt schlagartig zu einer Abnahme des Verbundwiderstandes. Diese Form des Versagens wird auch als Spaltbruchversagen bezeichnet [18]. Dies kann durch eine ausreichende Umschnüfung des umliegenden Betons durch eine ausreichende Betondeckung, die Anordnung einer Querbewehrung oder eine seitliche Druckbelastung verhindert beziehungsweise verzögert werden. Es kommt zu einer Behinderung der Ausbildung der Spaltrisse, wodurch die Verbundtragfähigkeit teilweise deutlich erhöht werden kann.

Abhängig von der Ausbildung der Verbundmittel kann es ebenfalls zu dem sogenannten „Pull-Out-“, oder „Ausziehversagen“ kommen. Hierbei scheren die Betonkonsolen unter beziehungsweise zwischen den Verbundmitteln unter der eingeleiteten Beanspruchung ab. Dies geschieht entweder keilförmig oder parallel zur Mantelfläche (Vgl. Abb. 10 rechts). Bei größer werdender Relativverschiebung werden die Betonkonsolen stetig weiter geschädigt, bis es in der Folge zum vollständigen Abscheren des Betons kommt. In diesem Zustand sind lediglich noch Reibverbundspannungen zwischen den Materialien übertragbar, so dass die Funktion der Verbundmittel nicht mehr gegeben ist.

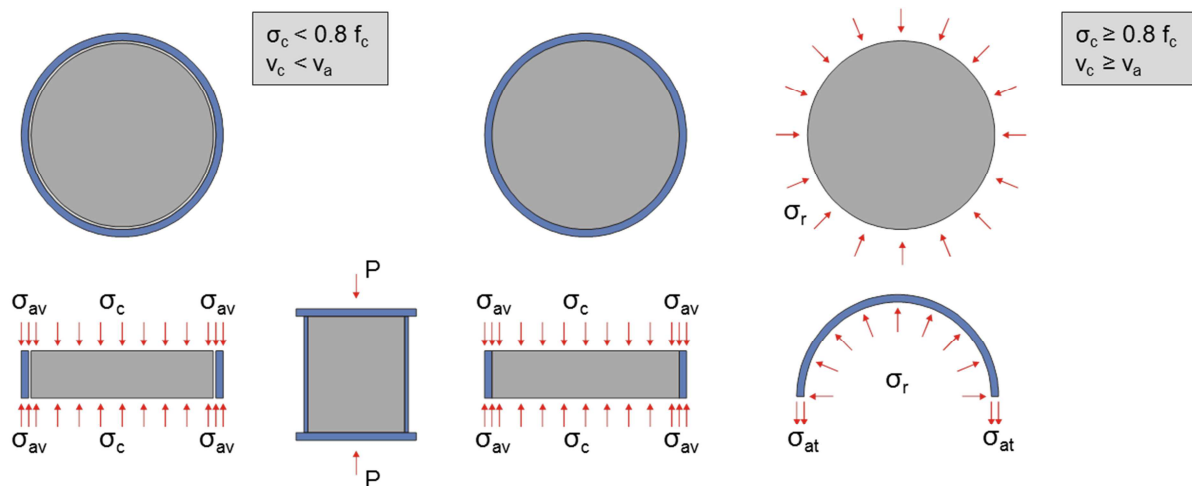


**Abb. 10:** Spaltrissbildung infolge der Verbundwirkung [19] (links), Spannungstrajektorien und Bruchflächen [18] (rechts)

## 2.2 Besonderheiten des Verbundverhaltens bei ausbetonierten Hohlprofilen

### 2.2.1 Umschnürungswirkung des Mantelrohres

Bei Hohlprofilverbundstützen macht man sich im Lasteinleitungsbereich die Umschnürungswirkung des Mantelrohres zu Nutze. Durch den umhüllenden Stahlmantel wird die Querdehnung des Betons behindert, wodurch ein mehraxialer Druckspannungszustand im Beton erzeugt wird. Das Hohlprofil übernimmt hierbei die seitliche Lagerung des Betons und behindert somit dessen Ausweichen senkrecht zur Stützenlängsachse. Entscheidenden Einfluss auf die Aktivierung der Umschnürungswirkung hat hierbei das unterschiedliche Querdehnungsverhalten des Baustahls und des Betons. So beläuft sich die Querdehnungszahl des Baustahls  $v_a$  auf ca. 0,3 bis 0,5, wohingegen die Querdehnungszahl des Normalbetons  $v_c$  im elastischen Bereich lediglich bei 0,1 - 0,2 liegt. Bei Erreichen der Bruchlast kann diese allerdings bis auf einen Wert von 0,75 ansteigen. Diese Tatsache führt bei einer vollflächigen Beanspruchung des Verbundquerschnitts im unteren Beanspruchungsniveau zu einem unabhängigen Verhalten von Beton- und Baustahlquerschnitt (Abb. 11 links), da sich der Stahl schneller als der Beton in Radialrichtung ausdehnt.



**Abb. 11:** Aktivierung der Umschnürungswirkung im Lasteinleitungsbereich nach [20]

Bei fortschreitender Belastung führen die steigenden Längsdruckspannungen im Beton zur Rissbildung und damit zu einer schlagartigen Erhöhung der Querdehnung. Die größere Ausdehnung des Betonkerns im Verhältnis zum Stahlmantel wird allerdings durch diesen behindert. Dadurch entsteht im Beton ein dreidimensionaler Beanspruchungszustand aus Radial- und Längsdruckspannungen (Vgl. Abb. 11 rechts). Dieser auftretende Spannungszustand führt zu einer Abnahme der Tragfähigkeit des Hohlprofils, die Betontragfähigkeit hingegen wird aufgrund der auftretenden Radialdruckspannungen und dem damit einhergehenden mehraxialen Druckspannungszustand gesteigert (vgl. Abb. 5). Die gegenseitige Beeinflussung der Querschnittskomponenten wirkt sich insgesamt positiv auf die Stützentraglasten aus, da diese höher sind als die Summe der Einzeltraglasten der Querschnittsteile. Erfolgt die Lasteinleitung in den Stützenquerschnitt über den Beton, so erfährt dieser bereits im unteren Beanspruchungsniveau eine höhere Querdehnung. Die oben beschriebenen Effekte treten somit schon bei niedrigeren Lasten auf und die Umschnürungswirkung kann früher aktiviert werden. Erfolgt die Lasteinleitung bei Stützenkörpern mit Einstellprofil über das Einstellprofil, so wird die Last von diesem Profil zunächst auf den Beton übertragen. Es stellt sich ein ähnlicher Kraftfluss wie bei einer Lasteinleitung in den Beton ein. Dementsprechend wird auch hier die Umschnürungswirkung bereits früher aktiviert als bei einer flächigen Einleitung der Lasten über den gesamten Stützenquerschnitt. Diese Zusammenhänge wurden von Hanswille und Porsch in [20] ausführlich untersucht und beschrieben.

Zur Abschätzung der maximal aktivierbaren Umschnürungswirkung eignet sich die nachfolgend angegebene sogenannte Kesselformel (2.7) nach [21]:

$$\sigma_{at} = \frac{d_a \cdot \sigma_r}{2 \cdot t_R} \quad (2.7)$$

- Mit  $\sigma_{at}$  Ringzugspannung im Mantelrohr  
 $d_a$  Außendurchmesser des Mantelrohres  
 $\sigma_r$  Radialspannung (Innendruck)  
 $t_R$  Wanddicke des Rohres

Mit Hilfe der angegebenen Formel (2.7) lässt sich die resultierende Ringzugspannung  $\sigma_{at}$  in Abhängigkeit des aufgebrachtten Innendruckes (Radialspannung  $\sigma_r$ ) bestimmen. Nach [21] ist die Ringzugspannung die größte der resultierenden Spannungen innerhalb eines mit einem Innendruck belasteten Stahlrohres und somit versagensbestimmend. Legt man als maximale Beanspruchbarkeit

$$\sigma_{at,zul} = f_y \quad (2.8)$$

Mit  $\sigma_{at,zul}$  maximal aufbringbare Ringzugspannung im Mantelrohr  
 $f_y$  Streckgrenze des Mantelrohres

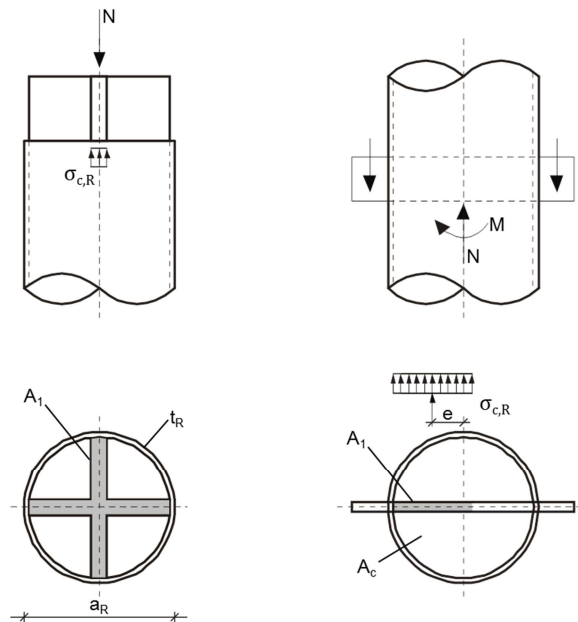
zugrunde lässt sich durch Umstellung von (2.7) die maximal aufbringbare Radialspannung  $\sigma_{r,max}$  bestimmen. Bei Spannungen oberhalb  $\sigma_{r,max}$  kommt es zum Fließen des Mantelrohres und die Umschnürungswirkung des Rohres ist ausgeschöpft, sobald das Bauteil vollständig durchplastiziert ist. Für die maximal aufbringbare Radialspannung  $\sigma_{r,max}$  gilt:

$$\sigma_{r,max} = \frac{2 \cdot t_R \cdot d_a}{\sigma_{at,zul}} \quad (2.9)$$

Mit  $\sigma_{r,max}$  maximal aufnehmbare Radialspannung  
 $\sigma_{at,zul}$  maximal aufbringbare Ringzugspannung im Mantelrohr ( $f_y$ )

## 2.2.2 Teilflächenpressung

Einen weiteren günstigen Effekt in Bezug auf die Einleitung konzentrierter Lasten in den Beton kann man sich mit der Ausnutzung der sogenannten Teilflächenpressung zu Nutze machen.



**Abb. 12:** Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen nach [16]

Wird bei betongefüllten kreisförmigen oder quadratischen Hohlprofilen der Beton nur über eine Teilfläche  $A_1$  beansprucht (vgl. Abb. 12), so darf die zulässige örtliche Betonpressung unter der Teilfläche nach Gleichung (2.10) bestimmt werden. Das Flächenverhältnis  $A_c/A_1$  darf nach [16] rechnerisch maximal mit einem Wert von 20 berücksichtigt werden.

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left( 1 + \eta_{cL} \cdot \frac{t_R}{a_R} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c \cdot f_{cd}}{A_1} \leq f_y \quad (2.10)$$

- Mit
- $t_R$  Wanddicke des Hohlprofils
  - $a_R$  Durchmesser (Rohr) oder Seitenlänge (quadratisches Hohlprofil)
  - $A_c$  Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnitts
  - $A_1$  Belastungsfläche
  - $f_y$  Streckgrenze des umhüllenden Stahlbauteils
  - $\eta_{cL}$  Beiwert zur Erfassung der Umschnürungswirkung mit  $\eta_{cL} = 4,9$  für Rohre und  $\eta_{cL} = 3,5$  für quadratische Hohlprofile

Die erläuterten Effekte beeinflussen die aufbringbaren Betondruckspannungen positiv, so dass lokal Betonpressungen übertragen werden können, welche die einaxiale Betondruckfestigkeit  $f_c$  deutlich übersteigen.

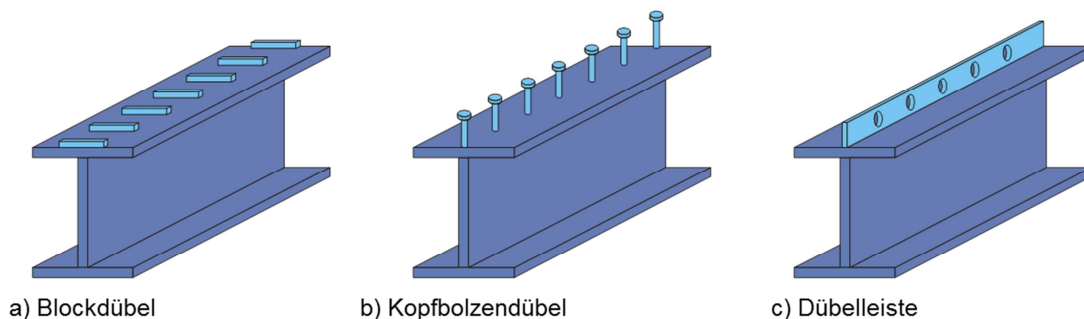
## 2.3 Verbundmittel

### 2.3.1 Allgemeines

Verbundmittel können sich hinsichtlich ihrer Größe, Befestigungsart und vor allem in Form und Wirkungsweise unterscheiden. Es wird im Allgemeinen zwischen diskreten Verbundmitteln (z.B. Blockdübel, Kopfbolzendübel), die einzeln in definierten Abständen in der Verbundfuge angeordnet werden sowie kontinuierlichen Verbundmitteln (z.B. Dübelleisten, wie die Perfobondleiste nach [22]), die als fortlaufendes Bauteil durchgehend in der Verbundfuge angebracht werden unterschieden. Alle diskreten Verbundmittel weisen nach [23] im Allgemeinen folgende Gemeinsamkeiten auf:

- Es handelt sich um dübelartige Stahlelemente, die am Stahlquerschnitt befestigt sind und in den Beton einbinden.
- Sie besitzen ein Element zur Übertragung der Schubkräfte und ein Element zur Aufnahme senkrechter zum Stahl- oder Betonquerschnitt gerichteter Zugkräfte.
- Die übertragenen Beanspruchungen werden hoch konzentriert in den Betonquerschnitt eingeleitet.

Beispiele einiger Verbundmittel sind in Abb. 13 gegeben. Die einzelnen Verbundmittel unterscheiden sich teilweise stark in Wirkungsweise, Duktilität und Montageaufwand. Diskrete Verbundmittel werden in der Regel einzeln aufgeschweißt, wohingegen kontinuierliche Verbundmittel mit einer durchgehenden Schweißnaht auf dem Stahlbauteil befestigt werden können.



**Abb. 13:** Schematische Darstellung diskreter (a) & b)) sowie eines kontinuierlichen Verbundmittels (c))

Das Tragverhalten eines Verbundquerschnittes wird maßgeblich durch die Ausbildung der Verbundfuge zwischen Stahl- und Betonquerschnitt bestimmt. Je nach verwendetem Verbundmittel kommt es zu einer unterschiedlich großen Nachgiebigkeit der Verbundfuge und infolgedessen zu Schlupf. Dieser resultiert überwiegend aus der Nachgiebigkeit des Betons im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung sowie der Nachgiebigkeit des Verbundmittels selbst. Die Nachgiebigkeit des Stahlquerschnitts spielt hierbei lediglich eine vernachlässigbare Rolle. Der Schlupf führt zu einer Umlagerung der Schubkräfte, die einen Verlust der Affinität von Quer- und Schubkraftverlauf sowie einen Abbau von Schubkraftspitzen mit sich bringt [17], [23].

Bei Verbundstützen sind in den Kräfteinleitungsbereichen und an Stellen mit Querschnittsänderungen Verbundmittel anzuordnen, wenn der Bemessungswert der Verbundspannung  $\tau_{Rd}$  nach Tab. 1 in der Verbundfuge zwischen Beton und Stahlprofil überschritten wird [16].

Tab. 1: Bemessungswerte der Verbundtragfähigkeit  $\tau_{Rd}$  nach [16]

Querschnitt	$\tau_{Rd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
vollständig einbetonierte Stahlprofile	0,30
ausbetonierte kreisförmige Hohlprofile	0,55
ausbetonierte rechteckige Hohlprofile	0,40
Flansche von teilweise einbetonierten Profilen	0,20
Stege von teilweise einbetonierten Profilen	0,00

Die Tragfähigkeit von Verbundmitteln wird einerseits durch die Tragfähigkeit des Verbundmittels selber (im allgemeinen Stahlversagen), andererseits durch die in den umliegenden Beton übertragbare Kraft bestimmt (Betonversagen). Welcher der genannten Versagensmechanismen im jeweiligen Fall maßgebend wird, hängt unter anderem von der Verbundmittelgeometrie, der verwendeten Stahlsorte sowie den Eigenschaften des Betons ab, in den das Verbundmittel einbindet.

Die im Verbundbau am häufigsten verwendeten Verbundmittel sind Kopfbolzendübel. Sie zeichnen sich durch eine hohe Duktilität aus. Das Tragverhalten lässt sich im Wesentlichen anhand Abb. 14 beschreiben.

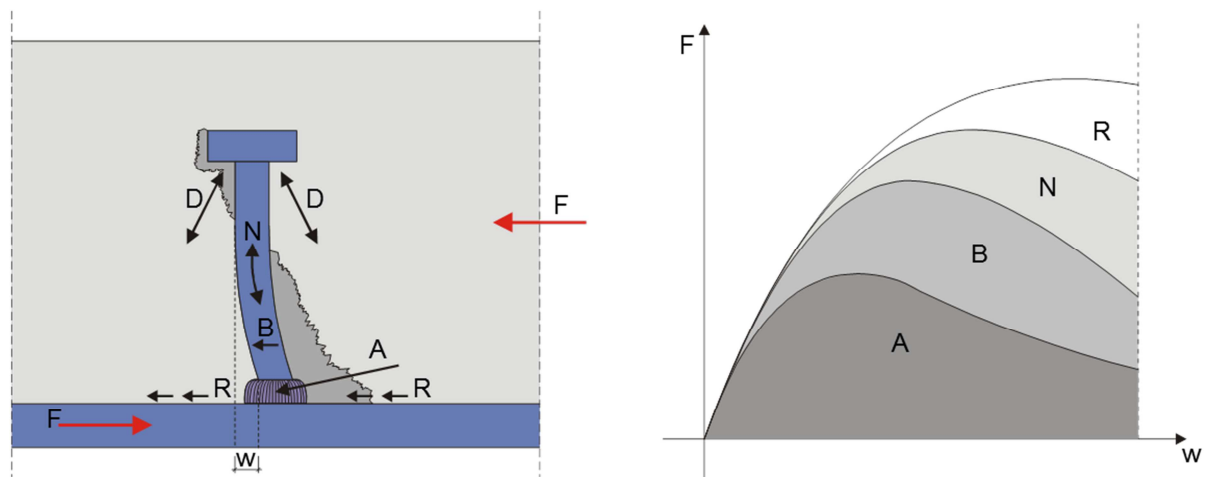


Abb. 14: Tragverhalten und Traganteile bei Kopfbolzendübeln [24]

Zu Beginn einer Belastung werden die eingeleiteten Kräfte  $F$  vornehmlich über den Schweißwulst am Dübelfuß in den Beton eingetragen (Lastanteil A). Die hohen resultierenden Pressungen führen zu einer kontinuierlich fortschreitenden Schädigung des unmittelbar angrenzenden Betons, wodurch die Pressungen sukzessive auf den Schaftbereich des Kopfbolzendübeln umgelagert werden. Dieser erfährt eine Beanspruchung aus Biegung und Schub, wodurch es zu einer Verformung des Bolzenschaftes kommt. (Lastanteil B)

Die Verschiebung des Bolzens im Beton wird durch die typische Kopfform des Bolzens behindert, welcher sich bei fortschreitender Beanspruchung auf dem Beton auflagert. Es kommt zu einer Zugnormalkraft im Bolzen und korrespondierenden Druckkräften im Beton, welche zueinander im Gleichgewicht stehen (Lastanteil N). Die stetig ansteigenden Druckkräfte D rufen wiederum eine Reibkraft am Grundmaterial, auf dem der Bolzen aufgeschweißt ist, hervor (Lastanteil R). Ein Schubzugbruch in einem Schnitt oberhalb des Schweißwulstes oder die Zerstörung des umgebenden Betons führt schließlich zum Versagen des Kopfbolzendübels beziehungsweise der Verbundfuge [23].

Die Bemessung von Kopfbolzendübeln ist in [16] normativ geregelt. Die Tragfähigkeit von komplett in den Beton einbindenden Kopfbolzendübeln ergibt sich hiernach zu:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0,8 f_u \pi d^2}{4 \gamma_V} & \text{Stahlversagen} \\ \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} & \text{Betonversagen} \end{array} \right. \quad (2.11)$$

- Mit  $f_u$  spezifizierte Zugfestigkeit des Kopfbolzendübels ( $\leq 500 \text{ N/mm}^2$ )  
 $d$  Durchmesser des Kopfbolzendübels  
 $\alpha$  Beiwert zur Berücksichtigung des Verhältnisses  $h_{sc}/d$   
 $h_{sc}$  Nennwert der Dübelhöhe (gesamt)  
 $\gamma_V$  Teilsicherheitsbeiwert

Vor allem bei eingestellten I-Profilen werden bei Verbundstützen häufig Kopfbolzendübel verwendet. Die maximal pro Kopfbolzendübel übertragbare Kraft setzt sich hier aus dem in (2.11) beschriebenen Traganteil  $P_{Rd}$  sowie einem weiteren Anteil, der aus der Reibwirkung der schrägen Druckanteile der Dübelkraft an den Flanschinnenseiten resultiert, zusammen.

Neben Kopfbolzendübeln werden bei Hohlprofilverbundstützen oftmals Nageldübel, lastverteilende Kopfplatten, durch den Stützenquerschnitt gesteckte Steifen oder an das Mantelrohr beziehungsweise falls vorhanden, an das Einstellprofil angeschweißte Schneiden oder Distanzbleche zur Ein- und/oder Ausleitung der Stützenlasten verwendet (vgl. Abb. 15).

Bei den in Abb. 15 dargestellten Verbundmitteln macht man sich darüber hinaus die in 2.2 erläuterten Effekte der Teilflächenpressung und Umschnürungswirkung des Mantelrohres zu Nutze. Durch diese Effekte ist es möglich, Spannungen in den Betonquerschnitt einzuleiten, welche lokal die einaxiale Betondruckfestigkeit überschreiten. Somit ist eine effektivere Ausnutzung des vorhandenen Betons möglich. [16].

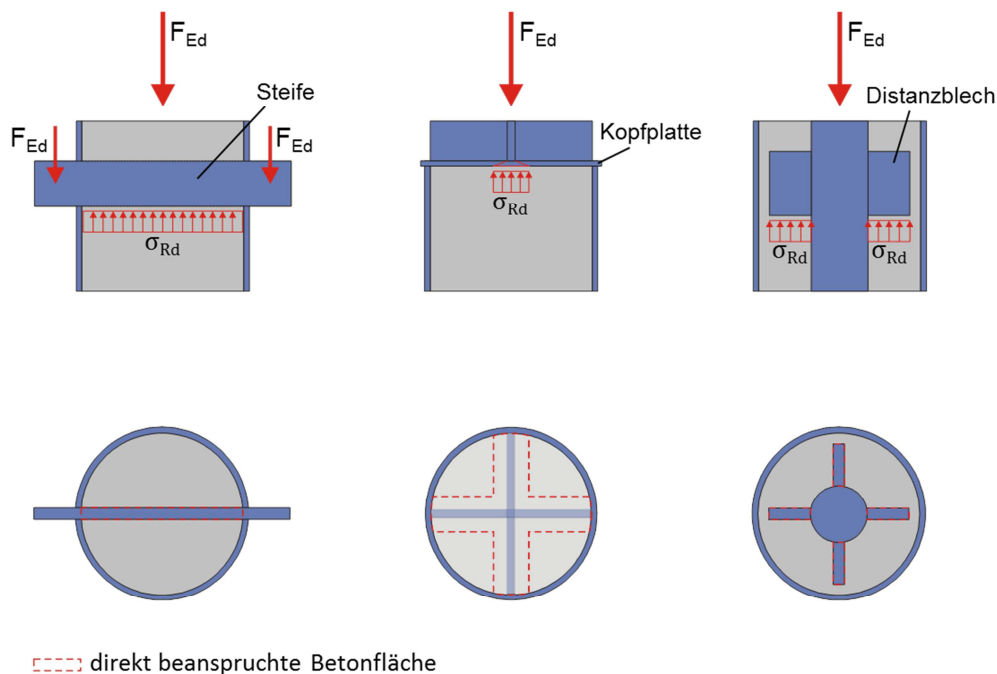
Abb. 15 zeigt links die Lasteinleitung mit Hilfe eines durch das Rohr gesteckten Knotenblechs. Dieses lagert direkt auf dem Füllbeton auf. Bei dieser Art der Lasteinleitung ist es möglich, seitlich weitere Bauteile mit Hilfe von stahlbauspezifischen Anschlüssen an das Knotenblech anzuschließen. Die Lasteinleitung erfolgt hier über die direkte Kontaktfläche zwischen der Schneide und dem Beton. Neben dem Lastabtrag über den Spitzendruck des Knotenblechs in den Beton können hier ebenfalls Stützenlasten direkt in das Mantelrohr ein-



getragen werden. In [25] wurden umfassende Versuche zu dieser Art der Lasteinbringung beschrieben und gezeigt, dass durch die Ausnutzung der genannten Effekte eine wirtschaftliche Ausnutzung der Einzelkomponenten möglich ist (vgl. auch [26]).

In der Mitte von Abb. 15 ist die Lasteinleitung in den Beton mit Hilfe eines auf einer lastverteilenden Kopfplatte aufgetragenen Steifenkreuzes dargestellt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist von einer Lastausbreitung innerhalb der Kopfplatte in einem Verhältnis von bis zu 1:2,5 auszugehen [20]. Dieses Verhalten führt zu einer Vergrößerung der unmittelbar beanspruchten Betonfläche über die reine Fläche des Steifenkreuzes hinaus. Das Verformungsverhalten der Kopfplatte sowie die Auswirkungen auf die mittelbar und unmittelbar belastete Betonfläche wurden von Hanswille und Porsch in [20] untersucht und beschrieben.

Die rechte Darstellung in Abb. 15 stellt eine Möglichkeit der Lasteinleitung bei einem eingestellten Vollkernprofil dar. Hierbei sind Steifen seitlich an das Kernprofil angeschweißt. Diese Steifen werden auch als Distanzbleche bezeichnet und dienen sowohl als Verbundmittel zur Kraftübertragung als auch als Ausrichtungshilfen bei der Montage und Betonage des Stützenkörpers. Ihre Wirkungsweise ist ähnlich der Lasteinleitung mit Hilfe einer durch den Rohrquerschnitt gesteckten Steife. Auch in diesem Fall entspricht die unmittelbar belastete Betonfläche der Fläche der Unterseite der Distanzbleche [20]. Allerdings stellt sich hier durch die Behinderung der Lastausbreitung durch das Einstellprofil keine gleichmäßige Ausbreitung der Spannungen ein. Hanswille und Porsch haben u.a. in [20] das Tragverhalten solcher Lasteinleitungsbereiche untersucht. Auch hier können trotz der behinderten Lastausbreitung im Beton, Spannungen oberhalb der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit des Betons aufgebracht werden.

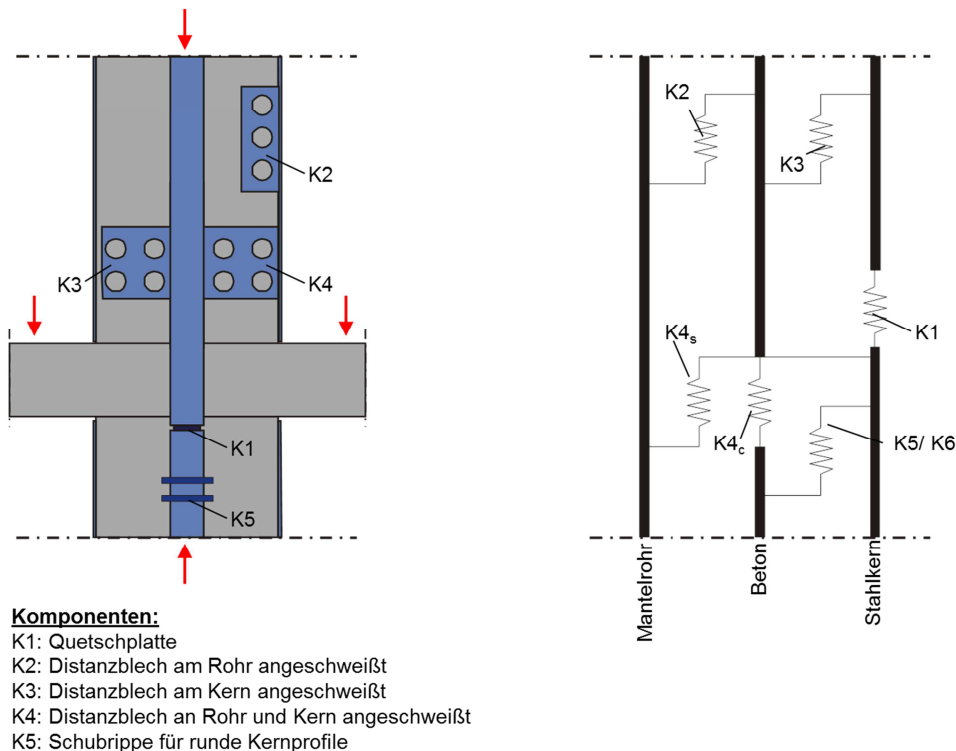


**Abb. 15:** Lasteinleitung bei Hohlprofilverbundstützen

Als weitere Verbundmittel können aufgeschweißte Knaggen bzw. Schubringe, die umlaufend um runde Vollkernprofile angeschweißt werden, dienen, deren Bemessung ebenso wie die

von Distanzblechen, allerdings nicht normativ geregelt ist und im Verlauf dieser Arbeit näher untersucht werden sollen.

Darüber hinaus wäre eine Kombination verschiedener Verbundmittel für eine noch effektivere Ausnutzung der Bauteile denkbar. Es ist vorstellbar, die einzelnen Verbundmittel mit Hilfe von effektiven Federsteifigkeiten in einem Bemessungsmodell zu idealisieren und so Aussagen über die Beanspruchbarkeit und die Lastverteilung im Lasteinleitungsbereich zu gewinnen. Mögliche Verbundmittel sowie eine idealisierte Modellbildung mittels des angesprochenen Federmodells sind in Abb. 16 dargestellt.



**Abb. 16:** Darstellung verschiedener Verbundmittel und Wirkungsweise in einem Federmodell [3]

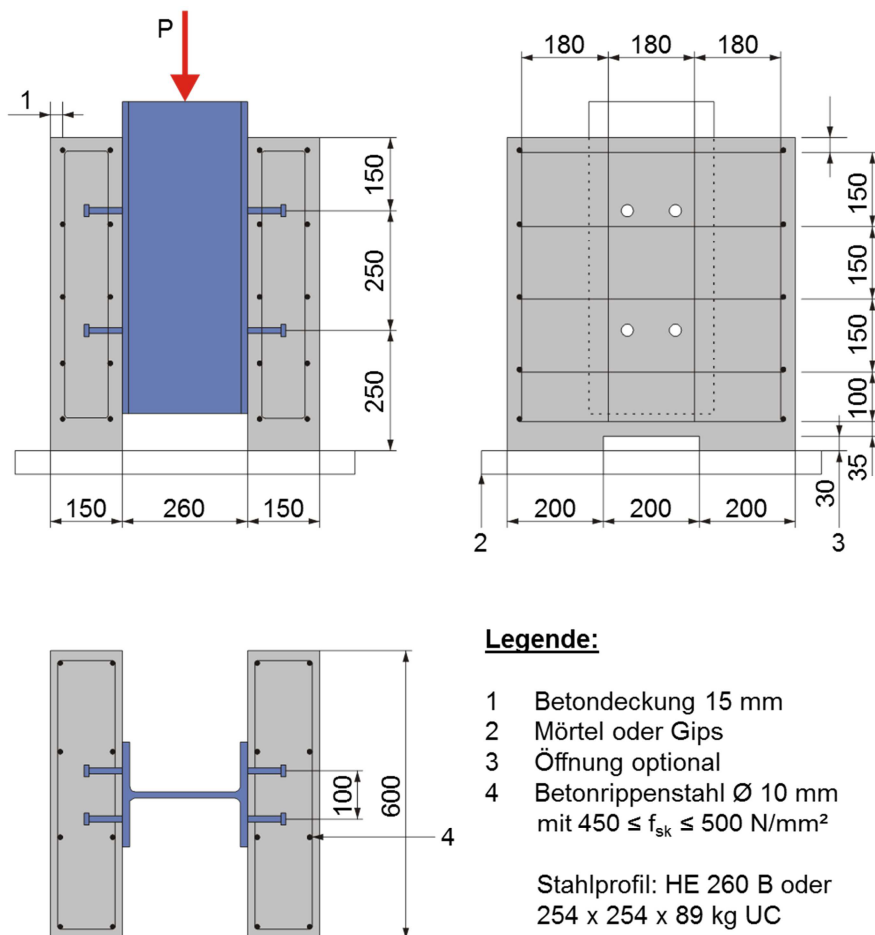
### 2.3.2 Bestimmung der Verbundmitteleigenschaften

Die Tragfähigkeit einzelner, nicht normativ geregelter Verbundmittel kann mit Hilfe von sogenannten Push-Out Versuchen nach [16] bestimmt werden. Bei diesen Versuchen handelt es sich um Abscherversuche, bei denen eine Relativverschiebung zwischen Verbundmittel und Beton erzeugt und die sich ergebende Versuchslast in Abhängigkeit von der Verschiebung aufgezeichnet wird.

In den Versuchen müssen mögliche Einflüsse aus Prüfkörpergeometrie sowie mechanischen Eigenschaften des Verbundmittels und Betons berücksichtigt werden. Die Dimensionierung und Herstellung der Versuchskörper ist nach [16] so zu wählen, dass sich ein mit dem späteren Verwendungszweck nahezu identisches Last-Verformungsverhalten ergibt. Auch die Herstellung der Versuchskörper, insbesondere die Betonage der Betonelemente sollte ebenso (in horizontaler Lage) erfolgen, wie die Herstellung der letztendlich später verwendeten Bauteile. Zur Überwachung der Materialkennwerte sind geeignete Materialprüfkörper herzu-

stellen, die unter gleichen Umgebungsbedingungen zu lagern sind, wie die Versuchskörper selber.

Für einige Anwendungsgebiete mit Trägern mit T-Querschnitten sowie Betongurten mit konstanter Dicke dürfen Standard-Abscherversuche nach Anhang B, DIN-EN 1994-1-1 [16] durchgeführt werden. Die Versuchskörper für diese Standard-Abscherversuche sind in Abb. 17 dargestellt.



**Abb. 17:** Versuchskörper für Standard-Abscherversuche [16]

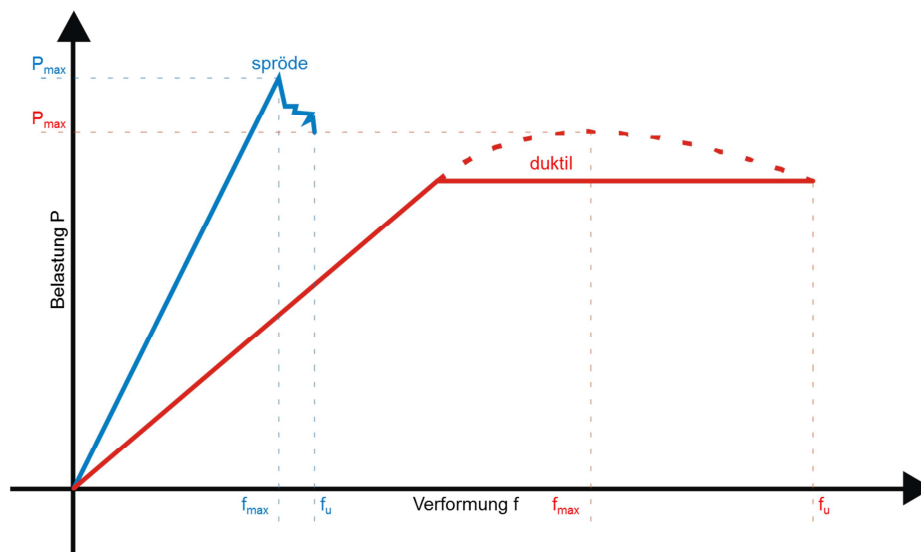
Die Versuchslast  $P$  ist stufenweise bis zu einem Wert von 40% der zu erwartenden Bruchlast zu steigern, bevor eine zyklische Belastung von 25 Lastwechseln mit Ober- beziehungsweise Unterlasten von 40% beziehungsweise 5% der zu erwartenden Bruchlast aufzubringen ist. Anschließend ist die Belastung gleichmäßig über einen Zeitraum von mindestens 15 Minuten bis zur Bruchlast zu steigern [16]. Während der Belastung erfolgt eine kontinuierliche Dokumentation des sich ergebenden Schlupfes zwischen den Betonbauteilen und dem Stahlprofil.

Aus den sich ergebenden Last- Verformungskurven können Steifigkeiten und Tragfähigkeiten der Verbundmittel abgeleitet werden. Auf Basis der Versuchsergebnisse ist eine Bemessung der jeweiligen Verbundmittel möglich.

Beim Versagen der Verbundfuge unterscheidet man zwischen duktilem und sprödem beziehungsweise steifem Materialversagen. Unter einem spröden Materialversagen versteht man ein plötzliches Versagen, bei dem nach dem Erreichen der maximalen Tragfähigkeit  $P_{\max}$

keine weitere Verformungskapazität mehr besteht. Die maximale Verformung  $f_{\max}$  beim Erreichen von  $P_{\max}$  ist nahezu identisch mit der maximal erreichbaren Verformung  $f_u$ . Das Versagen erfolgt unter geringer plastischer Verformung und das Bauteil ist nicht in der Lage, die maximale Tragfähigkeit weiter zu erbringen.

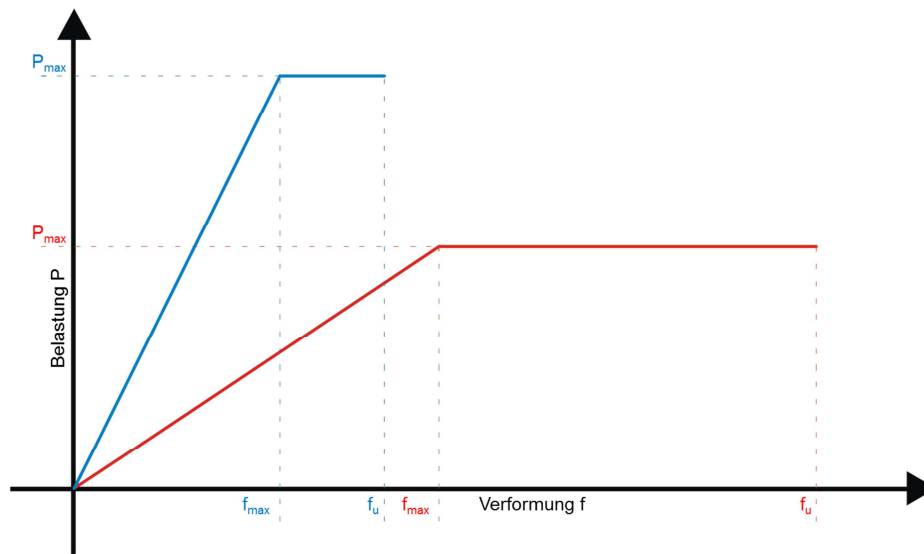
Je duktiler ein Verbundmittel ist, desto höher ist seine plastische Verformungskapazität. Nach dem Erreichen der maximalen Tragfähigkeit  $P_{\max}$  ist keine weitere Laststeigerung mehr möglich, es erfolgt allerdings auch kein signifikanter Lastabfall, wobei die plastischen Verformungen des Bauteils weiter zunehmen. Hier gilt  $f_u \gg f_{\max}$ . Zur Erläuterung dient Abb. 18. Die blaue Lastverformungskurve stellt ein sprödes Verhalten dar, die rote Kurve ein duktileres Verhalten.



**Abb. 18:** Unterschied zwischen sprödem und duktilem Materialverhalten

Die Duktilität der Verbundmittel spielt eine entscheidende Rolle, da die maximale Tragfähigkeit des jeweiligen Verbundmittels erst bei einem bestimmten Schlupf in der Verbundfuge aktiviert werden kann. Die tatsächlich aktivierbare Verbundwirkung eines Verbundmittels hängt somit in großem Maße von der ertragbaren Gesamtverformung des Bauteils ab. Bei der Bemessung von Verbundmitteln geht man stets von der maximalen Tragfähigkeit des Verbundmittels aus. Eine Überprüfung, ob diese aufgrund der maximal ertragbaren Verformungen des Bauteils überhaupt aktivierbar ist, erfolgt bei Nachweisen, die ohne numerische Simulation geführt werden, zumeist nicht. In den derzeitigen Regelwerken werden derartige Nachweise ebenfalls nicht gefordert.

In Abb. 19 sind zwei typische idealisierte Last-Verformungskurven von Push-Out Versuchen an zwei verschiedenen Verbundmitteln dargestellt. Aus der Darstellung wird deutlich, dass die jeweiligen maximalen Tragfähigkeiten bei völlig verschiedenen Verformungen auftreten und unterschiedliche Größenordnungen aufweisen. Bei einer Kombination dieser beiden Verbundmittel würde eine reine Addition der Einzeltragfähigkeiten somit nicht dem realen Tragverhalten entsprechen und unter Umständen zu einer fehlerhaften Dimensionierung des Bauteils führen. Der gleiche Effekt tritt auf, wenn die benötigte Verformung zur Aktivierung der vollen Verbundmitteltragfähigkeit nicht vom Bauteil schadensfrei aufgenommen werden kann.



**Abb. 19:** Typische Last-Verformungskurven von Push-Out Versuchen

Im Zuge dieser Arbeit soll anhand von an Kernprofile angeschweißten Schubringen zunächst eine Näherungsformel für die aufbringbaren Spannungen bei ausbetonierten Hohlprofilen entwickelt werden. Die Kennwerte der zu untersuchenden Verbundmittel werden mit Hilfe von Push-Out Versuchen beziehungsweise mit Hilfe eines anhand von geeigneten Versuchen verifizierten FE-Modells ermittelt. Diese werden hierbei in Abhängigkeit der aufgebrachten Last, bereichsweise konstant angenommen.

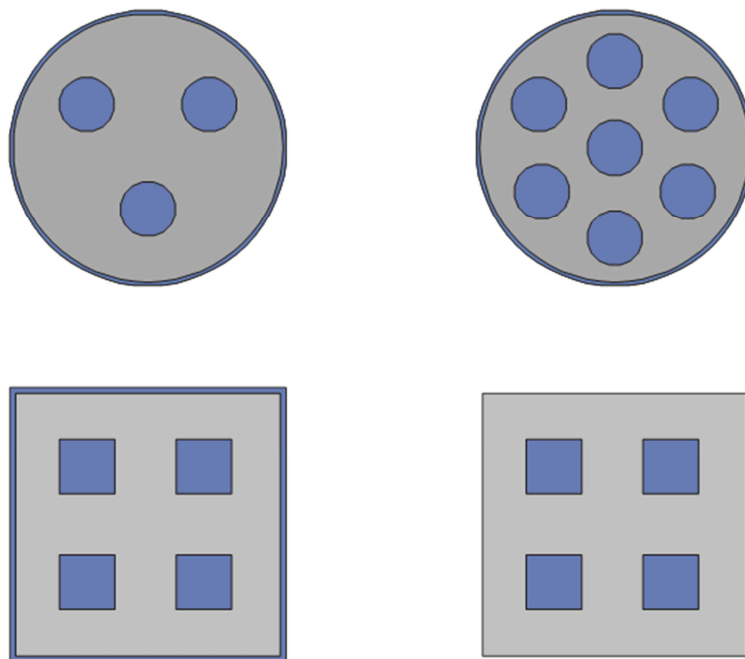
Darüber hinaus soll ein Verfahren entwickelt werden, mit dem für zuvor ermittelte Steifigkeitskennwerte von Verbundmitteln, deren Tragfähigkeit unter Berücksichtigung einer zulässigen Gesamtverformung ermittelt werden kann. Hierbei soll es grundsätzlich theoretisch auch möglich sein, Kombinationen von verschiedenen Verbundmitteln erfassen zu können. Die Umsetzung dieses sogenannten Komponentenmodells für die Lasteinleitungsbereiche von Stützen, soll die Steifigkeiten der verschiedenen Bauteilkomponenten als idealisierte Federn erfassen, so dass bei Vorgabe einer bestimmten zulässigen Gesamtverformung die Gesamttragfähigkeit des gewählten Aufbaus der Lasteinleitung angegeben werden kann.

### 3 Versuche zur Lasteinleitung bei ausbetonierten Vollkern-Verbundstützen

#### 3.1 Allgemeines

Im Rahmen des eingangs beschriebenen ZIM-Forschungsvorhabens [3] wurde am Lehrstuhl für Stahl- und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal in Zusammenarbeit mit der Spannverbund Bausysteme GmbH das Last-Verformungsverhalten verschiedener, normativ bisher nicht geregelter Verbundmittel untersucht. Das genannte Forschungsvorhaben zielte im Allgemeinen darauf ab, geeignete Verbundmittel für den Lasteinleitungsbereich sogenannter Mehrkernstützen zu entwickeln und eine Einschätzung des Tragverhaltens dieser Verbundmittel zu ermöglichen.

Bei Mehrkernstützen handelt es sich um ausbetonierte Hohlprofilverbundstützen mit mehreren massiven Einstellprofilen, die untereinander nicht schubfest miteinander verbunden sind. Diese Art der Ausführung birgt vor allem für die Bauindustrie in Schwellen- und Entwicklungsländern nicht zu unterschätzende Vorteile gegenüber einer herkömmlichen Ausführung einer Verbundstütze mit einem einzelnen massiven Einstellprofil. Abb. 20 zeigt einige typische Querschnitte von Mehrkernverbundstützen.



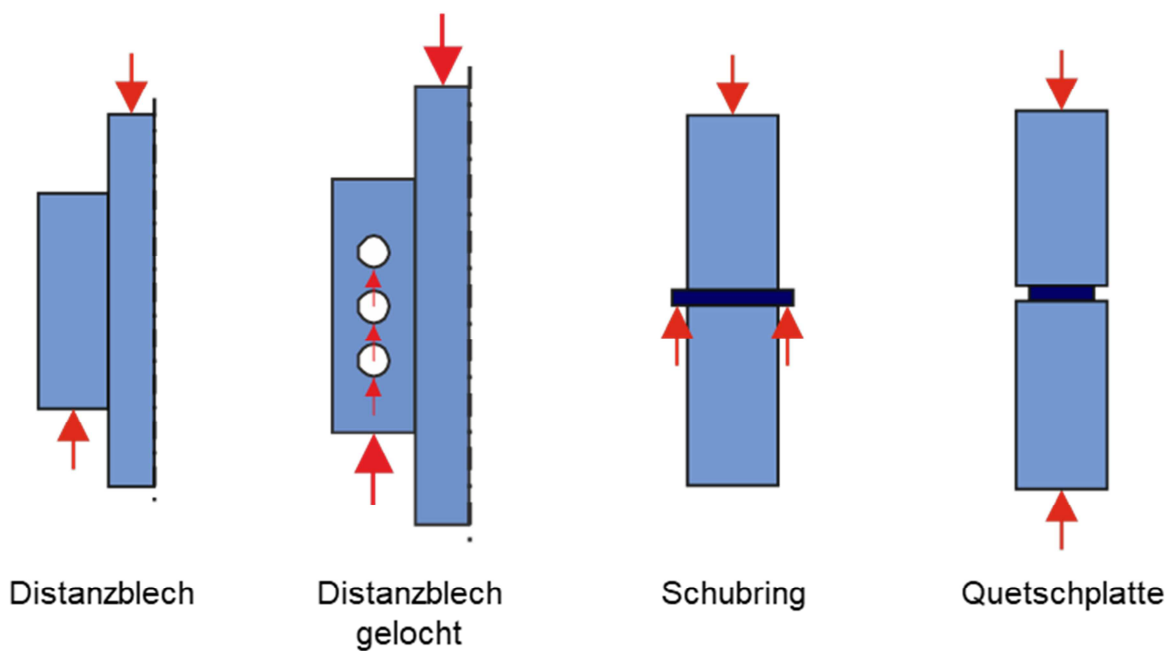
**Abb. 20:** Typische Querschnitte von Mehrkernstützen

Durch die Aufteilung in mehrere kleinere Profile wird der Einfluss der Eigenspannungen innerhalb der Kernprofile verringert und es ist eine Ausbildung mit filigraneren Einstellprofilen möglich, welche geringere Anforderungen an die vorhandene Baustellenausstattung stellt und somit eine einfachere Montage am vorgesehenen Einsatzort ermöglicht.

Allerdings stellt die Aufteilung der Einstellprofile in mehrere kleinere Stahlkerne auch Anforderungen hinsichtlich einer wirtschaftlichen Montage. Beim Einstellen der massiven Kernprofile muss eine exakte Anordnung ermöglicht und die Lagesicherheit der Profile während des Betoniervorgangs sichergestellt werden. Darüber hinaus müssen die Profile beim Einführen

in das Mantelrohr aneinander vorbeigeführt werden, weshalb ein Verhaken der Verbundmittel während des Einstellens zu vermeiden ist. Dieses Risiko besteht vor allem bei weit in den Beton einbindenden, diskreten Verbundmitteln, wie beispielsweise Kopfbolzendübeln.

In besonderem Maße eignen sich zum einen Distanzbleche für den vorgesehenen Einsatzbereich, da durch die auskragende Bauweise die Lagesicherung der Einstellprofile während der Betonage sichergestellt werden kann. Diese können zusätzlich mit Bohrungen versehen werden, wodurch sich zusätzliche Betondübel ausbilden, welche die aufnehmbaren Verbundspannungen erhöhen. Darüber hinaus eignen sich Schubringe, welche umlaufend an die Einstellprofile angeschweißt werden, aufgrund ihrer geringen, in den Beton einbindenden Tiefe, um mehrere Einstellprofile zu kombinieren, ohne dass es zum Verkanten zwischen den einzelnen Kernen kommt. Im Rahmen des ZIM-Forschungsprojektes wurden desweiteren Untersuchungen zu lastverteilenden Quetschplatten durchgeführt, welche bei Kernstößen zum Einsatz kommen und durch ihre im Vergleich zum Kernprofil erhöhte Verformungskapazität zur Lastumlagerung beitragen. Insgesamt wurden die in Abb. 21 dargestellten, für die genannten Anforderungen geeigneten Verbundmittel untersucht.



**Abb. 21:** In [3] untersuchte Verbundmittel

### 3.2 Versuchsprogramm und Überlegungen zum Tragverhalten

Das Versuchsprogramm in [3] umfasste insgesamt elf Versuchsreihen mit jeweils drei Versuchskörpern für die abgebildeten Verbundmittel. Es wurden unterschiedliche Einbausituationen berücksichtigt, um die variierenden Kraftflüsse innerhalb eines Stützenkörpers zu simulieren, indem die Lasten in unterschiedliche Bauteile (Stahlkern, Beton, Mantelrohr) ein- und ausgeleitet wurden. Einen Überblick über die durchgeführten Versuche gibt Tab. 2.

**Tab. 2:** Übersicht über die erforderlichen Versuche zur Beschreibung der Komponenteneigenschaften

Komponente	Versuchs- serie	Beschreibung	Anzahl der Ver- suche
<b>K1: Quetschplatte</b>	<b>K1-I</b>	Anordnung zwischen zwei Kernen	3
<b>K2: Distanzblech am Rohr ange- schweißt</b>	<b>K2-I</b>	Mit Betondübel	3
	<b>K2-II</b>	Ohne Betondübel	3
<b>K3: Distanzblech am Kern ange- schweißt</b>	<b>K3-I</b>	Mit Betondübel	3
	<b>K3-II</b>	Ohne Betondübel	3
<b>K4: Distanzblech an Rohr und Kern angeschweißt</b>	<b>K4-I</b>	Lasteinleitung in den Kern	3
	<b>K4-II</b>	Lasteinleitung in das Rohr	3
	<b>K4-III</b>	Lastübertragung Stahl-Stahl	3
<b>K5: Schubring</b>	<b>K5-I</b>	Schubringgeometrie I	3
	<b>K5-II</b>	Schubringgeometrie II	3
	<b>K5-III</b>	Schubringgeometrie I, drei Kerne	3

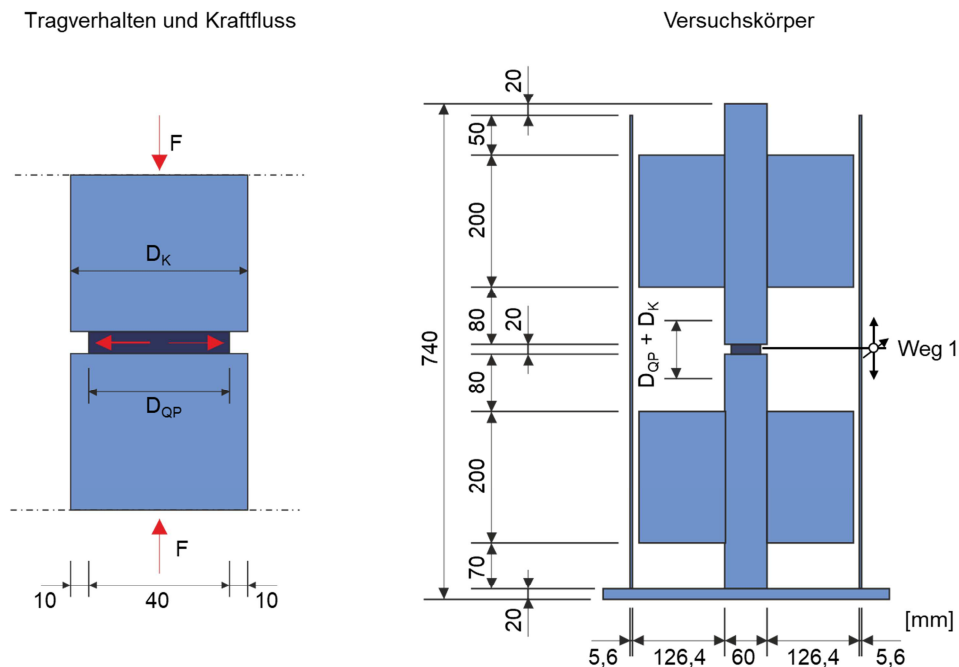
Um eine effektive Lasteinleitung und -umlagerung im Querschnitt zu erreichen, ist es unabdingbar, die Anforderungen an die Verbundmittel genau zu formulieren und mit Hilfe von geeigneten Modellen den Lastabtrag der geplanten Verbundmittel zu prüfen.

Nachfolgend werden die Überlegungen zum Tragverhalten und zur Modellbildung der einzelnen in [3] untersuchten Komponenten erläutert sowie die verwendeten Versuchskörper für das gesamte Versuchsprogramm vorgestellt.

**Komponente K1:** Wie bereits erwähnt, werden Quetschplatten im Bereich von Kernstößen verwendet, um eine gleichmäßige Lastumlagerung durch die im Vergleich zum Kernprofil erhöhte Verformungskapazität zu erreichen. Mit der Komponente K1 wurden die Nachgiebigkeit der Quetschplatte und die daraus resultierende Kraftumlagerung auf den Betonquerschnitt erfasst. Die Quetschplatte wurde so ausgebildet, dass sich in der Quetschplatte und im angrenzenden Kern große plastische Verformungen einstellen konnten. Die Quetschplatte wurde in Baustahl S235 ausgeführt. Als gebräuchliche Dicke wurde nach Angaben des Forschungspartners Spannverbund Bausysteme GmbH der Wert  $t = 20$  mm gewählt. Das Verhältnis von Quetschplattendurchmesser zu Kerndurchmesser sollte einen Wert von 0,4 nicht unterschreiten. Für die Lasteinleitungsversuche wurden Quetschplatten



mit einem Durchmesser von  $D_{QP} = 40$  mm gewählt. Bei einem zu verwendenden Kerndurchmesser von  $D_K = 60$  mm ergibt sich ein Verhältnis von Quetschplattendurchmesser zu Kerndurchmesser von 0,67. Lastabtrag sowie der eingesetzte Versuchskörper sind in Abb. 22 dargestellt.



**Abb. 22:** Darstellung von Lastabtrag und Versuchskörper von Komponente K1 nach [3]

Die Quetschplatte wurde zwischen zwei Kernprofilen angeordnet. An die Kernprofile wurden zur Lagesicherung zusätzlich Distanzbleche angeschweißt und der gesamte Versuchsaufbau in ein Mantelrohr gesetzt, wodurch eine möglichst realitätsnahe Versuchsdurchführung gewährleistet wurde. Die Verformungen aus der Lastdurchleitung in die Quetschplatte konzentrieren sich ungefähr über einen Bereich der Länge  $D_K + D_{QP}$ . Über diesen Bereich wurde die Verschiebung umlaufend an den Drittelpunkten des Kernprofils gemessen.

**Komponente K2:** Mit der Komponente K2 nach Abb. 23 wird die Längsschubkraftübertragung zwischen Mantelrohr und Beton mittels eines Distanz- beziehungsweise eines gelochten Distanzbleches beschrieben. Das Verformungsverhalten setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Neben der Schubverformung des gelochten Bleches ist mit weiteren Verschiebungsanteilen aus den Betonpressungen im Bereich des Loches (Betondübel) sowie infolge des Spitzendruckes  $p_1$  oberhalb des Bleches zu rechnen. Ein geringer Anteil der eingeleiteten Kraft wird ebenfalls über Reibung zwischen Beton und Mantelrohr übertragen. Um diesen Anteil möglichst gering zu halten, wurden die Versuchskörper vor der Versuchsdurchführung mit Schalöl eingefettet. Die Kontaktpressungen zwischen Rohr und Beton erzeugen zusätzliche Reibungskräfte, die die Längsschubtragfähigkeit des Anschlusses vergrößern.

Das sich aus der exzentrischen Lasteinleitung der Resultierenden der Pressungen  $p_1$  und  $D_v$  ergebende Moment muss über das Kräftepaar  $D_H$  und  $S_H$  bzw.  $p_2$  und  $p_3$  nach Abb. 23 aufgenommen werden. Die radialen Betondruckspannungen  $\sigma_{c,r}$  erzeugen dabei im Rohr Ringzugspannungen  $\sigma_{R,t}$ . Durch die radialen Betondruckspannungen kommt es außerdem zu Schubbeanspruchungen  $\tau_{R,v}$  aus Reibung zwischen Beton und Mantelrohr.

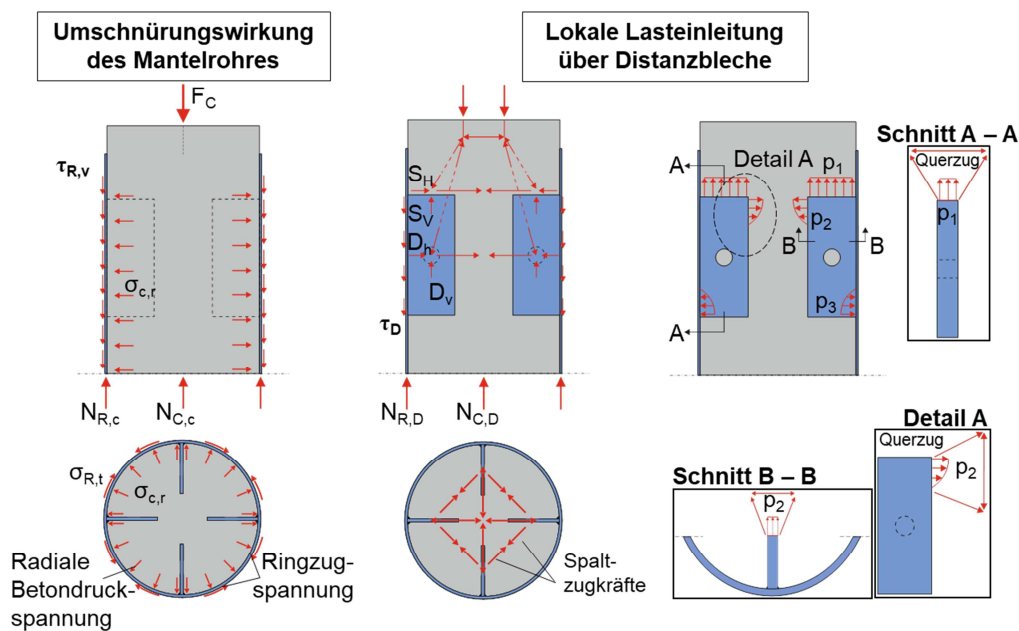


Abb. 23: Lastabtrag bei der Komponente K2 [3]

Die resultierenden Schubbeanspruchungen im Rohr werden durch die lokal im Bereich der Distanzbleche eingeleiteten Schubbeanspruchungen  $\tau_D$  weiter erhöht. Die Horizontalkräfte  $S_H$  bzw.  $D_H$  werden je nach Steifigkeitsverteilung über den Beton gekoppelt oder ins Rohr ausgeleitet und erzeugen dort lokale Biegung. Darüber hinaus werden hierdurch diagonal wirkende Spaltzugkräfte zwischen den Distanzblechen erzeugt. Die Schneidenwirkung  $p_1$  sowie die lokale Pressung in den Beton  $p_2$  führen zu Querszugbeanspruchungen im Beton.

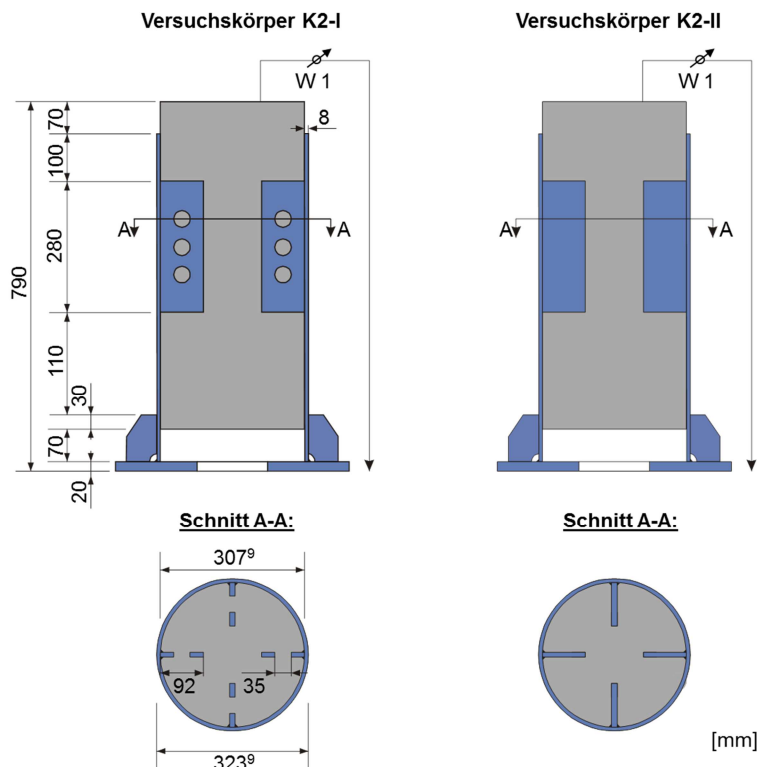
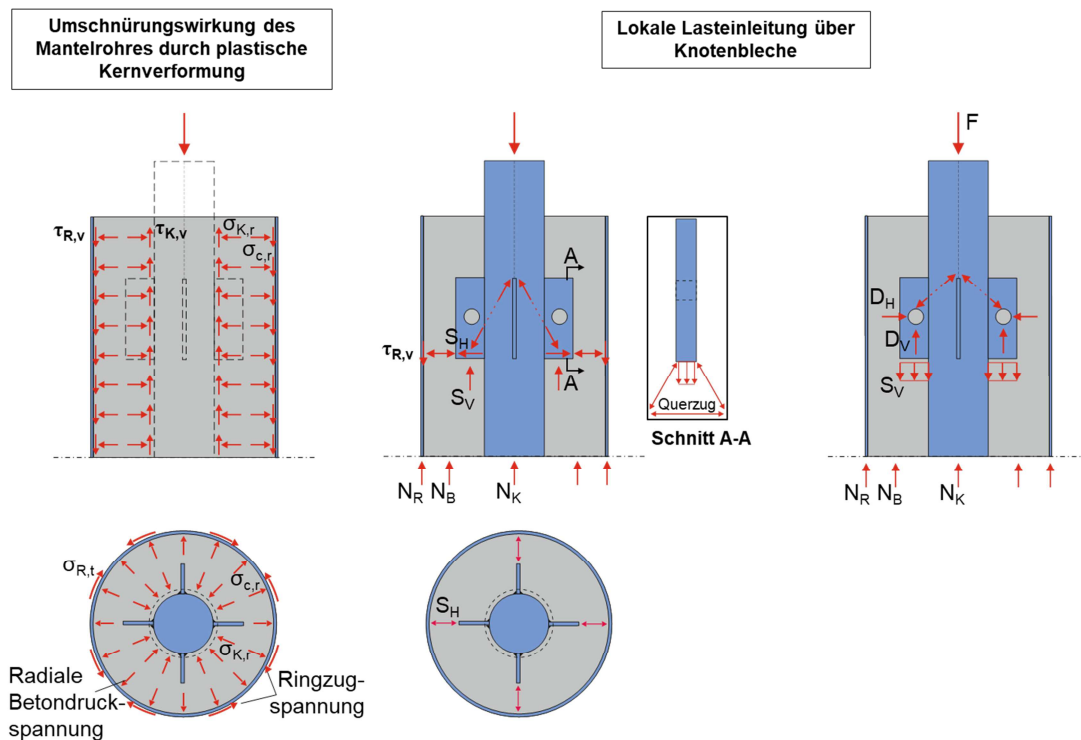


Abb. 24: Versuchskörper der Versuchsreihe K2 nach [3]

Zur vollständigen Beschreibung des Last- Verformungsverhaltens wurden zwei Versuchsserien durchgeführt. In der Serie K2-I wurde das Lastverformungsverhalten des Betondübel und mit der Versuchsserie K2-II das Lastverformungsverhalten des Distanzblechs ohne Betondübel untersucht. Hierfür wurde die Versuchslast an der Oberseite des Versuchskörpers in den Beton eingeleitet und an der Versuchskörperunterseite über das Mantelrohr aus dem Versuchskörper ausgeleitet. Die beiden Versuchskörper zeigt Abb. 24.

**Komponente K3:** Die Komponente K3 (siehe Abb. 25) dient zur Übertragung von Längsschubkräften zwischen Kernprofil und Beton.



**Abb. 25:** Lastabtrag bei der Komponente K3 [3]

Das Tragverhalten ist mit dem der Komponente K2 vergleichbar, da sich die Längsschubtragfähigkeit aus dem Anteil des Betondübel und aus dem Anteil der Pressung unter der Schneide des Lochbleches zusammensetzt. Das Exzentrizitätsmoment wird bei Komponente K3 direkt in das Kernprofil eingeleitet und bei symmetrischer Anordnung der Lochbleche kurzgeschlossen. Um den Traganteil des Betondübel bestimmen zu können, wurden zur Beschreibung dieser Komponente zwei Versuchsreihen durchgeführt. Bei Komponente K3-I wurde wie schon bei Komponente K2 das Lastverformungsverhalten des Distanzbleches mit Betondübel untersucht.

Bei der Komponente K3-II wird lediglich das Distanzblech ohne Bohrungen betrachtet. Durch die Kernverformungen bei Lasteinleitung in den Kern sind infolge der Aufweitung des Kerns Kontaktpressungen  $\sigma_{K,r}$  zwischen Beton und Kern und infolgedessen auch Kontaktpressungen  $\sigma_{c,r}$  zwischen Mantelrohr und Beton, die die Reibungsanteile zwischen ebendiesen Bauteilen erhöhen, zu erwarten. Die lokale Betonpressung infolge des Spitzendrucks  $s_v$  führt, wie bei Komponente K2, zu Querkzugbeanspruchungen unterhalb des Distanzblechs. Infolge der Horizontalkomponente  $S_H$  werden horizontale Kraftanteile über den Beton in das Rohr ausgeleitet und führen zu erhöhten Kontaktpressungen zwischen Mantelrohr und Be-

ton. Wie in den bereits beschriebenen Komponenten kommt es auch in dieser Versuchsreihe mit dem Einsetzen der umschnürenden Wirkung des Mantelrohres zu Ringzugspannungen  $\sigma_{R,t}$  im Mantelrohr. Die Versuchskörper der Versuchsreihe K3 sind in Abb. 26 dargestellt.

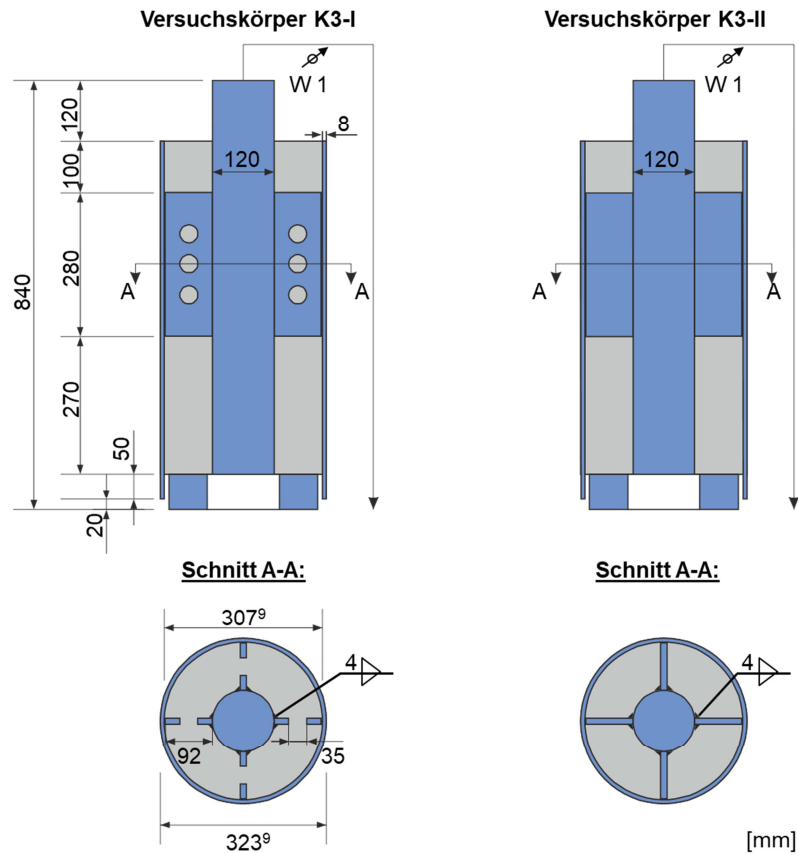


Abb. 26: Versuchskörper der Versuchsreihe K3 nach [3]

**Komponente K4.** Diese Komponente dient zur gleichzeitigen Übertragung von Längsschubkräften aus dem Mantelrohr in den Beton und in den Stahlkern bzw. zur Ausleitung von Kräften aus dem Kern in den Beton und in das Rohr.

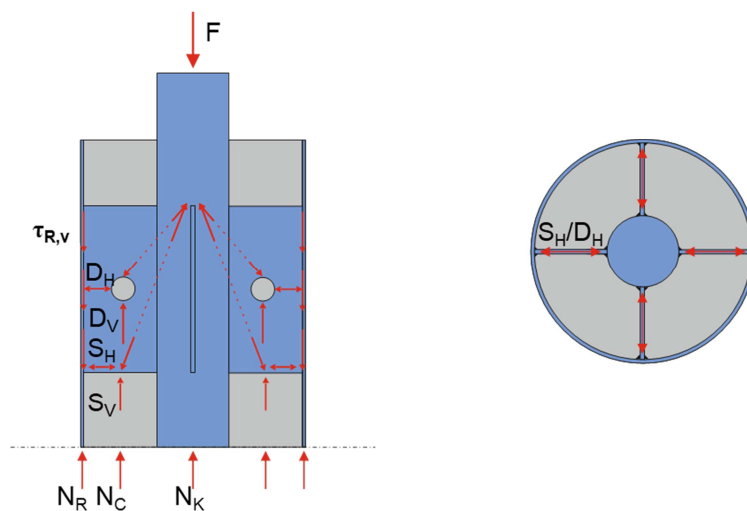
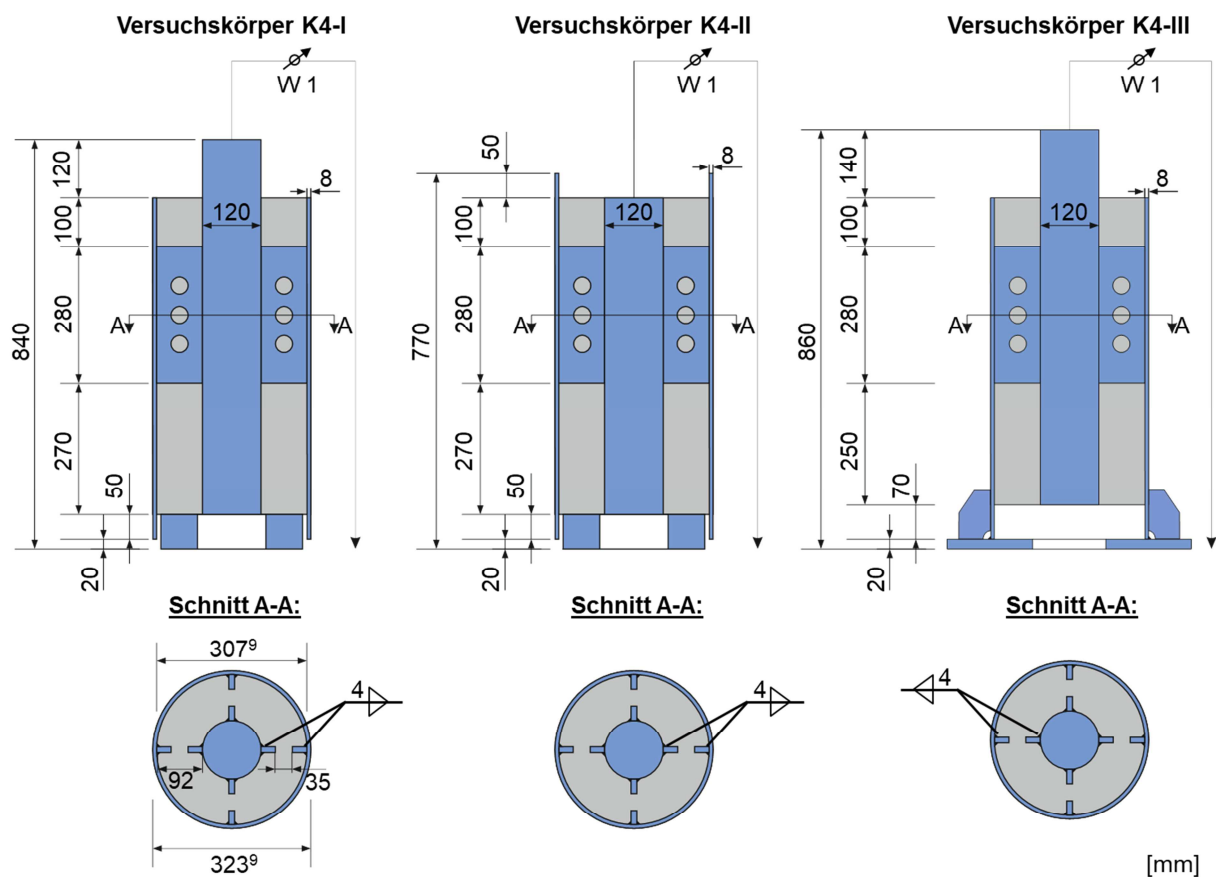


Abb. 27: Lastabtrag bei der Komponente K4 [3]

Wie aus Abb. 27 ersichtlich ist, werden bei Lasteinleitung vom Mantelrohr in den Beton- und Kernquerschnitt beziehungsweise vom Kernprofil in Beton und Mantelrohr die Lasten in den Betonquerschnitt über den Betondübel und die Spitzenpressung unterhalb des Lochbleches übertragen. Die Lastübertragung zwischen Rohr- und Kernprofil stellt eine reine stahlbaumäßige Lastübertragung dar. Die Schweißnaht zwischen Kern und Lochblech wird bei dieser Verbindung durch Schubkräfte  $\tau_d$  parallel zur Schweißnaht sowie durch Normalspannungen senkrecht zur Schweißnaht beansprucht, die aus den Horizontalkräften  $D_H$  beziehungsweise  $S_H$  resultieren. In Abb. 27 ist exemplarisch der Lastabtrag für eine Krafteinleitung in den Kern dargestellt. Bei dieser Komponente wurden die drei in Abb. 28 dargestellten Versuchsreihen durchgeführt.

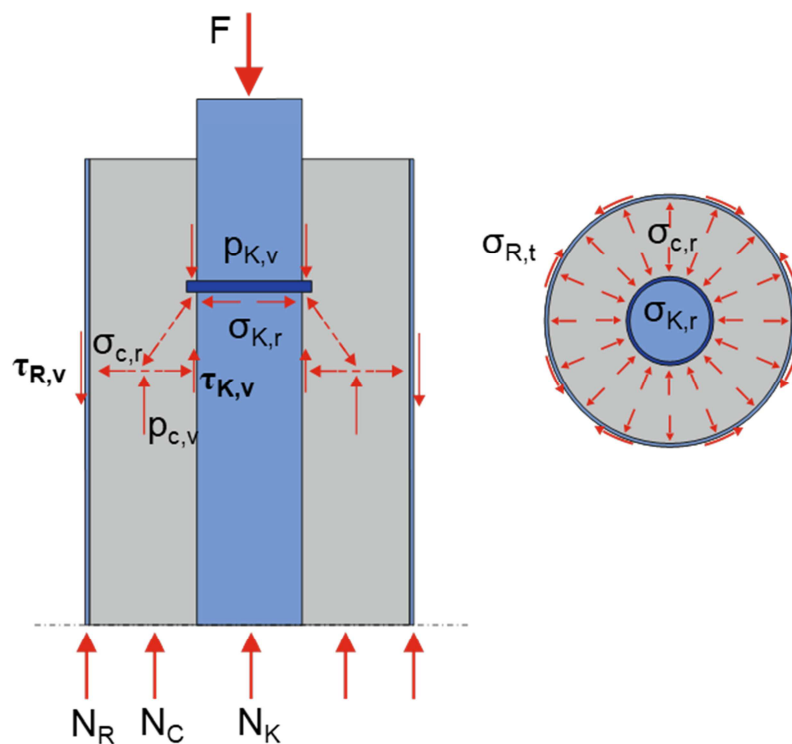


**Abb. 28:** Versuchskörper der Versuchsreihe K4 nach [3]

Der Versuchstyp K4-I dient zur Erfassung des Verformungsverhaltens bei einer Übertragung der Kräfte vom Kernquerschnitt in den Beton. Der Versuchstyp K4-II erfasst die Kraftübertragung vom Rohr in den Beton und der Versuchstyp K4-III die Kraftübertragung vom Kern in das Rohr bzw. vom Rohr in den Kern.

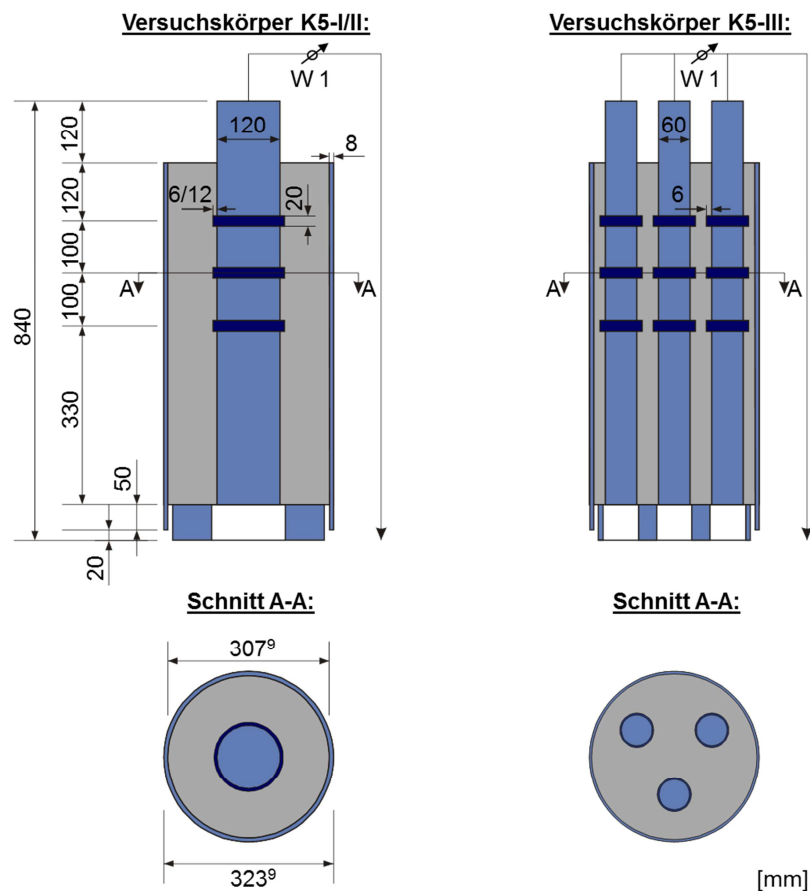
**Komponente K5:** Bei der Komponente K5 handelt es sich um eine Schubringverdübelung an einem runden Kernprofil gemäß Abb. 29.

Die Tragwirkung und die Übertragung der Längsschubkräfte sind mit der Schubübertragung bei Betonrippenstählen vergleichbar. Die Längsschubkräfte zwischen Kernprofil und Beton werden über schräge Druckstreben in die aufgeschweißten Ringe eingeleitet. Bei runden Kernprofilen schließen sich die Horizontalkomponenten der schrägen Druckstreben  $\sigma_{c,r}$  an dem Ring im Kernprofil kurz. Im Beton erzeugen die Horizontalkomponenten bei Stützen ohne Rohr Ringzugkräfte, die durch eine Wendelbewehrung aufgenommen werden. Bei Kernprofilen in ausbetonierten Rohren stützen sich die Horizontalkomponenten gegen das Rohr ab und erzeugen im Rohr Ringzugkräfte beziehungsweise Ringzugspannungen  $\sigma_{R,t}$ . Gleichzeitig werden durch den Anpressdruck zusätzliche Reibungsbeanspruchungen  $\tau_{R,v}$  zwischen Rohr und Beton aktiviert, die die Längsschubtragfähigkeit der Verbindung erhöhen. Ebenso kommt es am Kern durch den erhöhten Anpressdruck durch die Querdehnung des Kerns und die Radialbeanspruchung des Betons zu einem vertikalen Lastabtrag durch Reibeffekte  $\tau_{K,v}$  (siehe Abb. 29).



**Abb. 29:** Verdübelung mit Schubringen bei runden Kernprofilen - Komponente K5 [3]

Auch für die Komponente K5 wurden insgesamt drei Versuchsreihen durchgeführt. Die Versuchskörper der Versuchsreihen K5-I und K5-II unterschieden sich lediglich durch die Dicke der aufgeschweißten Schubringe (K5-I = 6 mm; K5-II = 12 mm). Bei Versuchsreihe K5-III kam in Bezug auf den Einsatz bei Mehrkern-Verbundstützen ein Versuchskörper mit insgesamt drei Vollkern-Einstellprofilen zum Einsatz. Abb. 30 zeigt die Versuchskörper der Versuchsreihe K5.



**Abb. 30:** Versuchskörper der Versuchsreihe K5 nach [3]

Zur Ermittlung der Federkennlinien sowie zur Ermittlung der charakteristischen Werte der Tragfähigkeit der Einzelkomponenten auf der Grundlage des Anhangs E von DIN EN 1990 [3] wurden wie bereits erwähnt, drei Versuche je Versuchsreihe durchgeführt.

Da in dieser Arbeit die grundlegenden Überlegungen und Bemessungsgrundlagen für die umlaufend um den Kern angeschweißten Schubringe der Komponente K5 näher untersucht werden, erfolgt eine ausführliche Beschreibung der Versuche sowie eine Auswertung und Darstellung der Ergebnisse lediglich für die Teilversuche der Versuchsreihen K5-I sowie K5-II. Im weiteren Verlauf dieses Kapitels werden die Versuchsdurchführung sowie die Versuchsergebnisse hinsichtlich des Last-Verformungsverhaltens näher beschrieben. Die Erkenntnisse aus den durchgeführten Versuchen der Versuchsreihen K5-I und K5-II bilden im Anschluss die Grundlage für die mit Hilfe der FE-Analyse durchgeführte Parameterstudie sowie für die vorgeschlagene Näherungslösung.

### **3.3 Materialkennwerte**

#### **3.3.1 Allgemeines**

Für die Nachrechnung der Versuchsergebnisse wurden die Materialkennwerte der verschiedenen Bauteile experimentell bestimmt. Für die Überprüfung der Festbetoneigenschaften wurden Zylinder- und Würfelproben nach [27] hergestellt und anhand dieser Proben die Festigkeitsentwicklung des verwendeten Betons überprüft und dokumentiert. Die Prüfkörper wurden nach [27] im Wasser gelagert. Darüber hinaus wurden nach 28 Tagen an drei Probezylindern, die in Folie gelagert wurden, die Festigkeiten bestimmt. Die Folienlagerung stellte eine Simulation der Umgebungsbedingungen im Inneren der Stützenkörper dar. Hierdurch sollten mögliche Abweichungen zwischen dem Beton in den Stützenkörpern und den wassergelagerten Prüfzylindern und -würfeln berücksichtigt werden.

Für die Bestimmung der Materialkennwerte der Stahlbauteile wurden Zugproben nach [6] hergestellt und geprüft. Bei den Kernprofilen wurden jeweils Proben aus dem Rand- und Innenbereich der jeweiligen Kerne entnommen, um die Streckgrenzenverteilung über den Kernquerschnitt beurteilen zu können.

In dem nachfolgenden Kapitel werden die ermittelten Materialkennwerte der einzelnen Versuchsserien angegeben. Es werden jeweils die sich aus den Einzelprüfungen ergebenden Mittelwerte zusammengestellt.

#### **3.3.2 Materialkennwerte des Betons**

Nachfolgend sind die Festbetoneigenschaften der Versuchsreihen zusammengestellt. An den Prüfkörpern wurden Festigkeits- und E-Modulprüfungen nach [27] durchgeführt. Die Festbetoneigenschaften wurden an Probekörpern aus unterschiedlichen Lagerungsbedingungen ermittelt. In [27] ist die Wasserlagerung normativ geregelt, welche nach dem Ausschalen der Probekörper nach einem Tag die Lagerung in einem Wasserbad vorsieht. Um die Randbedingungen in den Versuchskörpern zu simulieren, werden weitere Probekörper nach dem Ausschalen unter Luftabschluss in Folie eingewickelt bis zum Prüfzeitpunkt gelagert. Diese Randbedingungen entsprechen etwa den Verhältnissen bei ausbetonierten Stützen. Bei der Luftlagerung sind die Proben hingegen unter Raumtemperaturbedingungen neben den Versuchskörpern an der Luft zu lagern. Die Betonprüfungen werden an Probewürfeln mit einer durchschnittlichen Kantenlänge von 150 mm und an Probezylindern mit einem durchschnittlichen Durchmesser von 150 mm sowie einer Höhe von 300 mm durchgeführt.

Die Rezeptur des für die verschiedenen Versuchsreihen verwendeten normalfesten Betons der Festigkeitsklasse C25/30 ist in Tab. 3 angegeben.



**Tab. 3:** Rezeptur des Betons für die Versuchsreihen (Mengen pro m<sup>3</sup>)

<b>Betonrezeptur</b>		
<b>Festigkeitsklasse</b>	[m <sup>3</sup> ]	C 25/30
<b>Konsistenzklasse</b>	[-]	F3
<b>Festigkeitsentwicklung</b>	[-]	mittel
<b>Zementart</b>	[-]	CEM I 32,5 R
<b>Bindemittel</b>	[kg]	310
<b>Wassergehalt (W) gesamt</b>	[kg]	190
w/z	[-]	0,61
<b>Zuschlag (trocken)</b>	[kg]	1804
<b>Korngruppen</b>		
Sand 0-2	[kg]	730
Splitt 2-8	[kg]	364
Splitt 8-16	[kg]	710
Kies 2-8	[kg]	-
<b>Zusatzstoff</b>		
Steinkohlenflugasche (SFA)	[kg]	60
<b>Zusatzmittel</b>		
Betonverflüssiger	[kg]	1,24

Die experimentell bestimmten Mittelwerte der Festbetoneigenschaften der einzelnen Versuchsreihen sind der nachstehenden Tabelle (Tab. 4) zu entnehmen. Die Festbetoneigenschaften der verwendeten Betone werden teilweise an Zylinderproben und teilweise an Würfelproben ermittelt. Die mit Hilfe der Würfelproben ermittelten Festigkeiten werden auf die Zylinderfestigkeiten umgerechnet. Hierzu werden die Verhältniswerte aus der Zylinder- und Würfeldruckfestigkeit der Druckfestigkeitsklassen für Normal- und Schwerbeton nach DIN EN 206-1 gemittelt, wodurch sich der zugrunde gelegte Umrechnungsfaktor von 0,81 ergibt.

In der genannten Tabelle sind die an Prüfzylindern ermittelten Festbetoneigenschaften mit „(Z)“ gekennzeichnet. Die an Würfeln ermittelten Werte sind mit „(W)“ gekennzeichnet. Da die Abweichungen der Betondruckfestigkeiten zwischen der Wasserlagerung nach [27] und der Versuchskörperlagerung in Folie nur ca. 3% betragen, wird kein zusätzlicher Umrechnungsfaktor zwischen den beiden Lagerungsarten berücksichtigt.

**Tab. 4:** Mittelwerte der Festbetoneigenschaften der Lasteinleitungsversuche (außer Versuchsreihe K5-III)

Alter [d]	Lagerungsart [-]	$f_{c,cyl,m} (Z)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,cyl,m} (W)$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{c,m}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
3	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	22,8	-	-
7	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	32,1	-	-
14	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	-	33,1	-
14	Versuchskörperlagerung - in Folie	-	31,0	-
21	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	-	32,8	-
28	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	39,7	36,2	36000
28	Luftlagerung	34,1	-	-
28	Versuchskörperlagerung - in Folie	38,5	-	-
50	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	-	48,6	-
76	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	48,4	-	-
120	Wasserlagerung nach DIN EN 12390-2	53,9	-	41400

Um eine mögliche Sedimentation der Gesteinskörnung vom Zementleim nach dem Verdichtungsvorgang auszuschließen, wurde eine Zylinderprobe aus dem Beton, wie in Abb. 31 dargestellt, längs aufgeschnitten.



**Abb. 31:** Längsschnitt einer Zylinderprobe des Betons [3]

Anhand des Schnittbildes sind keine größeren Hohlräume wie Lufteinschlüsse oder größere Lunker zu erkennen und es liegt eine gleichmäßige Verteilung der unterschiedlichen Gesteinskörnungen über den Längsschnitt vor. Eine Entmischung kann daher ausgeschlossen werden.

### 3.3.3 Materialkennwerte des Baustahls

Die Stahlbauteile der verschiedenen Querschnittskomponenten stammten jeweils aus derselben Charge. Hierdurch werden Abweichungen der Materialkennwerte unter den Versuchskörpern einer Versuchsreihe verhindert. Es wird Baustahl der Festigkeitsklasse S355 verwendet.

Zur Bestimmung der Materialkennwerte werden statische Zugversuche an Längsproben nach [6] durchgeführt. Die verwendeten Kernprofile haben einen Durchmesser von 120 mm. Bei Stahlbauteilen mit Materialstärken von mehr als 40 mm kann zu Abweichungen der Streckgrenze zwischen Randbereich und Kernbereich kommen. Um die Streckgrenzenverteilung innerhalb der Kernprofile berücksichtigen zu können, werden die Längsproben für die Kernprofile nach ihrem Entnahmeort innerhalb des Profils unterschieden. Insgesamt werden sechs Längsproben aus dem Randbereich und drei Proben aus dem inneren Bereich eines Stahlkerns entnommen.

Anders als bei den Untersuchungen nach [28] ergeben sich für die gemittelten Materialkennwerte der Kernprofile keine nennenswerten Abweichungen zwischen Innen- und Randbereich des Profils. Für die numerische Nachrechnung kann folglich von den gemittelten Materialkennwerten ausgegangen werden.

Bei den Stahlrohren handelt es sich um kaltumgeformte geschweißte Rohre. An drei Rohrstreifenproben nach DIN EN ISO 6892-1 [6] werden die Materialeigenschaften im zentrischen Zugversuch ermittelt. Hierbei wird darauf geachtet, dass die aus einem Rohrabschnitt stammenden Längsproben nicht flach gedrückt und somit vorbelastet werden. Um Abweichungen aufgrund der Anbringung des Wegaufnehmers auf der konkaven beziehungsweise konvexen Rohrseite ausschließen zu können, werden die Ergebnisse zusätzlich mit Hilfe von Dehnungsmessstreifen überprüft.

In der nachfolgenden Tabelle (Tab. 5) sind die über die jeweilige Probenanzahl gemittelten Materialkennwerte der Versuchsreihen K5-I und K5-II aus der Baustahlprüfung nach [6] zusammengestellt.

**Tab. 5:** Mittelwerte der Materialkennwerte des Baustahls der Versuchsreihen K5-I und K5-II

Zugproben Lasteinleitungsversuche	Kernprofil Ø120 mm	Rohrprofil t = 8,0 mm
Obere Streckgrenze $R_{eH}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	307,63	-
untere Streckgrenze $R_{eL}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	295,59	-
0,2-Dehngrenze $R_{p0,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	356,0
Zugfestigkeit $R_m$ [N/mm <sup>2</sup> ]	499,88	417,73
Elastizitätsmodul $E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	195314	211957
Streckgrenzenverhältnis $R_m/R_{eH}$	1,63	1,18
Bruchdehnung $A$ [%]	32,1	24,35
Brucheinschnürung $Z$ [%]	45,7	53,62

### 3.4 Versuchsdurchführung

Auch wenn in Eurocode 4 [16] keine expliziten Hinweise für den Lasteinleitungsbereich von Verbundstützen gegeben werden bilden die Angaben in Anhang B des Eurocode 4, die Grundlage für die Versuchsdurchführung.

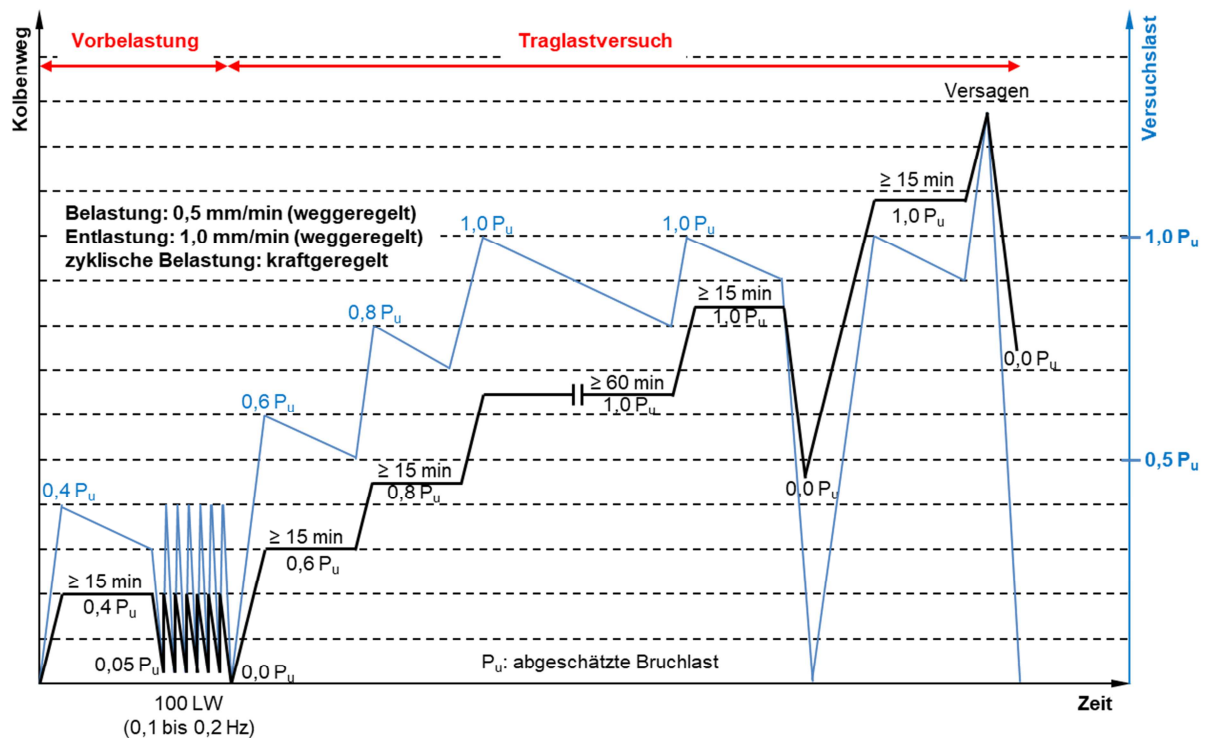


Abb. 32 Belastungsschema der Lasteinleitungsversuche

Die gewählte Versuchsdurchführung orientierte sich im Wesentlichen an den allgemeinen Angaben zur Prüfung von Verbundmitteln und ist in Abb. 32 in Form eines Kolbenweg-Zeit-Diagramms prinzipiell dargestellt. Die prozentualen Angaben beziehen sich hierbei auf die zu erwartende Tragfähigkeit des jeweiligen Versuchskörpers nach [3]. Hierbei wurden die plastische Kerntragfähigkeit, die Betontragfähigkeit im Lastausleitungsbereich, direkt über der Fußplatte sowie die über die Teilflächenpressung übertragbare Betontragfähigkeit direkt unter den Schubringen zugrunde gelegt.

Die einzelnen Lastniveaus wurden auf Grundlage der Ergebnisse aus den Materialprüfungen nach 2.1.1 ermittelt.

Zusätzlich zu den in Abb. 32 angegebenen Haltephasen wurde jeweils bei einem Versuchskörper jeder Versuchsserie mit Erreichen der rechnerischen Bruchlast eine Haltephase von mindestens 12 Stunden auf einem Lastniveau von 100% durchgeführt und so der Lastabfall über einen längeren Zeitraum erfasst.

Die Steuerung erfolgte in allen Versuchsphasen weggeregelt. Lediglich in den zyklischen Belastungsphasen (100 Lastwechsel) wurde automatisch kraftgeregelt gefahren. Die Kolbengeschwindigkeit in den Belastungsphasen wurde mit 0,5 mm/min festgelegt. Die Entlastung erfolgte mit 1 mm/min.

Jeder Versuch gliederte sich in zwei Versuchsteile. Während der „Vorbelastung“ wurden unerwünschte Setzungen unter Gebrauchslast aktiviert. Im Anschluss wurde der „Traglastversuch“ durchgeführt, bei dem eine stufenweise Laststeigerung bis zum Versagen des Versuchskörpers erfolgte.

### **3.5 Versuchseinrichtung**

Die Belastung der Prüfkörper erfolgte in einer statischen 10.000 kN Druck-Prüfmaschine der Firma Mohr, Federhaff und Losenhausen (MFL), Mannheim, die der Klasse 1 gemäß DIN 51220 entspricht. Die Prüfmaschine wurde mittels der Regelelektronik INSTRON 8800 gesteuert. Die Verschiebungen wurden mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet.

### **3.6 Lasteinleitungsversuche zu aufgeschweißten Schubringen**

Im folgenden Kapitel werden die durchgeführten Versuche zur Lasteinleitung bei umlaufend an den Kern angeschweißten Schubringen beschrieben und der Versuchsablauf sowie die Versuchsergebnisse dargestellt und zusammengefasst. Die Unterkapitel gliedern sich zunächst in eine allgemeine Beschreibung der Versuchskörper, eine Darstellung der Abmessungen und eine Beschreibung der verwendeten Messtechnik. Darüber hinaus werden Besonderheiten bei der Versuchsdurchführung beschrieben. Zum Abschluss der Unterkapitel werden die Lastverformungskurven und andere Versuchsergebnisse der Komponenten dargestellt und beschrieben.

Das gesamte in 3.2 beschriebene Versuchsprogramm wurde von Januar bis Mai 2014 am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal durchgeführt. Aus den gemessenen Last-Verformungskurven wurden idealisierte, bereichsweise lineare Lastverformungskurven abgeleitet, die zur direkten Berechnung der Steifigkeiten der Einzelkomponenten verwendet werden können. Für die einzelnen Bereiche werden die sich ergebenden Steifigkeiten bestimmt und in den jeweiligen Abbildungen dargestellt. Darüber hinaus sind die rechnerischen Tragfähigkeiten nach Kapitel 3.4, die das zu erwartende Versagen der Verbundfuge darstellen, die Betonfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung sowie die über die drei Versuche gemittelte maximal aufgebrachte Versuchslast angegeben.

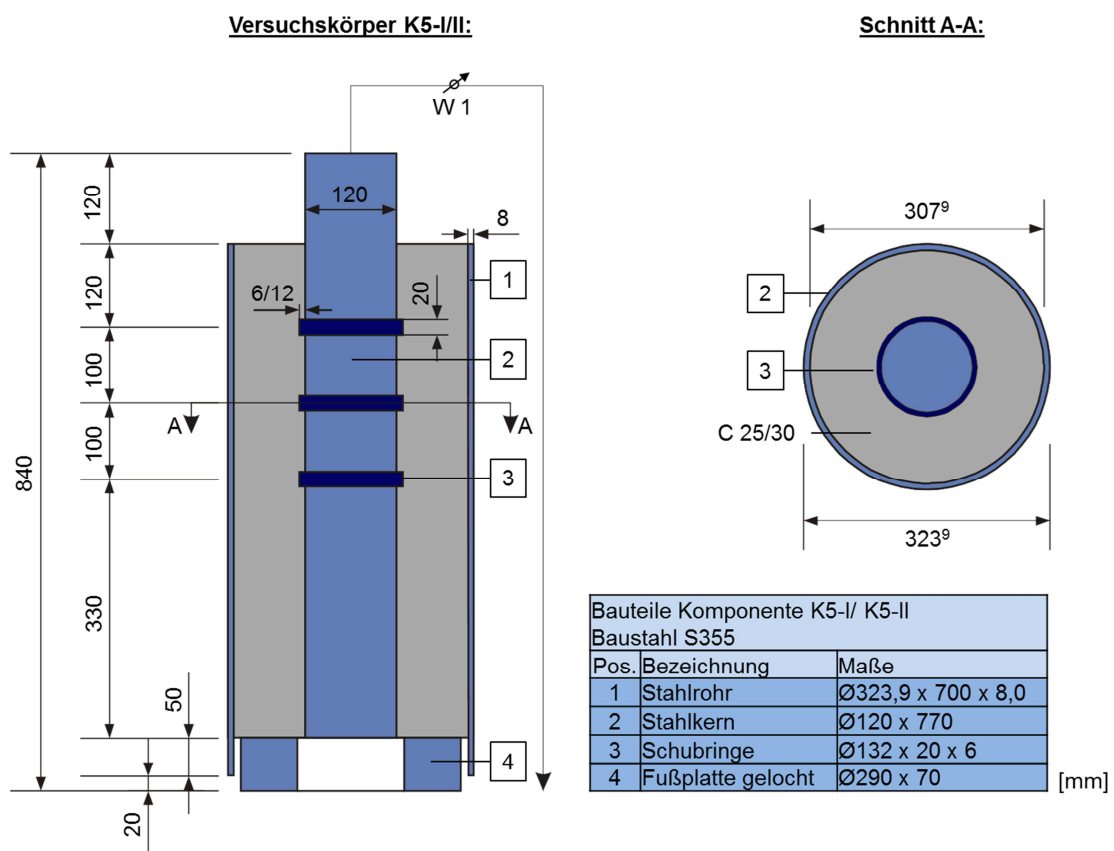
#### **3.6.1 Versuche zur Bestimmung der Eigenschaften der Komponente K5: Schubringe**

Mit Hilfe der beschriebenen Komponente K5 wird eine Kraftübertragung vom Kernprofil auf den Beton realisiert. Die Kraft wird hauptsächlich über den Spitzendruck unter den Schubringen vom Kern in den Beton eingeleitet. Darüber hinaus erfolgt eine Kraftübertragung über lokale Reibungseffekte. Im Beton bildet sich daraufhin, wie bereits in 3.2 beschrieben, eine geneigte Druckstrebe aus. Die resultierende Horizontalkomponente stützt sich an Kern und Mantelrohrprofil ab und führt, resultierend aus dem steigenden Anpressdruck zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit in der Verbundfuge zwischen Beton und den Stahlbauteilen. Die Höhe der aktivierbaren Reibungsanteile hängt von der Oberflächenbeschaffenheit des Stahls und der Größe des Anpressdrucks ab. Zusätzlich wird durch die Beanspruchung des Mantel-

rohres senkrecht zur Längsachse durch die Entstehung von Ringzugspannungen im Rohr die Umschnürungswirkung des Rohres aktiviert und somit ein mehraxialer Spannungszustand erzeugt, der zu lokalen Betontragfähigkeiten führt, die deutlich über der einaxialen Druckfestigkeit des Betons liegen.

Die Schubleisten bestanden aus umlaufend um die Kernprofile angeschweißten Stahlringen. Zur Ermittlung der Komponenteneigenschaften wurden für zwei verschiedene Schubringdicken jeweils drei Versuche durchgeführt. Um eine gleichmäßige Lasteinleitung in die Kernprofile zu realisieren, erfolgte die Lastaufbringung mit Hilfe einer Lasteinleitungsplatte aus Stahl, die zwischen Kernoberkante und Prüfstempel der Hydraulikprüfmaschine montiert wurde.

Der Versuchsaufbau und die Messeinrichtung sind in Abb. 33 detailliert dargestellt.



**Abb. 33:** Versuchskörpertyp K5-I und K5-II nach [3]

Bei den Versuchen wurden mit Hilfe des Wegaufnehmers W1 die für die Steifigkeitsermittlung maßgebende Gesamtverformung zwischen Kern und Umgebung gemessen.

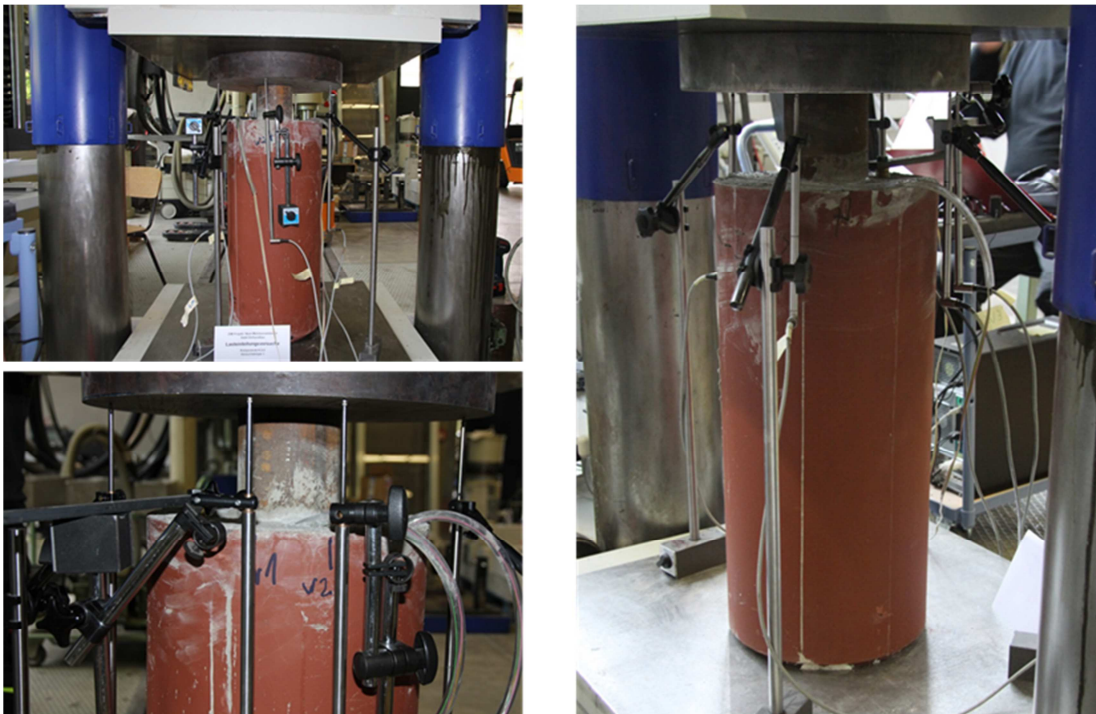
Die Dicke der Schubringe betrug in Versuch K5-I 6,0 mm. In Versuch K5-II wiesen die Schubringe eine Dicke von 12,0 mm auf. Die Lasteinleitung erfolgte über das Kernprofil und die Lastausleitung mit Hilfe einer gelochten Fußplatte über den Beton. Die Aussparung in der Fußplatte wurde so konzipiert, dass sich der Kern bei einer auftretenden Relativverschiebung zwischen Kernprofil und Beton in den Freiraum der Fußplatte schieben konnte.

Die Fußplattenkonstruktion inklusive der oben beschriebenen Aussparung zeigt Abb. 34.



**Abb. 34:** Fußplattendetail eines Versuchskörpers

Bilder eines in die Prüfvorrichtung eingebauten Versuchskörpers inklusive der installierten Messtechnik (Wegaufnehmer) sind in Abb. 35 dargestellt.



**Abb. 35:** Eingebauter Versuchskörper der Versuchsreihe K5 mit Messtechnik

### 3.6.2 Versuchsergebnisse der Versuchsreihe K5

Da die Vorbelastung nach 3.4 lediglich dazu diente, unerwünschte Setzungen aus Lufteinschlüssen oder anderen Fehlstellen im Beton zu aktivieren, werden in den weiteren Kapiteln dieser Arbeit nur die Lastverformungskurven des Traglastversuches betrachtet. Die vollständigen Lastverformungskurven der Traglastversuche von Versuchsreihe K5 inklusive der Einflüsse aus den Halte- und Entlastungsphasen sind in den folgenden Abbildungen (Abb. 36, Abb. 37) dargestellt.

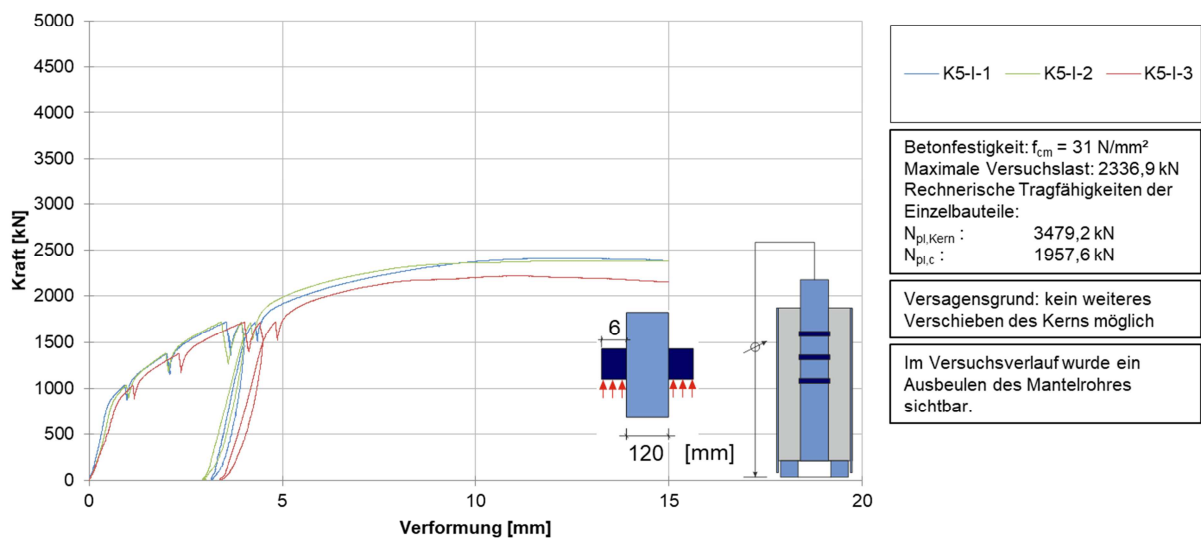


Abb. 36: Gesamtverformung der Versuchsreihe K5-I

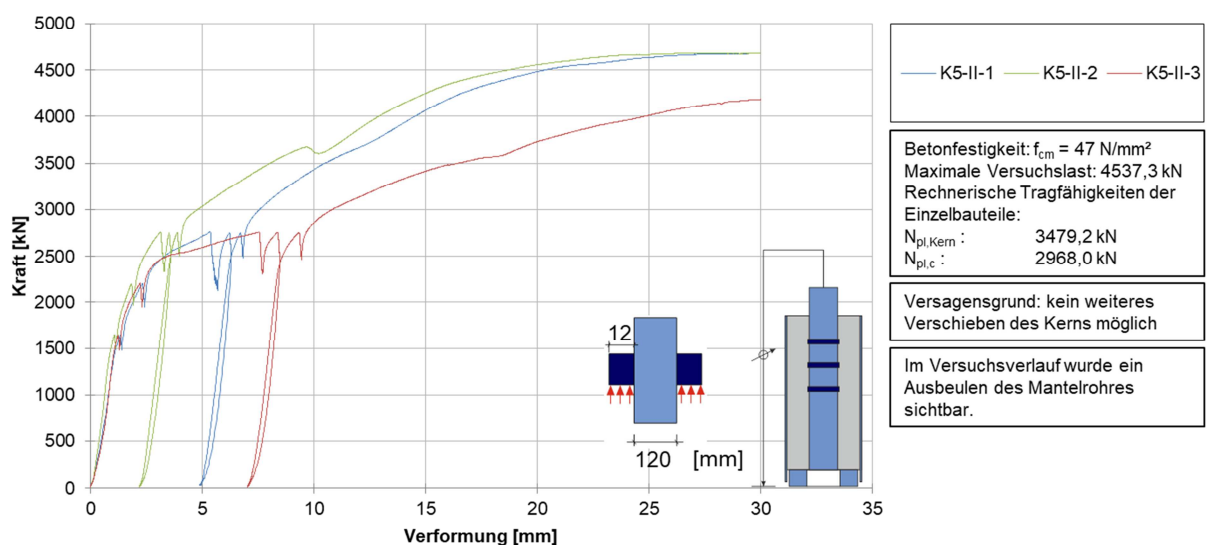


Abb. 37: Gesamtverformung der Versuchsreihe K5-II



Die gemessenen Anfangsverformungen nach der Vorbelastung sind Tab. 6 zu entnehmen.

**Tab. 6:** Anfangsverformungen nach Vorbelastung – Versuchsreihe K5

Versuchsreihe		Anfangsverformung nach Vorbelastung [mm]
K5-I	Versuchskörper 1	0,8778
	Versuchskörper 2	1,1773
	Versuchskörper 3	1,1559
K5-II	Versuchskörper 1	0,9974
	Versuchskörper 2	0,459
	Versuchskörper 3	0,7263

Betrachtet man die Versuchsreihen K5-I und K5-II, lässt sich in beiden Versuchsreihen ein qualitativ ähnliches Last-Verformungsverhalten erkennen. Bei beiden Versuchsreihen zeigt sich zunächst ein linearer Anstieg der Versuchslast. Bei Versuchsreihe K5-I ist eine erste Steifigkeitsänderung im Bereich zwischen 1000 kN und 1500 kN zu erkennen. Bei Versuchsreihe K5-II tritt eine erste Änderung der Steifigkeit bei circa 2000 kN bis 2500 kN auf. Dieser Punkt entspricht in Versuchsreihe K5-I einer Verschiebung von circa einem Millimeter, bei Versuchsreihe K5-II von circa zwei Millimetern. Die Änderung der Steifigkeit lässt darauf schließen, dass zu diesem Zeitpunkt ein erstes Versagen oder ein Übergang eines Bauteils in den plastischen Bereich stattfindet.

Bei beiden Versuchsreihen kann das Last-Verformungsverhalten aufgrund der aufgebrachten Verschiebungen gemäß [16] als duktil angesehen werden. Bei den Schubringen mit einer Materialstärke von sechs Millimetern (K5-I) ist ab einer Verschiebung von zehn Millimetern keine signifikante Laststeigerung mehr möglich, dennoch bleibt die Versuchslast bis zu einer Gesamtverschiebung von ungefähr 15 mm nahezu konstant. Gemäß [16] sind Verbundmittel als duktil einzustufen, wenn hinsichtlich des Verformungsvermögens  $\delta_u > 6,0$  mm gilt. Diese Anforderung ist somit im vorliegenden Fall erfüllt. Die Versuchskurven der Einzelversuche verlaufen bei Versuchsreihe K5-I nahezu deckungsgleich. In der zweiten Versuchsreihe (K5-II), bei der Schubringe mit einer Materialstärke von 12,0 mm zum Einsatz kamen, lässt sich bei einer Gesamtverschiebung von ungefähr 20,0 mm keine signifikante Lastzunahme mehr feststellen. Hier weicht allerdings Versuchsreihe K5-II-3 deutlich von den beiden anderen, durchgeführten Versuchen ab.

Eine Auswertung der Steifigkeiten und Tragfähigkeiten der beiden Versuchsreihen ist in Kapitel 3.6.3 zu finden.

Nach der Versuchsdurchführung ließ sich bei allen Versuchskörpern eine Aufweitung des Mantelrohres unterhalb des untersten Schubrings erkennen. Es muss demnach eine starke Stauchung und damit einhergehende Querdehnung des Betons unterhalb des untersten Schubrings stattgefunden haben. Diese Querdehnung hat so hohe Radialspannungen in das Rohr eingeleitet, dass keine weitere Steigerung der Umschnürungswirkung mehr möglich war und das Rohr sich schließlich seitlich ausgebeult hat. Ebenso konnte eine deutliche Relativverschiebung der Kernunterseite gegenüber dem gelagerten Beton festgestellt werden. Dies lässt darauf schließen, dass der Beton vor dem Schubring oberhalb seiner unter Be-

rücksichtigung eines mehraxialen Spannungszustandes erhöhten Druckfestigkeit beansprucht wurde. Abb. 38 zeigt den gegenüber der Betonunterseite relativ verschobenen Kern eines Prüfkörpers nach der Versuchsdurchführung. Die gemessenen Relativverschiebungen sind in Tab. 7 und Tab. 8 dokumentiert.



**Abb. 38:** Kernunterseite eines Versuchskörpers nach der Prüfung

Von jeder Versuchsserie wurde ein Prüfkörper aufgeschnitten, um mögliche Versagensstellen zu lokalisieren. Nach dem Aufschneiden der Versuchskörper zeigte sich, dass es, wie vermutet, zu einem Versagen des Betons vor dem RInG gekommen ist.



**Abb. 39:** Verschiebung im Beton bei Versuchsreihe K5

Die Verschiebungen der Schubringe gegenüber dem Beton gemäß Abb. 39 sind deutlich erkennbar. Sie betragen bei Versuchsreihe K5-I ca. 3,5 cm, bei Versuchsreihe K5-II ca. 5,5 cm. Die genannten Werte beziehen sich hierbei jeweils auf den aufgeschnittenen Versuchskörper der Versuchsreihe. Vergleicht man diese direkt an den Schubringen gemessenen Werte mit den an den Versuchskörpern gemessenen Relativverschiebungen zwischen Kern und Beton an der Unterseite der Versuchskörper, so zeigen sich lediglich geringe Abweichungen zwischen den genannten Werten. Dies lässt darauf schließen, dass die Vertikalverschiebung der Kernoberseite infolge einer plastischen Kernverformung quer zur Belastungs-

richtung vernachlässigbar ist und es nur zu geringen plastischen Verformungen des Kernprofils gekommen ist, obwohl die maximal erreichten Versuchslasten oberhalb der plastischen Kerntragfähigkeiten lagen (vgl. Abb. 36 und Abb. 37). Bestätigt wird dies bei einem Vergleich der Kerndurchmesser vor und nach der Versuchsdurchführung. Eine Aufweitung des Kernprofils oberhalb der Betonoberkante war bei Versuchsreihe K5-I nicht feststellbar. Bei Versuchsreihe K5-II lag diese bei unter 1 % (vgl. Tab. 7 und Tab. 8).

An den Schweißnähten auf der Unterseite der Schubringe ließen sich Deformationen aufgrund des Spitzendrucks während der Prüfung feststellen.

Insgesamt zeigte sich, dass über die dickeren Schubringe erwartungsgemäß eine höhere Last übertragen werden konnte, ohne dass es zu einem merklichen Steifigkeitsabfall kam. Hierbei sind allerdings die voneinander abweichenden Betondruckfestigkeiten zum Prüfzeitpunkt zu berücksichtigen. Auf diesen Punkt sowie die tatsächlich übertragenden Spannungen unterhalb der Schubringe wird in der Versuchsauswertung in 3.6.3 näher eingegangen.

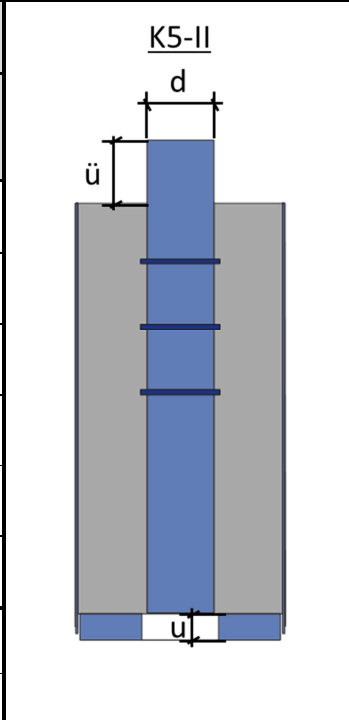
Die relevanten Maße der Versuchskörper vor und nach der Versuchsdurchführung sind in den nachstehenden Tabellen (Tab. 7, Tab. 8) zusammengestellt. Es wurden der Kerndurchmesser, der Kernüberstand über dem Beton sowie das Maß zwischen Fußplattenunterkante und der Unterkante des jeweiligen Kernprofils sowohl vor als auch nach Versuchsdurchführung gemessen.

Tab. 7: Maße und Versuchslasten der Versuchsreihe K5-I (rechnerische Tragfähigkeit  $N_{pl,VM} = 1724,2 \text{ kN}$ )

Versuchskörper Prüfdatum	K5-I-1 05.03.2014	K5-I-2 06.03.2014	K5-I-3 10.03.2014
Versagensgrund	Kern durchgedrückt	Kern durchgedrückt	Kern durchgedrückt
Kerndurchmesser d Ursprung [mm]	119,4	119,4	119,5
Kerndurchmesser d geprüft [mm]	119,5	119,5	119,5
Kernüberstand $\ddot{u}$ Ursprung [mm]	123,0	121,9	120,9
Kernüberstand $\ddot{u}$ geprüft [mm]	96,4	85,3	89,2
Maß unter Kern u Ursprung [mm]	69,4	68,7	69,7
Maß unter Kern u geprüft [mm]	42,0	26,5	37,0
$F_{max}$ [kN]	2409,9	2382,9	2217,9
$F_{max}/N_{pl,VM}$	1,40	1,38	1,29

Tab. 8: Maße und Versuchslasten der Versuchsreihe K5-II (rechnerische Tragfähigkeit  $N_{pl,VM} = 2766,0 \text{ kN}$ )

Versuchskörper Prüfdatum	K5-II-1 05.05.2014	K5-II-2 07.05.2014	K5-II-3 08.05.2014
Versagensgrund	Kern durchgedrückt	Kern durchgedrückt	Kern durchgedrückt
Kerndurchmesser d Ursprung [mm]	119,5	119,4	119,4
Kerndurchmesser d geprüft [mm]	120,3	120,4	120,2
Kernüberstand $\ddot{u}$ Ursprung [mm]	120,7	120,5	121,9
Kernüberstand $\ddot{u}$ geprüft [mm]	63,1	61,1	59,3
Maß unter Kern u Ursprung [mm]	67,7	69,0	69,0
Maß unter Kern u geprüft [mm]	11,4	9,9	8,1
$F_{max}$ [kN]	4695,6	4683,2	4233,1
$F_{max}/N_{pl,DP}$	1,70	1,69	1,53



### 3.6.3 Zusammenfassung und Auswertung der Lasteinleitungsversuche

Im folgenden Kapitel werden die durchgeführten Versuche ausgewertet und verglichen. Die in Abb. 36 und Abb. 37 dargestellten Versuchskurven wurden in Abb. 40 um die Haltephasen bereinigt und aus den drei Einzelkurven je Versuchsreihe eine gemittelte Versuchskurve abgeleitet und die beiden Versuchsserien gegenübergestellt.

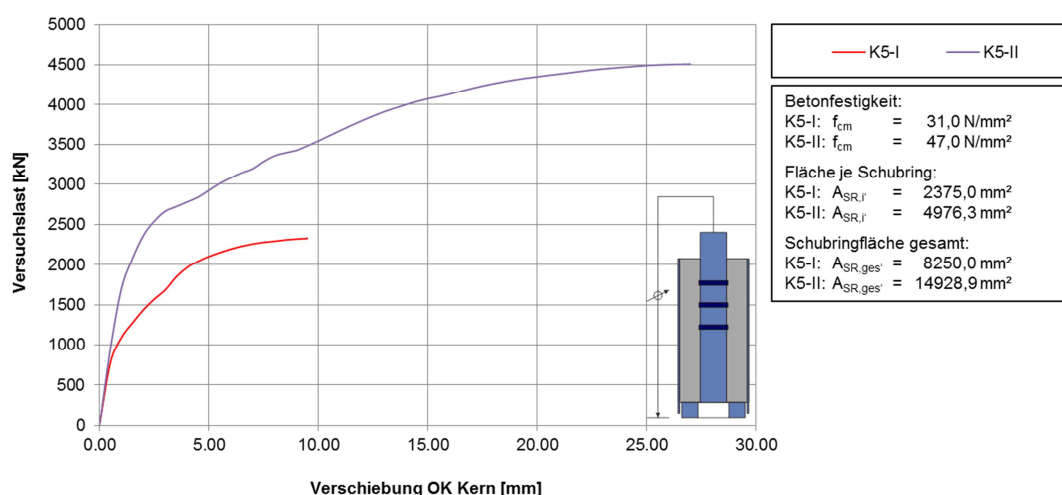
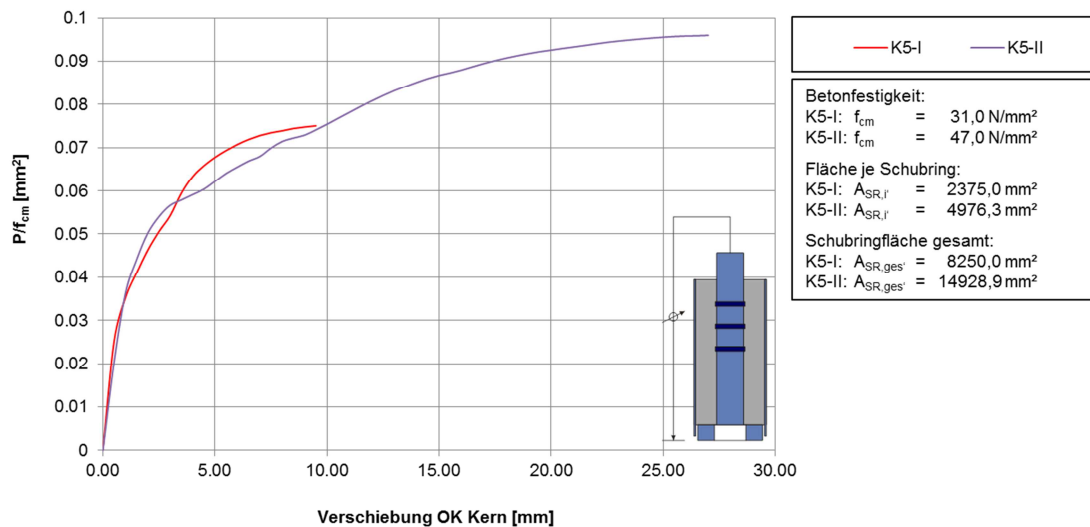


Abb. 40: Gemittelte Versuchskurven K5 ohne Haltephasen im Vergleich

In den Versuchsserien kam aufgrund der voneinander abweichenden Prüfzeitpunkte Beton mit unterschiedlichen Druckfestigkeiten zum Einsatz. Um eine Vergleichbarkeit der gemittel-

ten Last-Verformungskurven zu erzielen, wird zunächst eine Normierung mit der jeweiligen, am Prüftag bestimmten Zylinderdruckfestigkeit des Betons durchgeführt.



**Abb. 41:** Mit Betonfestigkeiten normierte Lastverformungskurven der Lasteinleitungsversuche

Die mit der Zylinderdruckfestigkeit normierten Last-Verformungskurven sind Abb. 41 zu entnehmen. Es wird deutlich, dass die Versuchskurven nahezu deckungsgleich verlaufen. Demnach sind die höheren aufbringbaren Belastungen bei Versuchsreihe K5-II auf die mit 47 N/mm<sup>2</sup> ungefähr 50% höhere Betondruckfestigkeit bei Versuchsreihe K5-II im Vergleich zu Versuchsserie K5-I ( $f_{cm} = 31 \text{ N/mm}^2$ ) zurückzuführen.

Entscheidend für die spätere Bemessung und eine Beurteilung der Tragfähigkeiten der Einzelkomponenten und der Verbundfuge ist die Betrachtung der Druckspannung unter den Schubringen. Durch die Ermittlung der Spannung direkt unter den Schubringen findet außerdem eine Normierung hinsichtlich der Schubringgeometrie statt.

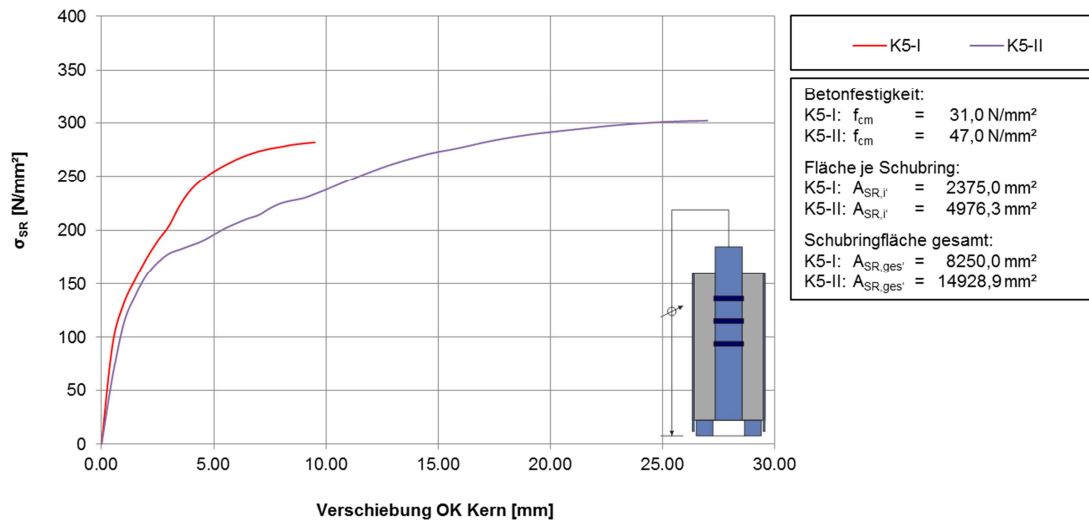
Aufgrund der identischen Abmessungen von Mantelrohr und Kernprofil und die dadurch resultierenden ähnlichen Reibungsanteile sowie der Tatsache, dass die Stahlbauteile vor der Betonage mit Schalöl beschichtet wurden, bleiben die Anteile der Verbundspannung aus Reibung in diesem Kapitel unberücksichtigt.

Darüber hinaus wird die Annahme getroffen, dass sich die Versuchslast gleichmäßig auf alle vorhandenen Schubringe verteilt. Für die resultierende Spannung unter den Schubringen folgt somit:

$$\sigma_{SR} = \frac{P}{A_{SR,ges}} \quad (3.1)$$

Mit  $\sigma_{SR}$  Kontaktspannung unter Schubring  
 P Versuchslast  
 $A_{SR,ges}$  Gesamte Schubringfläche

Mit (3.1) ergeben sich die Druckspannungen unter den Schubringen gemäß Abb. 42.



**Abb. 42:** Resultierende Normalspannung unter den Schubringen nach (3.1)

Es wird deutlich, dass die Versuchsreihe K5-I ein geringeres Verformungsvermögen aufweist. Die maximal erreichte Normalspannung unter den Schubringen liegt allerdings in beiden Versuchsserien bei circa 300 N/mm<sup>2</sup>. Explizit ergeben sich für Serie K5-I gemittelte Maximalwerte der Normalspannungen von 282 N/mm<sup>2</sup>. Für Versuchsserie K5-II liegt die maximal aufgebrachte Normalspannung bei 302 N/mm<sup>2</sup>. Dies entspricht einem Unterschied von lediglich 7%, was im Rahmen der durchgeführten Versuche als vernachlässigbar angesehen werden kann.

Demnach ergeben sich für die Versuche, obwohl Betonfestigkeit und Geometrie der Schubringe voneinander abweichen, nahezu identische übertragbare Normalspannungen unter den Schubringen. Dies lässt darauf schließen, dass eine weitere Laststeigerung aufgrund des Versagens der Schubringe oder des darunterliegenden Betons nicht möglich war, sondern, dass ein anderes Bauteil nicht in der Lage war weitere Beanspruchungen abzutragen. Da bei den Kernprofilen keine plastischen Verformungen erkennbar waren und die zulässigen Quetschlasten der Kerne nach [2] in beiden Versuchsreihen nicht erreicht wurden ist davon auszugehen, dass keine weitere Steigerung der Umschnürungswirkung durch das Mantelrohr aktiviert werden konnte.

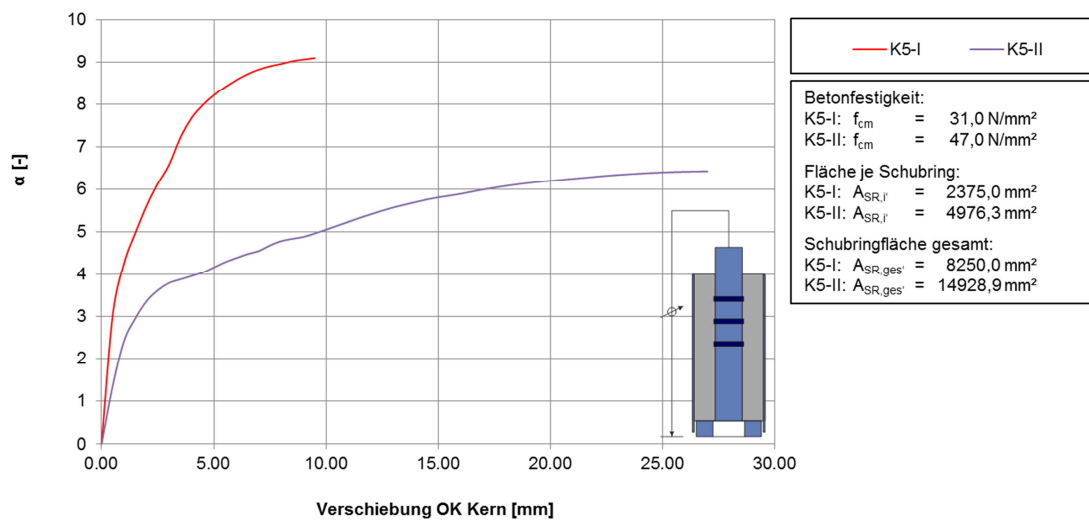
Eine genaue Definition des Versagensgrundes ist aufgrund des komplexen Tragmechanismus der Schubringverdübelung anhand der durchgeführten Versuche nicht möglich. Mögliche Versagensursachen werden in Kapitel 4 anhand der Versuchsnachrechnung mit Hilfe einer FE-Analyse untersucht.

Um die Versuchsergebnisse ohne den Einfluss der voneinander abweichenden Versuchskörpergeometrie und der unterschiedlichen Betonfestigkeiten miteinander vergleichen zu können, werden die Ergebnisse zuletzt mit Hilfe von Schubringfläche und Betonfestigkeit normiert. Zu diesem Zweck wird für die Versuchsauswertung der dimensionslose Beiwert  $\alpha$  eingeführt, der nach Formel (3.2) definiert ist.

$$\alpha = \frac{P}{A_{SR,ges} \cdot f_{cm}} \quad (3.2)$$

- Mit  $\alpha$  Dimensionsloser Beiwert zur Versuchsauswertung  
 $P$  Versuchslast  
 $A_{SR,ges}$  Gesamte Schubringfläche  
 $f_{cm}$  Betonfestigkeit am Prüftag

Der sich ergebende dimensionslose Beiwert  $\alpha$  in Abhängigkeit der Versuchsverformung ist in Abb. 43 ausgewertet.



**Abb. 43:** Dimensionsloser Beiwert  $\alpha$  in Abhängigkeit der Kernverschiebung

Für die Entwicklung eines ingenieurmäßigen Bemessungsmodells werden in der Folge idealisierte Last-Verformungskurven mit Hilfe der Versuchsergebnisse hergeleitet. Diese idealisierten Kurven sollen später die Grundlage für das angesprochene Bemessungsmodell bilden und werden als trilineare Kurven ausgebildet. Hierzu wird an zwei signifikanten Punkten der Verschiebung der zugehörige Beiwert  $\alpha$  bestimmt. Als Stützstellen werden Verformungen von  $\delta_1 = 1,0$  mm sowie in Anlehnung an die Definitionsgrenze für duktilen Verbundmittelverhalten nach [16]  $\delta_2 = 6,0$  mm definiert. Auf der sicheren Seite liegend wird bei Verformungen  $> \delta_2$  lediglich eine stetige Verformungszunahme, nicht aber eine weitere Spannungszunahme berücksichtigt. Da bei Verbundstützen übermäßiger Schlupf in der Verbundfuge in jedem Fall zu vermeiden ist werden in der Folge lediglich Verformungen bis zu einem Wert  $\delta_3 = 10,0$  mm berücksichtigt. Größere Relativverschiebungen in der Verbundfuge treten ohnehin lediglich in Ausnahmefällen für Stützgeometrien, welche in der Praxis von untergeordneter Bedeutung sind auf und die im Rahmen dieser Ausarbeitung unberücksichtigt bleiben.

Aus den idealisierten Last-Verformungskurven lassen sich Rückschlüsse auf die Versuchskörpersteifigkeiten und die durch die Verbundmittel übertragenen Spannungen ziehen. Die folgende Abb. 44 zeigt die idealisierten und normierten Verformungskurven der Versuchsreihe K5. Es ist jeweils der Verlauf des Beiwertes  $\alpha$  in Abhängigkeit der jeweiligen Verschie-

bung  $\delta$  aufgetragen. Die Abbildungen verdeutlichen, dass das Last-Verformungsverhalten durch einen trilinearen Polygonzug im Mittel gut angenähert werden kann.

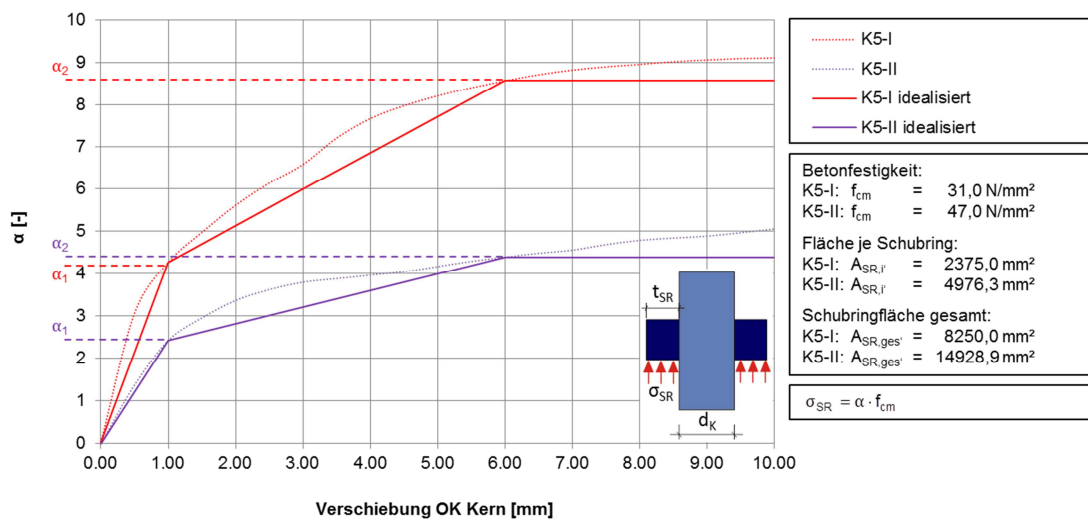


Abb. 44: Idealisierte Verformungskurve der Versuchsreihen K5-I und K5-II

Die in Tab. 9 zusammengestellten Verformungskenngrößen verdeutlichen, dass die Tragfähigkeit der Schubringe von der Ringfläche abhängt. Der Ring mit  $t_{SR} = 6$  mm weist deutlich höhere Steifigkeitskennwerte auf als der Ring mit  $t_{SR} = 12$  mm.

Weiterhin sind in Tab. 9 die dimensionslosen Beiwerte  $\alpha$  sowie die zugehörigen zugrunde gelegten Verschiebungen  $\delta$  aus der Versuchsreihe K5 zusammengefasst.

Tab. 9: Verformungskenngrößen der untersuchten Schubrippen

Verbundmittel Schubringe		Steifigkeitskennwerte	
<b>Komponente K5-I</b>			
	<b>Schubringe an Kern Ø 120 mm</b>  <b>Abmessungen Schubringe [mm]: Ø 132 x 20 x 6</b>	$\delta_1$ [mm]	$\alpha_1$ [-]
		1,0	4,26
		$\delta_2$ [mm]	$\alpha_2$ [-]
		6,0	8,57
		$\delta_3$ [mm]	$\alpha_3$ [-]
		10,0	9,11
<b>Komponente K5-II</b>			
	<b>Schubringe an Kern Ø 120 mm</b>  <b>Abmessungen Schubringe [mm]: Ø 144 x 20 x 12</b>	$\delta_1$ [mm]	$\alpha_1$ [-]
		1,0	2,42
		$\delta_2$ [mm]	$\alpha_2$ [-]
		6,0	4,39
		$\delta_3$ [mm]	$\alpha_3$ [-]
		10,0	5,05



## **4 Nachrechnung von Lasteinleitungsversuchen**

### **4.1 Allgemeines**

Zur Ausweitung der Erkenntnisse auf weitere Stützen- und Verbundmittelgeometrien ist es erforderlich, die durchgeführten Versuche numerisch zu simulieren und die Ergebnisse zu reproduzieren. Um das zugrunde gelegte FE-Modell zu verifizieren und festzustellen, ob das Modell als Grundlage einer Parameterstudie geeignet ist, ist dieses dahingehend zu optimieren, die Versuchsergebnisse möglichst realitätsnah abzubilden. Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Finite-Elemente Berechnungen wurden mit der kommerziellen FEM – Software „Ansys“ (Version 17.1) durchgeführt. Im folgenden Kapitel wird die Nachrechnung der Versuchsreihe K5 vorgestellt und die Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen verglichen.

### **4.2 Modellierung der Stützenkörper**

Grundlage einer belastbaren FE-Simulation bilden neben einer gewissenhaften Modellierung und Vernetzung zuverlässige und für die geplanten Untersuchungen geeignete Elemente und Materialmodelle. Bis zum Erscheinen der Version 17.0 der Software Ansys war es nur schwer möglich das Nachbruchverhalten von Beton und hier im Speziellen die durch Rissbildung eintretende Volumenvergrößerung numerisch abzubilden.

Mit dem Erscheinen der Version Ansys 17.0 wurden weitergehende Materialmodelle in das Programm implementiert. Diese wurden von der Firma Dynardo aus Weimar entwickelt und sind mit Elementen des Typs SOLID185 kompatibel. Dieses Element, welches im Rahmen dieser Arbeit auch für die Abbildung der Baustahlkomponenten verwendet wird, ist in der Lage, bei entsprechender Eingabe der Materialparameter, im nichtlinearen Nachbruchbereich, nach dem Erreichen der maximalen Festigkeit, eine Änderung des Materialverhaltens abzubilden. Die implementierten Materialmodelle wurden in Anlehnung an Materialmodelle aus der Geotechnik entwickelt, wo beispielsweise bei Grundbruchproblemen ähnliche Effekte in Bezug auf eine plötzliche Volumenänderung und damit verbundene Umlagevorgänge wie in den beschriebenen Versuchen auftreten.

Im folgenden Kapitel werden die Diskretisierung, die zugrunde gelegten Materialmodelle sowie FE- Elemente genauer erläutert.

#### **4.2.1 Verwendete Elemente**

##### **4.2.1.1 Beton/Stahl – SOLID185 –**

Für die Diskretisierung der Bauteile wird mit dem Element SOLID185 ein dreidimensionales Volumenelement mit acht Eckknoten, ohne Mittelknoten verwendet. Das Element ist geeignet, homogene oder geschichtete, feste Strukturen abzubilden. Da für die verschiedenen Materialien identische Elemente verwendet werden, kann die Geometrie derart modelliert werden, dass stets die angrenzenden Elemente koinzidente Knoten aufweisen beziehungsweise sich innerhalb eines Materialbereichs einen Knoten teilen. Besondere Beachtung ist im vorliegenden Fall den Kontaktbereiche zwischen den einzelnen Materialien und Bauteilen zu schenken. Aus diesem Grund ist es wichtig, Unstetigkeiten aufgrund der Elementgeometrie

zu vermeiden. Durch die gewählten Elemente ist es möglich, die Kontaktbereiche der Materialien ohne Klaffungen und die Oberflächen stets parallel zueinander zu modellieren. Durch die koinzidente Lage der Randknoten wird das Einfügen von Kontaktelementen und das Verschmelzen, sofern sinnvoll, erleichtert.

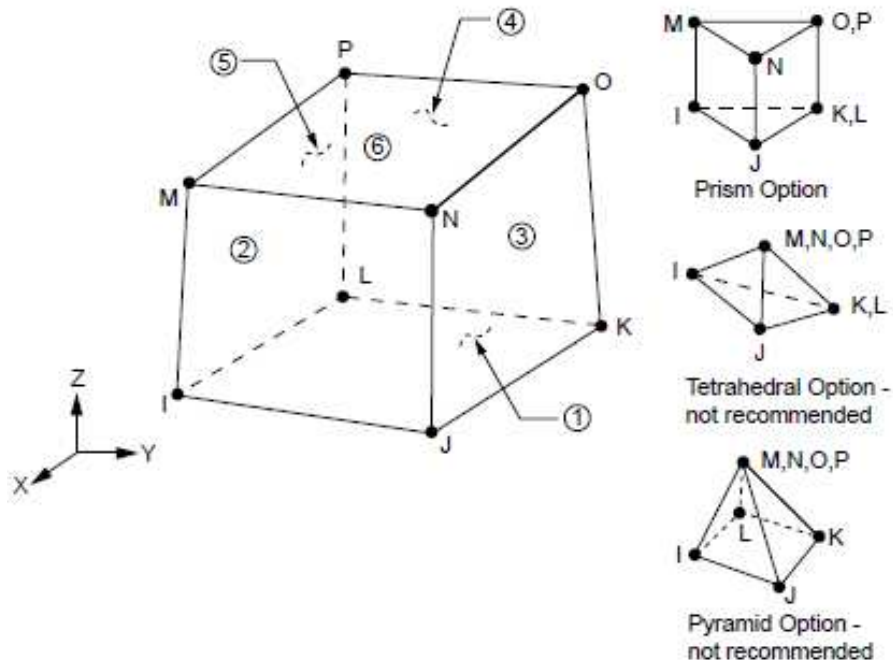


Abb. 45: Geometrie des SOLID185 – Elements [29]

#### 4.2.1.2 Kontaktbereiche – CONTA173/TARGE170 –

Es ist mit einer erheblichen Lastumlagerung nach Erstrissbildung und dem Überschreiten der Betondruckfestigkeit zu rechnen. Somit kommt es zu einer Interaktion zwischen den verschiedenen Materialien, bei der die inneren Kräfte sowohl parallel, als auch senkrecht zur Elementaußenfläche an das angrenzende Material weitergegeben werden. Hieraus resultiert eine erhöhte Anpresskraft zwischen Kern und Beton sowie Beton und Rohr, was zu dem in 2.2 beschriebenen mehraxialen Spannungszustand mit den beschriebenen Effekten führt.

Kontaktbereiche werden in Ansys mit sogenannten Kontaktpaaren idealisiert, die aus einer Kontakt- und einer Zielfläche bestehen, welche über die vorhandene Struktur gelegt werden. Diese Flächen werden mit Kontaktelementen (Kontaktfläche) und Targetelementen (Zielfläche) erstellt und vernetzt. Auf welcher Seite des Kontaktbereiches jeweils das Kontakt- oder Targetelement anzuordnen ist, hängt von der Form der Kontaktbereiche (geometrische Randbedingungen), der Art und Vernetzung der darunterliegenden Elemente sowie den Eigenschaften der aneinander grenzenden Materialien ab und definiert die Kontakttrichtung.

Für aneinander angrenzende Flächen, zwischen denen Kontaktelemente verwendet werden, gelten nachstehend beschriebene Grundsätze [29]:

- Bei Kontaktbereichen zwischen konvexen und flachen oder konkaven Flächen sollten die Kontaktelemente stets an der konvexen Fläche angeordnet werden.
- Ist eine der beiden Grenzflächen wesentlich feiner vernetzt, sollte diese als Kontaktfläche genutzt werden.
- Bei Kontaktbereichen zwischen unterschiedlichen Materialien sollte die Fläche mit dem steiferen Material als Zielfläche genutzt werden.
- Werden Elemente unterschiedlicher Ordnung für die aneinander grenzenden Flächen genutzt, so sollten die Elemente höherer Ordnung mit der Kontaktfläche überzogen werden.
- Ist eine der beiden Flächen wesentlich größer, als die andere, sollte die kleinere Fläche als Kontaktfläche genutzt werden.

Unter Beachtung dieser Grundsätze sind die Kontakt- und Zielflächen zu diskretisieren, wobei nicht immer alle Punkte widerspruchsfrei berücksichtigt werden können.

Für eine fehlerfreie Berechnung ist es darüber hinaus zwingend notwendig, dass die Normalenvektoren der Kontakt- und Targetelemente einander entgegenstehen.

Zur Diskretisierung der abzubildenden Kontaktprobleme eignen sich die Elemente CONTA173 als Kontaktelement sowie TARGE170 als Targetelement. Mit Hilfe dieser Elemente ist die Abbildung eines Surface to Surface Kontaktes (Flächenkontakt) möglich. Die verschiedenen Kontakteigenschaften lassen sich mit Hilfe der Keyoptions und Realkonstanten auf die gewünschten Eigenschaften einstellen und kalibrieren.

#### **4.2.2 Verwendete Materialmodelle**

Zur realitätsnahen Abbildung der durchgeführten Versuche und speziell des Last-Verformungsverhaltens der Versuchskörper ist es von großer Bedeutung das Materialverhalten möglichst genau simulieren zu können. Um mit Hilfe der Finite-Elemente Methode das Materialverhalten bestimmter Werkstoffe abbilden zu können, sind im Programmsystem Ansys eine Vielzahl unterschiedlicher Materialmodelle implementiert. Bei der vorliegenden Untersuchung handelt es sich um eine nichtlineare Untersuchung. Dies stellt weitere Anforderungen an die verwendeten Werkstoffmodelle, da die Materialien über den ideal linear-elastischen Bereich hinaus beansprucht werden.

In der Regel werden in den Materialmodellen sowohl Versagens- als auch Fließbedingungen festgelegt, die das Materialverhalten der verwendeten Komponenten unter definierten Beanspruchungszuständen festlegen und wiedergeben.

Die Genauigkeit einer Berechnung mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode hängt in großem Maße von der Genauigkeit der verwendeten Materialmodelle ab. Es kann festgehalten werden, dass die Ungenauigkeiten eines Materialmodells mit zunehmender Komplexität des realen Materialverhaltens steigen, da eine realitätsnahe Abbildung ebenfalls komplexer wird. So ist es einfacher, das Last-Verformungsverhalten eines Materials numerisch zu erfassen, wenn dieses klar definierte Laststufen besitzt, unter denen das Versagen oder Fließen auf-

tritt. Dies ist beispielsweise bei Baustahl der Fall. Ebenso ist die Abbildung eines isotropen Materialverhaltens leichter als die eines anisotropen. Weitere Ungenauigkeiten können durch nicht heterogene Materialstrukturen, wie sie bei Betonbauteilen vorkommen können auftreten, da in diesem Fall die Lage der realen Versagensstelle ebenfalls von der Verteilung der verschiedenen Materialkomponenten abhängt, die Materialeigenschaften in der Numerik allerdings als verschmierte Materialparameter angesetzt werden [30]. Hierdurch kann es zu Abweichungen zwischen Numerik und realem Materialverhalten kommen, weshalb die Simulationsergebnisse stets kritisch zu hinterfragen und auf Plausibilität zu prüfen sind.

#### 4.2.2.1 Stahl – multilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung („MELAS“)

Im Allgemeinen lässt sich das Materialverhalten von Baustahl relativ zuverlässig und genau vorhersehen respektive lassen sich die relevanten Materialkennwerte (Streckgrenze, Zugfestigkeit, E-Modul etc.) mit Hilfe geeigneter Materialprüfungen (Zugversuche) nach [6] bestimmen. Das Materialverhalten von Baustahl wurde ausführlich in Kapitel 2.1.1.1 beschrieben.

Die Einbindung in die FE-Berechnung erfolgt über die Eingabe einer multilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung nach DIN EN 1993 [31] und erlaubt verschiedene Vereinfachungen bei der Modellierung des Materialverhaltens von Baustahl. Liegen keine exakten Daten für das Spannungs-Dehnungsverhalten aus Materialprüfungen vor, kann das Materialverhalten im einfachsten Fall mit Hilfe von E-Modul und Streckgrenze abgebildet werden. In diesem Fall ist es allerdings nur möglich, eine Pseudoverfestigung im plastischen Bereich zu berücksichtigen (vgl. Abb. 46; Zeile eins). Wird zusätzlich die Zugfestigkeit berücksichtigt, kann mit diesen Werten auch die Verfestigung mit Hilfe einer bilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung in Ansatz gebracht werden (Abb. 46; c)). Liegen exakte Messdaten aus einem Zugversuch vor, so kann ebenso die reale Spannungs-Dehnungsbeziehung verwendet werden (vgl. Abb. 46; d)). Bei der vorliegenden Versuchsnachrechnung ergeben sich zwischen den verschiedenen Ansätzen lediglich marginale Unterschiede in den resultierenden Last-Verformungskurven. Aus diesem Grund und da im Rahmen der an die Versuchsnachrechnung angeschlossenen Parameterstudie eine universelle Anwendbarkeit sicherzustellen ist, wird im Rahmen von Versuchsnachrechnung und Parameterstudie die Spannungs-Dehnungsbeziehung „a)“ verwendet.

Für die numerische Simulation sind somit folgende Materialkennwerte des Baustahls vorzugeben:

Zur Eingabe der Spannungs-Dehnungs-Beziehung:

- 1.) E-Modul  $E_a$  [N/mm<sup>2</sup>]
- 2.) Streckgrenze  $f_y$  [N/mm<sup>2</sup>]

Sonstige Materialparameter:

- 3.) Poisson-Zahl  $\nu$  [-]
- 4.) Reibbeiwert  $\mu$  [-]

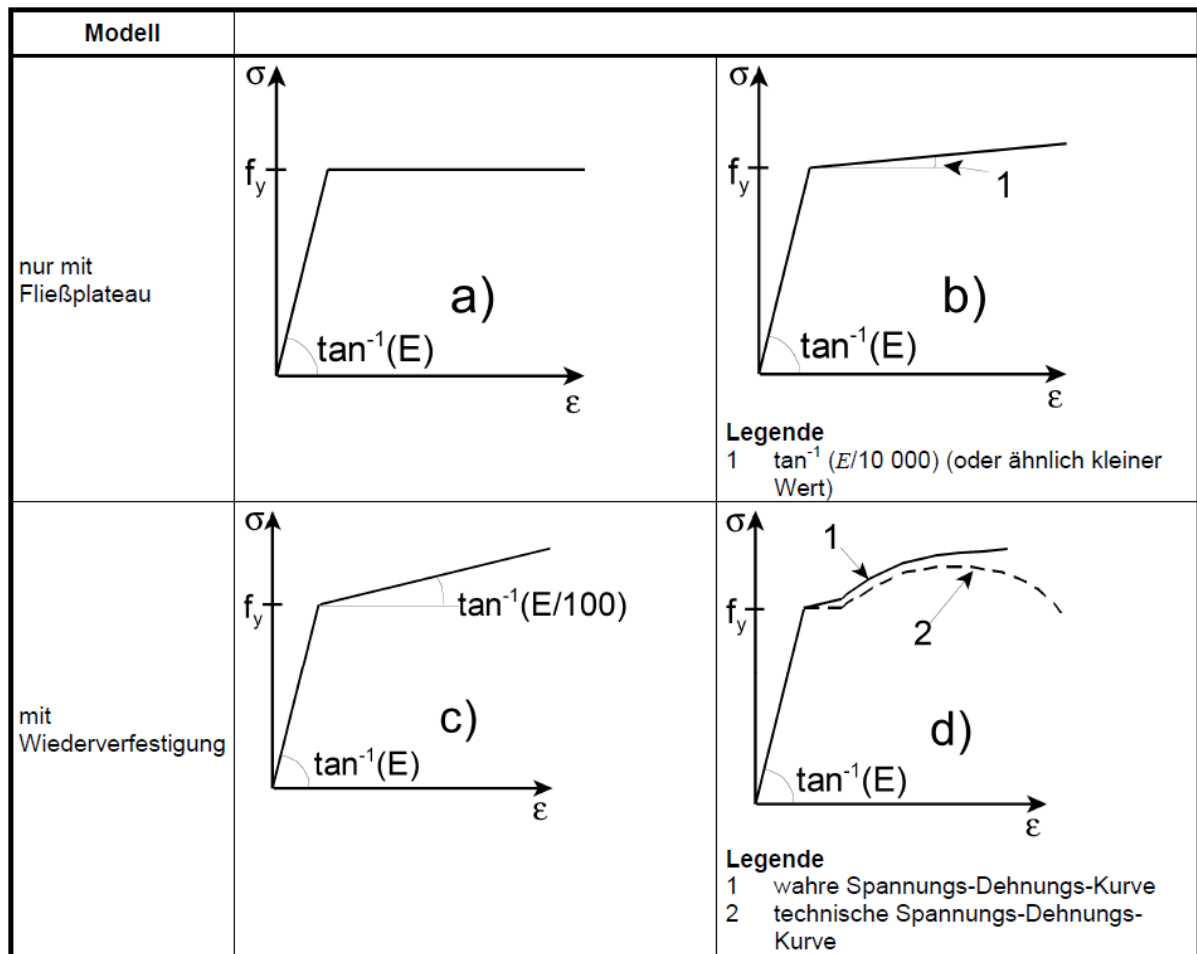


Abb. 46: Modellierung des Materialverhaltens nach [31]

Als Fließkriterium wird die Vergleichsspannungshypothese nach von Mises verwendet:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_x \cdot \sigma_z - \sigma_y \cdot \sigma_z + 3 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)} \quad (4.1)$$

- Mit
- $\sigma_v$  Vergleichsspannung nach von Mises
  - $\sigma_x$  Normalspannung in x-Richtung
  - $\sigma_y$  Normalspannung in y-Richtung
  - $\sigma_z$  Normalspannung in z-Richtung
  - $\tau_{xy}$  Schubspannung in xy-Richtung
  - $\tau_{xz}$  Schubspannung in xz-Richtung
  - $\tau_{yz}$  Schubspannung in yz-Richtung

#### 4.2.2.2 Beton – „Drucker-Prager Concrete“

Anders als bei Baustahl ist das Materialverhalten von Beton wesentlich differenzierter zu betrachten (vgl. Kapitel 2.1.1.2). Aufgrund der komplexeren Vorgänge innerhalb der Werkstoffmatrix ist dieses somit auch schwieriger mittels einer FE-Analyse abzubilden. Nach derzeitigem Kenntnisstand gibt es kein geeignetes Materialmodell, das eine vollständige Abbildung des Last-Verformungsverhaltens von Beton ermöglicht.

Der Beton wird in den durchgeführten Versuchen einem mehraxialen Spannungszustand ausgesetzt. Dessen Eintreten hängt von der Aktivierung der Umschnürungswirkung und somit von der korrekten Abbildung der Querdehnung infolge Mikrorissbildung des Betons ab. Mit dem Materialmodell Drucker-Prager-Concrete, erstmals in Ansys 17.0 verfügbar und Teil einer Reihe neuer Materialmodelle ist es erstmals möglich, sowohl das lineare Materialverhalten als auch das pseudoplastische Verhalten inklusive des Nachbruchbereichs nach der Mikrorissbildung abzubilden.

In einer FE-Berechnung, in der das globale Materialverhalten eines Bauteils simuliert werden soll können die Materialeigenschaften nur über das Element verschmiert abgebildet werden. Nach Kapitel 2.1.1.2 wird somit das Werkstoffverhalten auf Makroebene abgebildet. Aus diesem Grund werden mit Hilfe der hier durchgeführten Berechnungen auch keine genauen Rissbilder und Versagensstellen auf Meso- oder Mikroebene aufgezeigt.

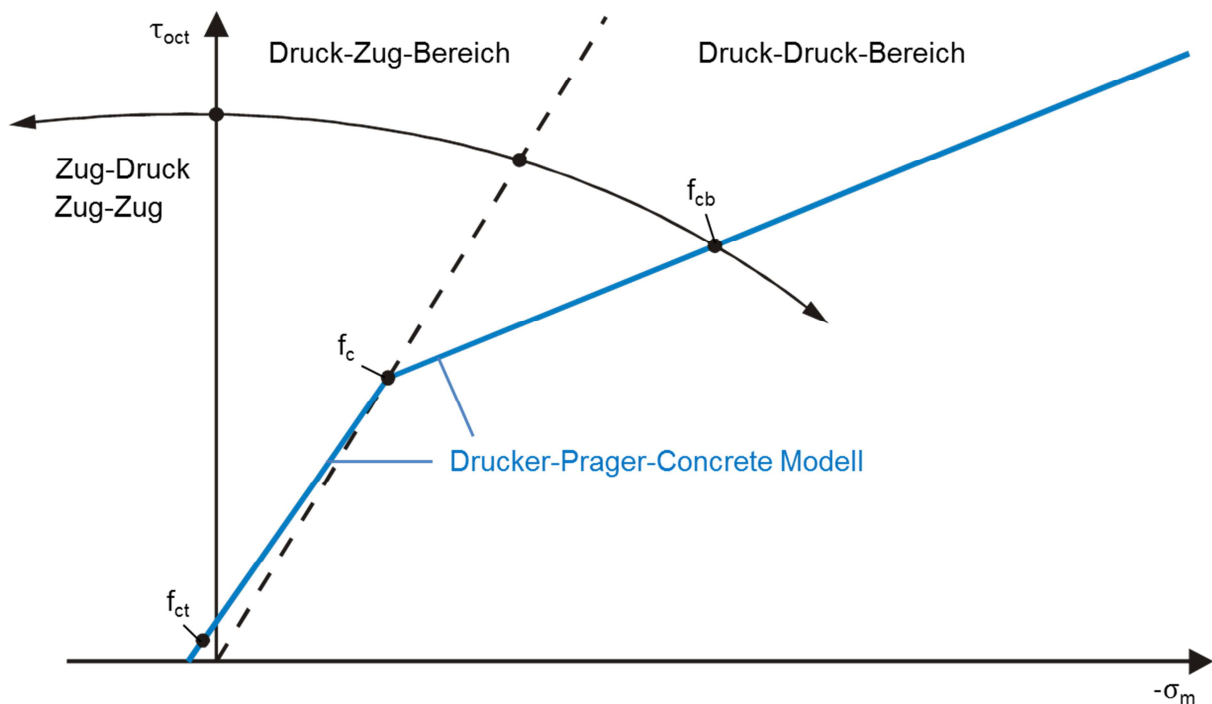
Das verwendete Materialmodell basiert auf dem Fließkriterium nach Drucker-Prager. Mit diesem Kriterium ist es möglich, ein unterschiedliches Verhalten für Zug- und Druckbeanspruchungen abzubilden. Auch wenn dies berücksichtigt wird, ist dieses Fließkriterium oftmals nicht in der Lage, die großen Unterschiede zwischen Zug- und Drucktragverhalten, die bei Beton auftreten, korrekt abzubilden [30].

Das genutzte Materialmodell „Drucker-Prager Concrete“ verwendet als Versagensbedingung für den Beton eine singuläre Drucker-Prager Fließbedingung. Diese stellt eine modifizierte Variante des ursprünglichen Drucker-Prager Fließkriteriums dar, in der zwei Fließbedingungen miteinander kombiniert werden, so dass eine genauere Beschreibung der sich tatsächlich ergebenden Versagensfläche sowohl im Druck- als auch im Zugbereich möglich ist.

Durch das zweite Fließkriterium lässt sich bei dem gewählten Drucker-Prager Modell neben der ohnehin guten Übereinstimmung im Bereich des Druckmeridians das Verhalten im Druck-Zug-Bereich sowie im Zugbereich an die wirkliche Zugfestigkeit anpassen. Ein weiterer Vorteil liegt in der Beschreibung der Fließbedingung mit den drei in der Regel bekannten Parametern  $f_c$  (Druckfestigkeit),  $f_{ct}$  (Zugfestigkeit) sowie  $f_{cb}$  (biaxiale Druckfestigkeit) [32].

Eine grafische Aufbereitung der Fließbedingung des „Drucker-Prager Concrete“ Materialmodells ist in Abb. 47 gegeben. Die Darstellung erfolgt im Oktaeder-System.

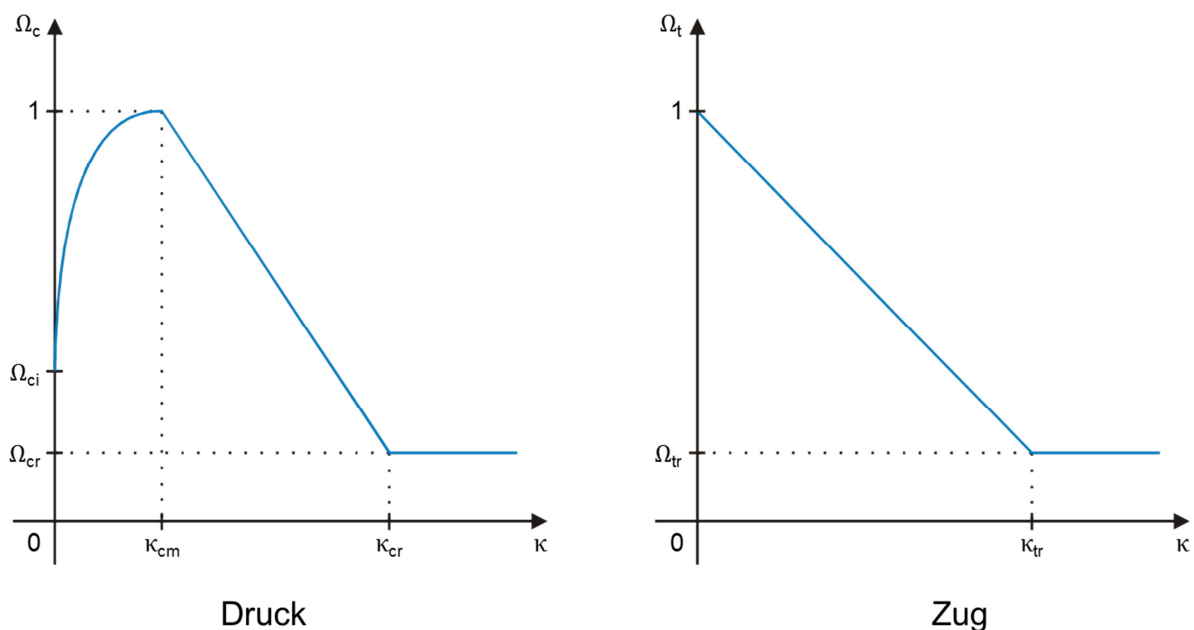
Für die Herleitung sowie die mathematischen Grundlagen des verwendeten Versagenskriteriums wird auf [30] und [32] verwiesen.



**Abb. 47:** Drucker-Prager Concrete Fließbedingung - Darstellung im Oktaeder-System [32]

Das pseudoplastische Materialverhalten des Betons wird für den Zugbereich mit Hilfe einer Entfestigungsfunktion beziehungsweise für den Druckbereich mit Hilfe einer Ver- und Entfestigungsfunktion dargestellt. Für die vorliegenden Berechnungen wurde eine lineare Entfestigung bis auf ein vorzugebendes Restspannungsniveau verwendet.

In Abb. 48 nach [30] sind die Ver- beziehungsweise Entfestigungsfunktionen für den Zug- sowie Druckbereich grafisch dargestellt.



**Abb. 48:** Verfestigung und lineare Entfestigung für das Drucker-Prager-Concrete Modell [30]

Die Ver- (4.2) und Entfestigungsfunktion (4.3) für den Beton unter einer Druckbeanspruchung ergeben sich nach [30] zu:

$$\Omega_c = \Omega_{ci} + (1 - \Omega_{ci}) \sqrt{2 \frac{\kappa}{\kappa_{cm}} - \frac{\kappa^2}{\kappa_{cm}^2}} \quad (4.2)$$

$$\Omega_c = 1 - \frac{1 - \Omega_{cr}}{\kappa_{cr} - \kappa_{cm}} (\kappa - \kappa_{cm}) \quad (4.3)$$

- Mit  $\Omega_c$  bezogene Betonfestigkeit bei einer Druckbeanspruchung  
 $\Omega_{ci}$  bezogene Betonfestigkeit bei Beginn der nichtlinearen Verfestigung  
 $\Omega_{cr}$  bezogene Restfestigkeit des Betons unter Druckbeanspruchung  
 $\kappa_{cm}$  Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit  
 $\kappa_{cr}$  Betondehnung bei Erreichen der Restfestigkeit

Für die Entfestigungsfunktion (4.4) für eine Zugbeanspruchung gilt nach [30]:

$$\Omega_t = 1 - \frac{1 - \Omega_{tr}}{\kappa_{tr}} \kappa \quad (4.4)$$

- Mit  $\Omega_t$  bezogene Betonfestigkeit bei einer Zugbeanspruchung  
 $\Omega_{tr}$  bezogene Restfestigkeit des Betons unter Zugbeanspruchung  
 $\kappa_{tr}$  Betondehnung bei Erreichen der Restfestigkeit

Die entsprechenden Eingangsparameter für die bezogenen Spannungswerte sowie die zugehörigen Dehnungen sind als Konstanten bei der numerische Simulation vorzugeben und entsprechenden Regelwerken zu entnehmen oder mit Hilfe von Materialprüfungen zu ermitteln.

Wie in 2.1.1.2 beschrieben, führt ein mehraxialer Druckspannungszustand im Beton nicht ausschließlich zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Betondruckspannungen, sondern gleichzeitig zu einer Erhöhung der zugehörigen Betondehnungen.

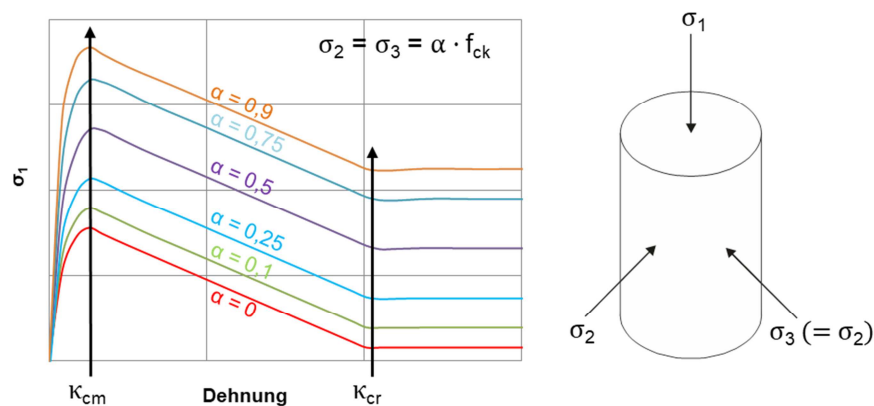
In den durchgeführten Versuchen zur Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens der Schubrippen wird der mehraxiale Spannungszustand sukzessive in Abhängigkeit der aufgebrachten Versuchslast erzeugt und gesteigert. Liegt zu Beginn des Versuchs, bei geringen Beanspruchungen, bedingt durch Unstetigkeiten oder Schwindeffekte eine Störung der Verbundfuge vor, so dass von einem nicht umschnürten Betonzylinder auszugehen ist, erfährt das Mantelrohr bei fortschreitender Belastung plastische Verformungen infolge der Betondehnungen quer zur Belastungsrichtung. In diesem Zustand ist davon auszugehen, dass die



vollständige Umschnürungswirkung bereits aktiviert und ein verhältnismäßig hoher Umschnürungsgrad erreicht wurde. Demzufolge verändert sich bei jedem Lastschritt auch der Umschnürungszustand durch das Mantelrohr in Abhängigkeit der aufgetragenen Versuchslast und somit die Größe der Umschnürungsspannungen gemäß Kapitel 2.

Da das Materialmodell in der Lage ist, die maximal aufbringbare Druckspannung in Abhängigkeit der Umschnürungsspannung zu erhöhen, die Dehnung bei Erreichen ebendieser maximalen Druckspannung aber vom Nutzer als Konstante vorzugeben ist, kommt es infolgedessen bei Berechnungen, bei dem der Umschnürungszustand lastabhängig ist, zu einer Über- oder Unterschätzung der Betonsteifigkeit.

Würde für die Versuchsnachrechnung der Umschnürungszustand bei Versuchsbeginn zu Grunde gelegt, ergäbe sich nach [8] für die Dehnung bei Erreichen der maximalen Druckfestigkeit  $\kappa_{cm}$  abhängig von der Betonfestigkeitsklasse ein Wert zwischen 2‰ und 3‰. Bei steigender Last und daraus resultierend einer Erhöhung Umschnürungsspannung infolge der Querdehnungsbehinderung durch das Mantelrohr, würden gemäß dem zu Grunde gelegten Materialmodell die aufbringbaren Betondruckspannungen steigen, die maximale Dehnung wäre allerdings auf den Wert  $\kappa_{cm}$  beschränkt, so dass die Versuchskörpersteifigkeit mit steigender Belastung immer stärker überschätzt würde. Abb. 49 veranschaulicht qualitativ die in Ansys beim Materialmodell Drucker-Prager Concrete zugrunde gelegte Spannungs-Dehnungsbeziehung bei einer mehraxialen Druckbeanspruchung für unterschiedliche Umschnürungszustände.



**Abb. 49:** Im Materialmodell Drucker-Prager Concrete zugrunde gelegte Spannungs-Dehnungsbeziehung bei mehraxialer Betonbeanspruchung

Die Kurven wurden im Rahmen einer Nachrechnung einfacher mehraxialer Druckversuche mit dem verwendeten Materialmodell erstellt. Es wird deutlich, dass keine Anpassung der zulässigen Dehnung beim Erreichen der maximal aufbringbaren Druckspannung  $\sigma_1$  unter einer mehraxialen Druckbeanspruchung berücksichtigt wird.

Zum Vergleich für den realen Verlauf bei einer mehraxialen Druckprüfung sei an dieser Stelle auf Abb. 6 nach [15] verwiesen.

Für eine realitätsnahe Simulation des gesamten Last-Verformungsverhaltens des Betons müssten in jedem Lastschritt die vorgegebenden Betondehnungen  $\kappa_{cm}$  und  $\kappa_{cr}$  an den in diesem Lastschritt vorherrschenden Umschnürungszustand angepasst werden. Diese Möglichkeit ist derzeit mit dem verwendeten Materialmodell nicht gegeben. Weiterhin treten in den

Bereichen direkt am Kern und unter den Schubringen wesentlich höhere mehraxiale Spannungen auf als beispielsweise im Randbereich am Mantelrohr. Hier müsste dementsprechend eine weitere Unterteilung des verwendeten Materials berücksichtigt werden.

Darüber hinaus wirkt sich die Umschnürung des Betons nach Kapitel 2.1.1.2 auf die Resttragfähigkeit des Betons nach dem Überschreiten der maximal ertragbaren Druckbeanspruchung aus. Auch dieser Wert liegt bei hohen mehraxialen Beanspruchungszuständen deutlich über der einaxialen Betondruckfestigkeit.

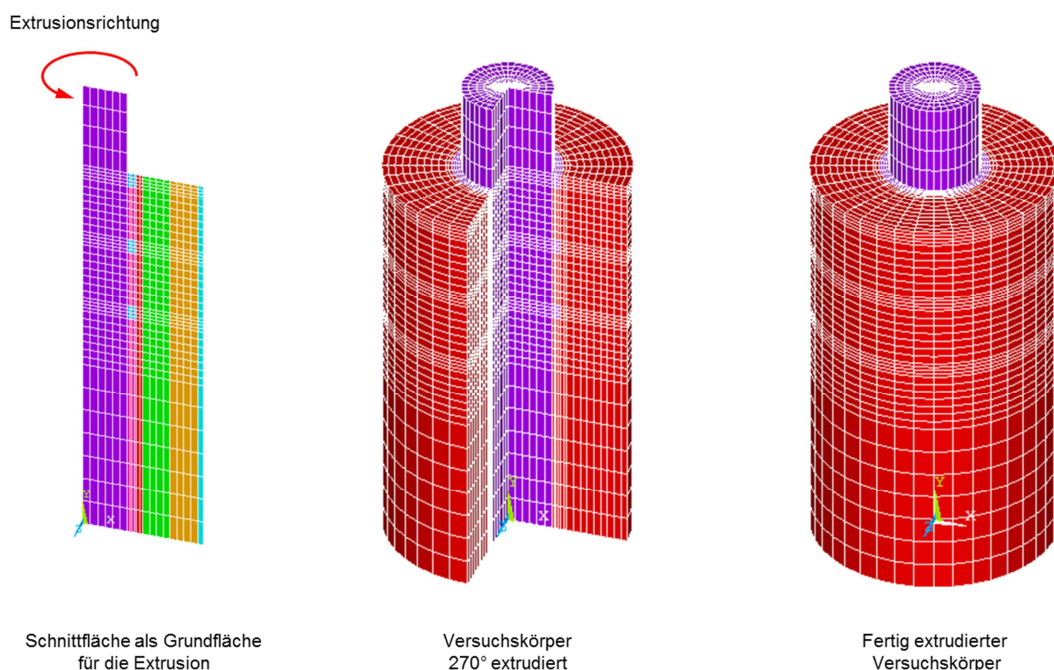
Aus diesem Grund ist eine Modifikation der Dehnungsparameter  $\kappa_{cm}$  und  $\kappa_{cr}$  sowie der bezogenen Resttragfähigkeiten  $\Omega_{cr}$  und  $\Omega_{tr}$  erforderlich.

Die genannten Parameter werden im Rahmen der Versuchsnachrechnung an den Versuchsergebnissen der zwei durchgeführten Versuchsreihen kalibriert und für die Parameterstudie übernommen. Den nachfolgend vorgestellten Ergebnissen liegen hierbei folgende Werte der angesprochenen Parameter zugrunde:

$$\kappa_{cm} = 0,1 \qquad \kappa_{cr} = 0,15 \qquad \Omega_{cr} = 0,8 \qquad \Omega_{tr} = 0,4$$

### 4.2.3 Diskretisierung

Für die Abbildung der Stahl- und Betonkomponenten werden die in 4.2.1 beschriebenen Volumen- und Kontaktelemente verwendet. Im Allgemeinen wird darauf geachtet, das Modell in Bezug auf die Variabilität der Stützenbauteile so flexibel und damit den Aufwand für Änderungen der Verbundmittel während der Parameterstudie so gering wie möglich zu halten. Die Abmessungen der Stützenkörper und der enthaltenen Komponenten sind mit Hilfe von Variablen definiert, die während der Parameterstudie leicht angepasst und verändert werden können.

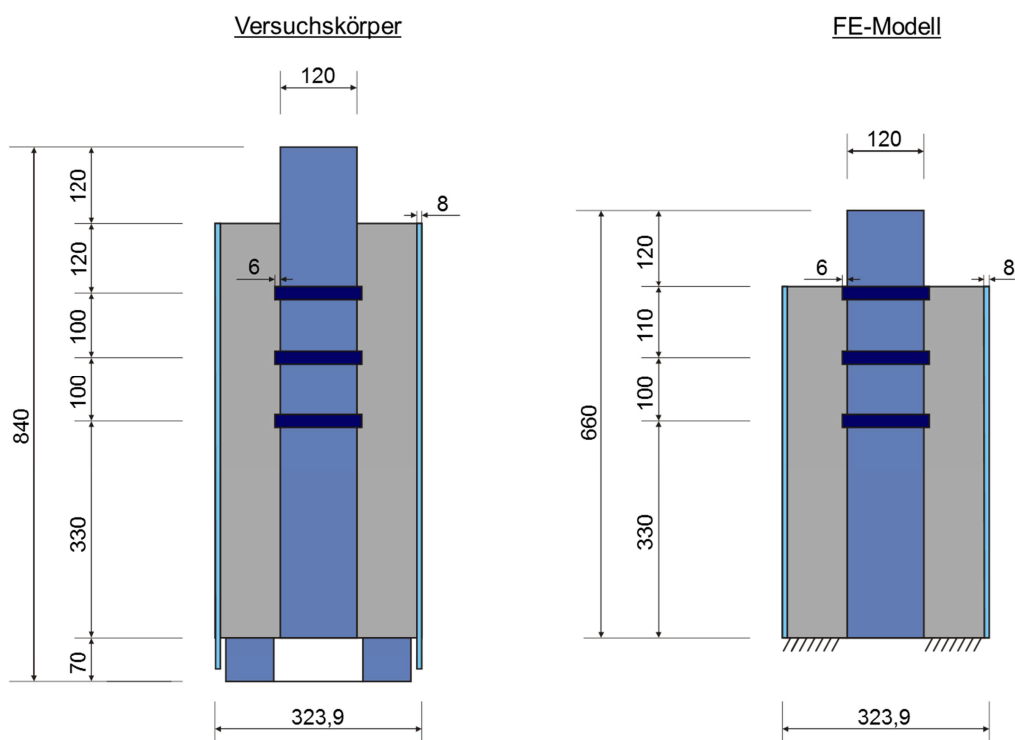


**Abb. 50** Extrusion eines Stützenkörpers der Versuchsreihe K5-II

Beim Aufbau der Geometrie wird zunächst ein vertikaler Schnitt durch den Versuchskörper mit Hilfe von Flächenelementen modelliert (vgl. Abb. 50 links). Dieser Schnitt wird danach mit Hilfe einer Rotation um die Längsachse zu einem dreidimensionalen Körper aus Volumenelementen extrudiert (Abb. 50 Mitte und rechts).

Um die Randbedingungen der unterschiedlichen Stützenbereiche realitätsnah abbilden und in Bezug auf Materialkenngrößen, Lagerungen und Lasteinleitung variieren zu können, wird das FE-Modell so konzipiert, dass sich die verschiedenen Querschnittskomponenten einzeln selektieren lassen. Auf diese Weise können Änderungen bei der Lastein- beziehungsweise Ausleitung einfach umgesetzt werden.

In den ersten FE-Analysen stellten sich Berechnungsabbrüche aufgrund eines Zugversagens des Betons direkt oberhalb des obersten Schubrings ein. Auch bei den aufgeschnittenen Versuchskörpern ließen sich Risse in diesem Bereich erkennen. Da diese Versagensstelle allerdings nicht maßgebend für die weitere Kraftübertragung ist, da auch bei einem komplett abgerissenen Betonteil oberhalb der ersten Schubrippe noch die Lastübertragung auf der Druckseite der Schubrippen ungestört gewährleistet ist, wurde dieser Teil des Versuchskörpers nicht mit diskretisiert. Dadurch konnte die numerische Stabilität erhöht werden. Darüber hinaus wurde die Fußplatte ebenfalls nicht modelliert. Die Anteile der elastischen Verformungen aus diesen Querschnittsteilen wurden nachträglich mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes in den Vergleichen von Versuch und Nachrechnung berücksichtigt. In Abb. 51 sind die Unterschiede zwischen dem Versuchskörper und dem zugrunde gelegten FE-Modellkörper am Beispiel von Versuchsreihe K5-I dargestellt.



**Abb. 51:** Gegenüberstellung von Versuchskörper und FE-Modell

Grundsätzlich ist es möglich, mit Hilfe des verwendeten FE-Modells ebenfalls die Schweißnähte zwischen dem Einstellprofil und den Schubringen abzubilden. Allerdings haben Vergleichsberechnungen zwischen identischen Stützenkörpern mit und ohne modellierte

Schweißnähte gezeigt, dass der Einfluss der Schweißnähte innerhalb der numerischen Simulation vernachlässigbar ist, da sich die resultierende diagonale Betondruckstrebe unabhängig von der Schweißnaht (-form) ausbilden kann. Aus diesem Grund wird die Schweißnaht im Modell nicht mit abgebildet.

Nach [16] ist der Reibungskoeffizient mit  $\mu = 0,5$  anzusetzen. In der Literatur (vgl. beispielsweise [33]) finden sich Werte für den Reibungskoeffizienten zwischen unbeschichtetem Stahl und Beton von  $0,2 < \mu < 0,6$ . Da die Stahlkomponenten vor der Betonage mit Schalöl behandelt wurden wird in der Versuchsnachrechnung auf der sicheren Seite liegend ein Reibungskoeffizient am unteren Rand des aus der Literatur bekannten Wertebereichs von  $\mu = 0,2$  angesetzt. Das Mantelrohr wird, analog zum Versuch, über die Haftreibung gehalten.

Die Belastung des Versuchskörpers erfolgt weggesteuert und zur Erzielung einer besseren Konvergenz schrittweise über die Oberkante des Kernprofils. Die Verschiebungsinkremente werden dabei automatisiert bis zum Erreichen der Konvergenz verkleinert. Die Lastausleitung erfolgt über den an der Unterseite gelagerten Beton.

Hinsichtlich der Netzeinteilungen findet eine Netzverfeinerung in den relevanten Bereichen des Versuchskörpers statt. Größere Netzeinteilungen werden für Bereiche festgelegt, die für den vorliegenden Anwendungsbereich von untergeordneter Bedeutung sind. Ein Längs- sowie ein Querschnitt durch das generierte FE-Modell ist in Abb. 52 dargestellt. Darüber hinaus lässt sich die lokale Netzverfeinerung erkennen. Da die lokale Lastübertragung der Schubringe auf den Beton in dieser Berechnung von besonderem Interesse ist, ist eine deutliche Netzverfeinerung in diesen Bereichen sinnvoll. Die Kalibrierung der Netzfeinheit wird über Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Vernetzungen durchgeführt.

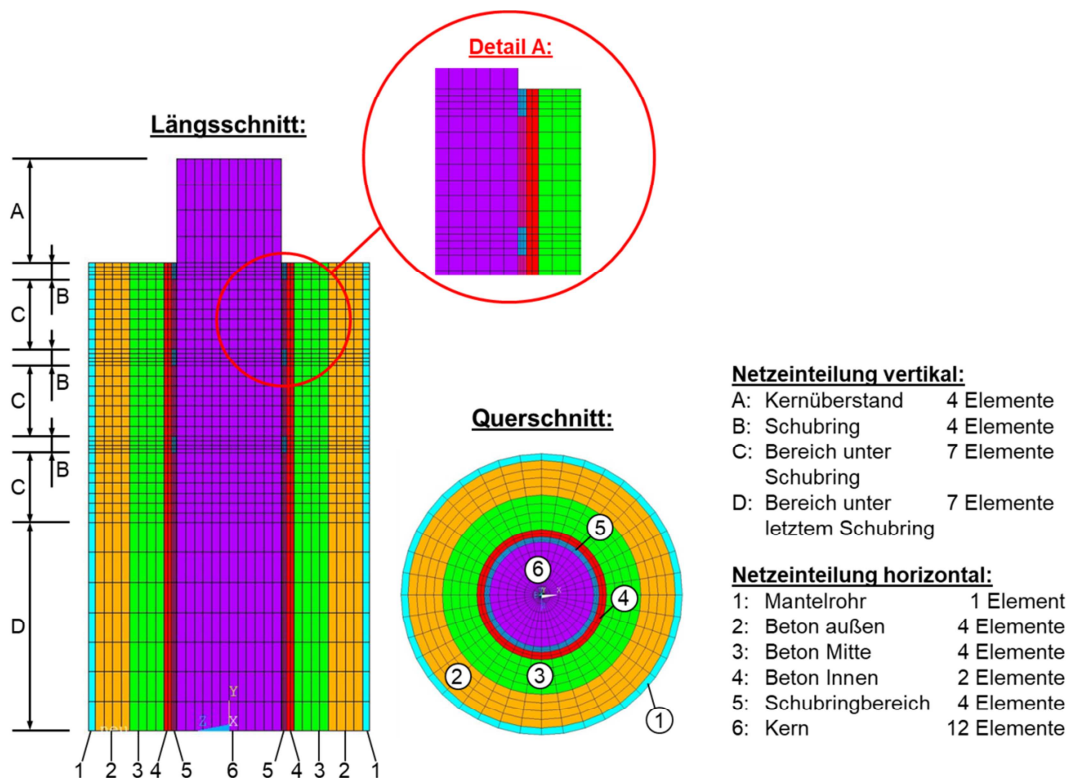


Abb. 52: Netzeinteilung des FE-Modells

### 4.3 Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

Auf Basis des zuvor beschriebenen FE-Modells werden die durchgeführten Versuche zum Lasteinleitungsverhalten simuliert, um die Ergebnisse der Versuche numerisch zu reproduzieren. Im nachfolgenden Kapitel werden die Versuchsergebnisse den numerischen Simulationsergebnissen gegenüber gestellt. Hierbei werden Erkenntnisse, die nicht direkt aus den Versuchen erkennbar sind, gewonnen und ebenfalls auf Schwächen des numerischen Modells hingewiesen.

#### 4.3.1 Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Last-Verformungskurven

Wie in 3.6 beschrieben, werden auch in der Versuchsnachrechnung lediglich Verformungen  $f < 10,0$  mm betrachtet, wobei besonders der Bereich der Lastverformungskurve mit  $f < 6,0$  mm von besonderer Bedeutung ist, da größere Relativverschiebungen zwischen Kern und Beton in der Realität nur bei äußerst ungünstigen Stützengeometrien auftreten.

In Abb. 53 sind die aus der numerischen Simulation und aus den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Last-Verformungskurven gegenübergestellt. Hierzu wurden die aus allen drei Einzelversuchen erhaltenen Last-Verformungskurven zunächst um die Haltephasen bereinigt und dann gemittelt. Die FE-Ergebnisse wurden um die elastischen Verformungsanteile aus den nicht modellierten Versuchskörperteilen (Fußplatte und Kern im Betonbereich oberhalb des obersten Schubrings) korrigiert.

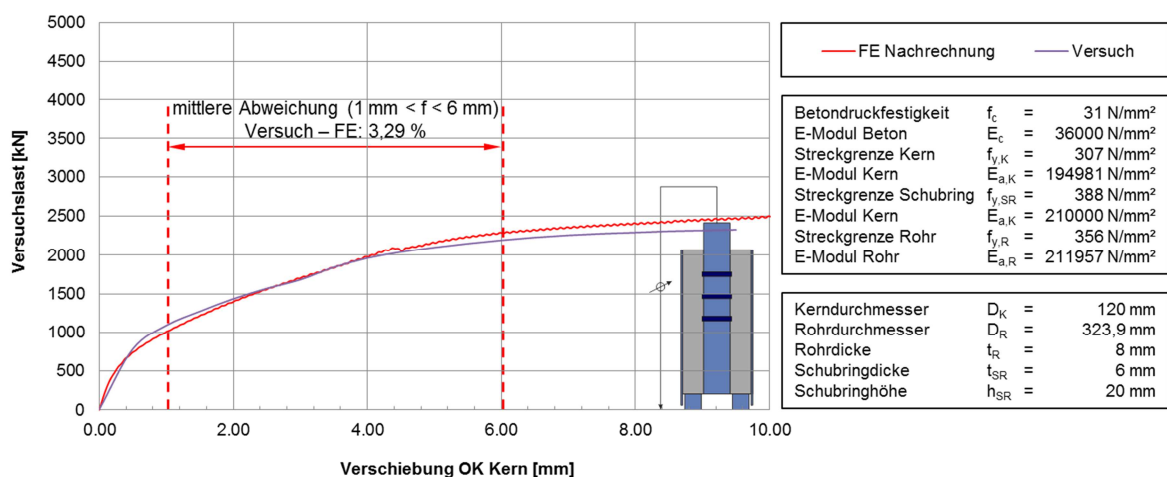
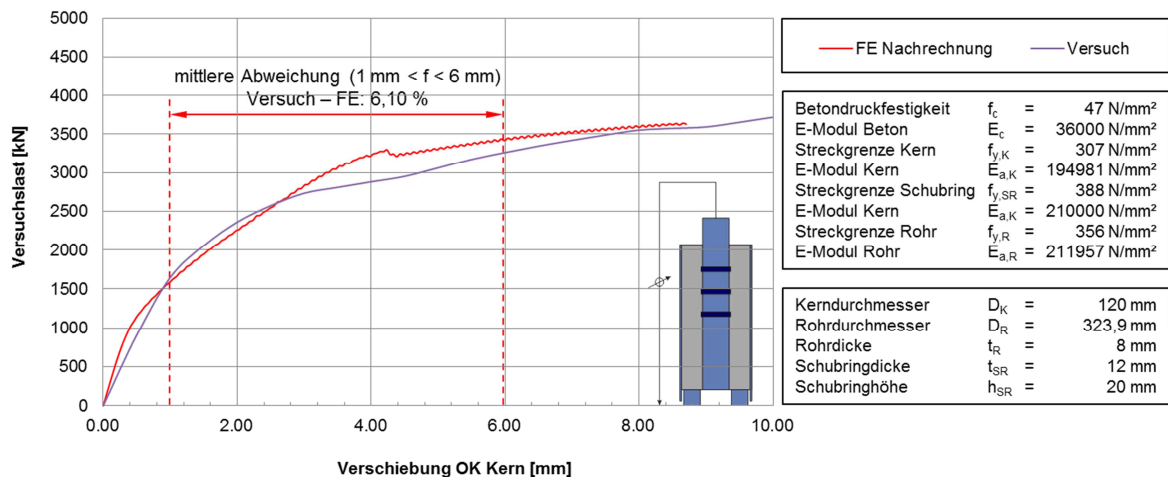


Abb. 53: Vergleich Versuch - FE-Nachrechnung; Versuchsreihe K5-I

Es lässt sich eine gute Übereinstimmung in allen Verschiebungszuständen erkennen. Für die spätere Entwicklung eines Bemessungsmodells ist vor allem der Verformungsbereich zwischen  $f=1,0$  mm und  $f=6,0$  mm von Interesse. In diesem Bereich ergibt sich eine mittlere Abweichung zwischen Versuch und Simulation von lediglich 3,29%. Das FE-Modell liefert somit für die Versuchsreihe K5-I eine hohe Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Abb. 54 zeigt die Gegenüberstellung der numerischen Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen der Versuchsreihe K5-II. Da Versuchsreihe K5-II-3 deutlich von den weiteren durchgeführten Versuchen abweicht, bleibt diese bei der gemittelten Versuchskurve unbe-

rücksichtigt. Auf dieser Basis ergibt sich eine gemittelte Abweichung im Bereich von  $f=1,0$  mm und  $f=6,0$  mm von circa 6,10 %. Im Vergleich zu Versuchsreihe K5-I ist zu erkennen, dass die numerisch ermittelten Versuchslasten im Bereich von circa  $f = 2,7$  mm bis  $f = 6,0$  mm über denen der Versuche liegen. Zu beachten ist allerdings, dass auch die Versuche mit Unsicherheiten behaftet sind, die wahrscheinlich auf Herstellung und Durchführung der Versuche zurückzuführen sind. Insgesamt lässt sich allerdings auch in Versuchsreihe K5-II eine gute Übereinstimmung zwischen dem numerischen Modell und den experimentell ermittelten Last-Verformungskurven feststellen.



**Abb. 54:** Vergleich Versuch - FE-Nachrechnung; Versuchsreihe K5-II

#### 4.4 Spannungsauswertung der Versuchsnachrechnung

Im nachfolgenden Kapitel werden die Spannungen innerhalb des Versuchskörpers mit Hilfe des FE-Modells für die unten angegebenen Verformungszustände gegenübergestellt:

- $f = 0,05$  mm (initiale Verformung, nahezu unbelastet)
- $f = 1,0$  mm (erste Stützstelle zur Ermittlung der Federkennlinien)
- $f = 6,0$  mm (zweite Stützstelle zur Ermittlung der Federkennlinie; definierte Traglast)

Hierdurch sollen insbesondere die Tragmechanismen in den Versuchskörpern nachvollzogen und die Übereinstimmung mit dem angenommenen Tragverhalten überprüft werden. Darüber hinaus dienen diese als Plausibilitätskontrolle zur Verifizierung des FE-Modells.

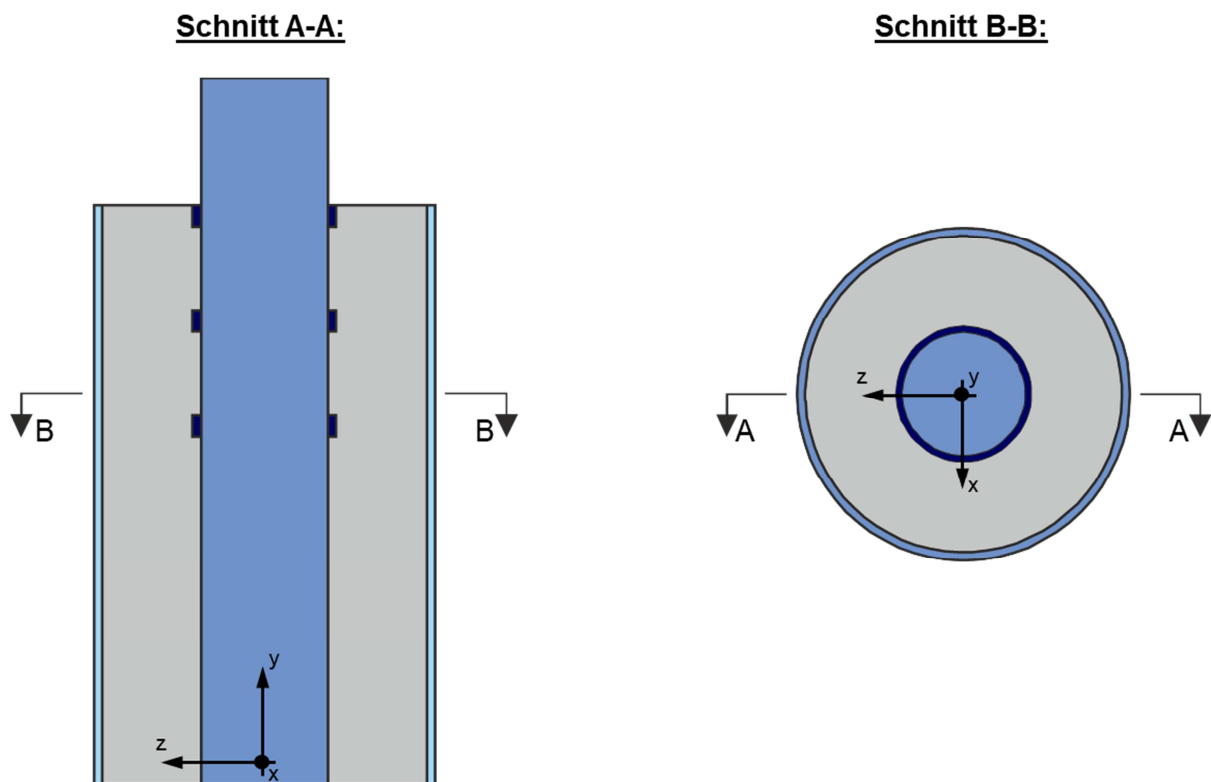
Exemplarisch werden die Spannungen der Versuchsreihe K5-I für die Darstellung herangezogen. Die Spannungen der Versuchsreihe K5-II sind qualitativ identisch mit denen der Versuchsreihe K5-I. Unterschiede treten lediglich infolge der höheren ertragbaren absoluten Belastung im Betrag der jeweiligen Spannungswerte auf. Aus diesem Grund wird auf eine Darstellung der Spannungsplots der Versuchsreihe K5-II verzichtet.

Nicht für jedes Bauteil sind die gleichen Spannungsarten relevant, um den Versagenszustand und den Lastabtrag beurteilen zu können. Zur Erhöhung der Übersichtlichkeit werden lediglich die jeweils bemessungsrelevanten Spannungen (Normal-, Schub-, Haupt-, Vergleichsspannungen) für das jeweilige Bauteil ausgegeben.

Für die folgenden einzelnen Versuchskörperkomponenten werden die angegebenen Spannungen ausgegeben:

- |               |                      |               |
|---------------|----------------------|---------------|
| - Kern:       | Normalspannungen     | $\sigma_y$    |
|               | Hauptspannungen      | $\sigma_3$    |
| - Schubringe: | Normalspannungen     | $\sigma_y$    |
|               | Schubspannungen      | $\tau_{yz}$   |
|               | Vergleichsspannungen | $\sigma_v$    |
| - Beton:      | Normalspannungen     | $\sigma_y$    |
|               | Normalspannungen     | $\sigma_z$    |
| - Mantelrohr: | Radialspannungen     | $\sigma_r$    |
|               | Ringzugspannungen    | $\sigma_{at}$ |

Die im Folgenden angegebenen Spannungen werden immer am Längsschnitt dargestellt. Die Schnittführung sowie das Bezugskordinatensystem für die Bezeichnung der Spannungen ist in Abb. 55 dargestellt. Aus Gründen einer übersichtlichen Darstellung, sind in den Spannungsplots zu den jeweiligen Bauteilen lediglich diese dargestellt und die restlichen Versuchskörperkomponenten ausgeblendet.

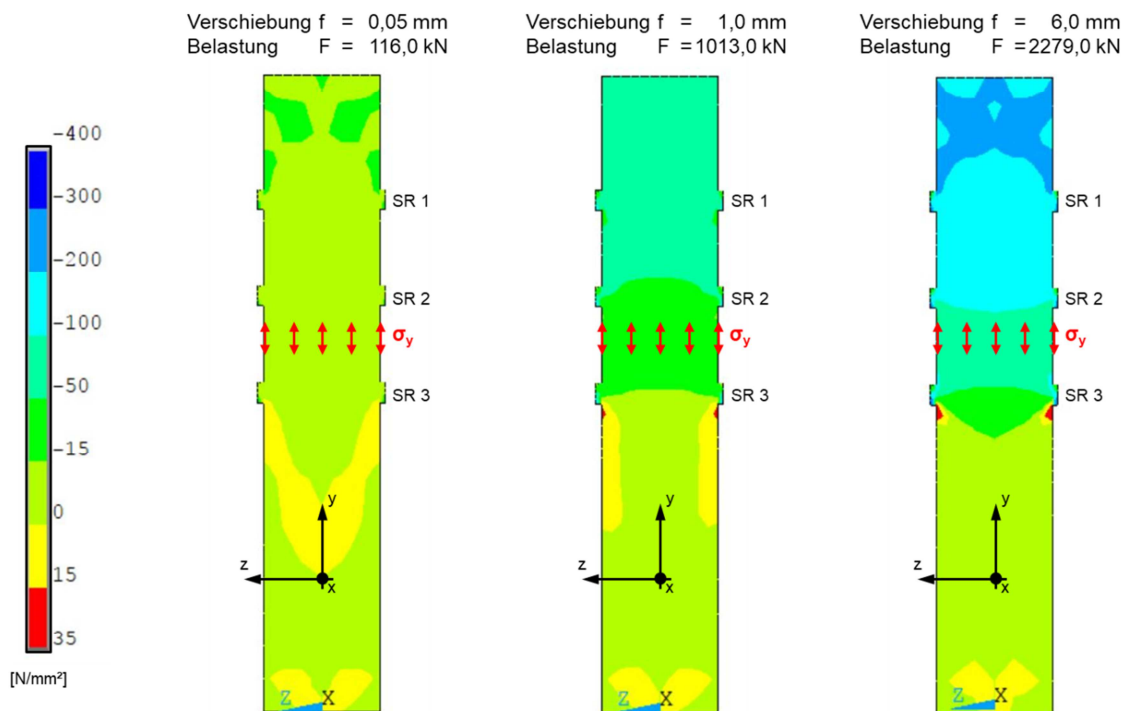


**Abb. 55:** Schnittführung bei der Spannungsdarstellung

#### 4.4.1 Spannungen im Kern und in den Schubringen

Zur besseren Verständlichkeit werden in der Folge die Schubringe (SR) gemäß Abb. 56 benannt. Hierbei bezeichnet „Schubring 1“ (SR1) den obersten Schubring und „Schubring 3“ (SR3) den untersten Schubring.

In Abb. 56 sind die Normalspannungen ( $\sigma_y$ ) in Stützenlängsrichtung am Längsschnitt durch das Einstellprofil dargestellt. Mit zunehmender Belastung ergeben sich erwartungsgemäß höhere Normalspannungen im Kernprofil. Es ist eine gleichmäßige Verteilung der Normalspannungen über den gesamten Querschnitt erkennbar.



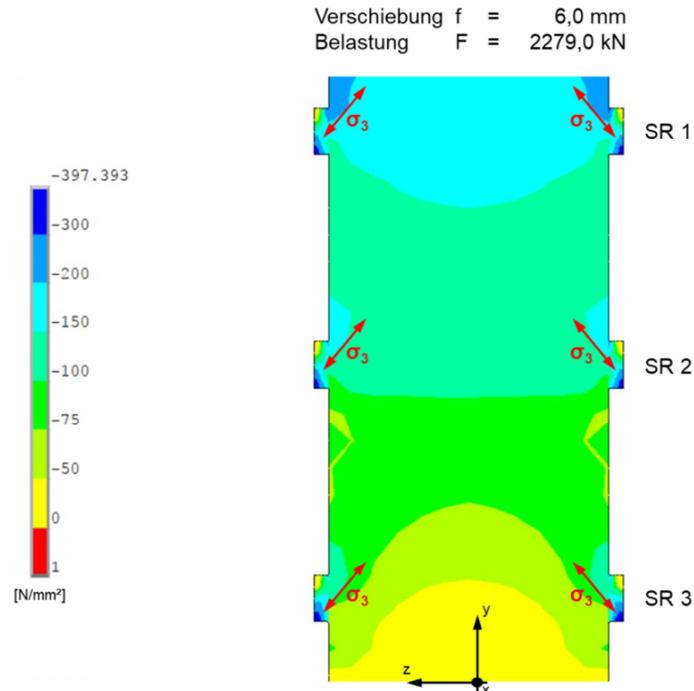
**Abb. 56:** Darstellung der Kernnormalspannungen (Längsschnitt) in Stützenlängsrichtung ( $\sigma_y$ )

In allen Beanspruchungszuständen wird eine gleichmäßige Spannungsabnahme im Kernprofil durch die Kraftweiterleitung der Schubringe deutlich. Hieraus lässt sich schließen, dass alle Schubringe nahezu identische Beanspruchungen erfahren und somit zu gleichen Teilen zum Lastabtrag beitragen. Unter dem letzten Schubring (SR 3) bilden sich Bereiche aus, welche Zugspannungen erfahren (Abb. 56 gelbe und rote Bereiche). In diesen Bereichen werden die unterhalb von SR3 im Kern verbliebenen Spannungsanteile über Zugstreben in den untersten Schubring rückgelagert und in den Beton eingetragen.

In Abb. 57 sind die Hauptspannungen  $\sigma_3$  bei einer Kernverschiebung von  $f=6,0 \text{ mm}$  angegeben. Diese verdeutlichen den Kraftfluss vom Kern in die Schubringe. Die Kräfte werden aus dem Kernprofil über schräge Druckstreben in die Schubringe weitergeleitet, von dort erfolgt die Weiterleitung über Flächenpressung an der Unterkante sowie den Seitenflächen der Schubringe in den Beton. Es ist erkennbar, dass sich an den unteren Außenkanten der Schubringe erwartungsgemäß die höchsten Spannungen einstellen, da die Randbereiche des Schubrings an der Unterseite gegen den Beton gedrückt werden. In diesem Bereich ist der Schubring sowohl in Längs- als auch in Querrichtung durch den Beton gehalten. Da die angrenzenden Betonelemente wiederum durch den umgebenden Beton sowie an der Au-

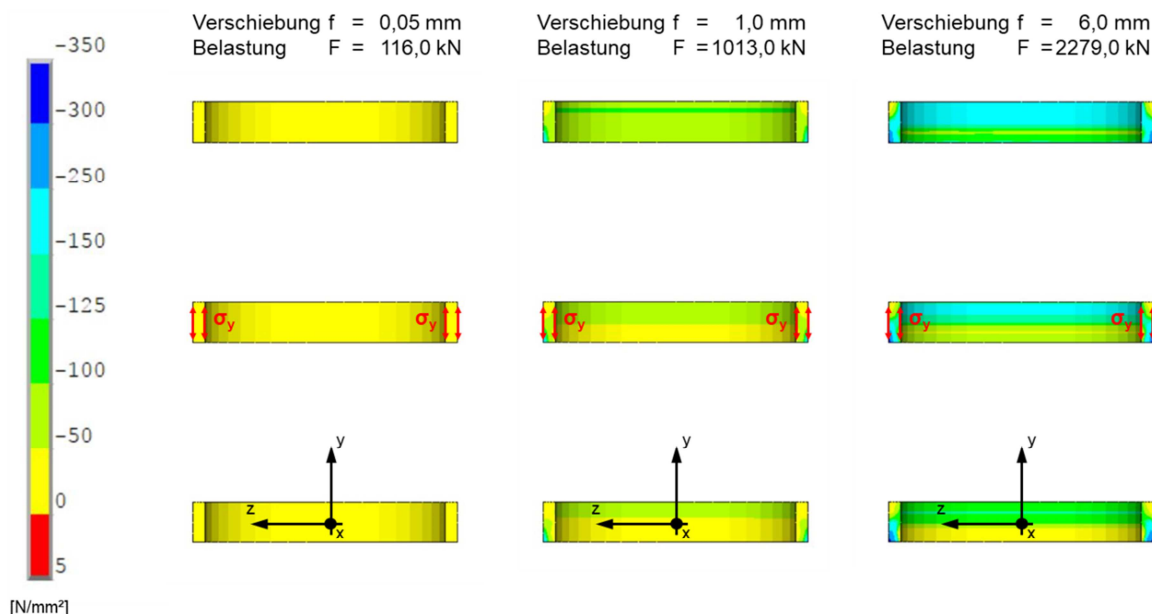


Benkante durch das umgebende Mantelrohr in ihrer Verformung behindert sind, kommt dieser Zustand einer Lagerung des Schubrings an der unteren Außenkante in Längs- und Querrichtung gleich.



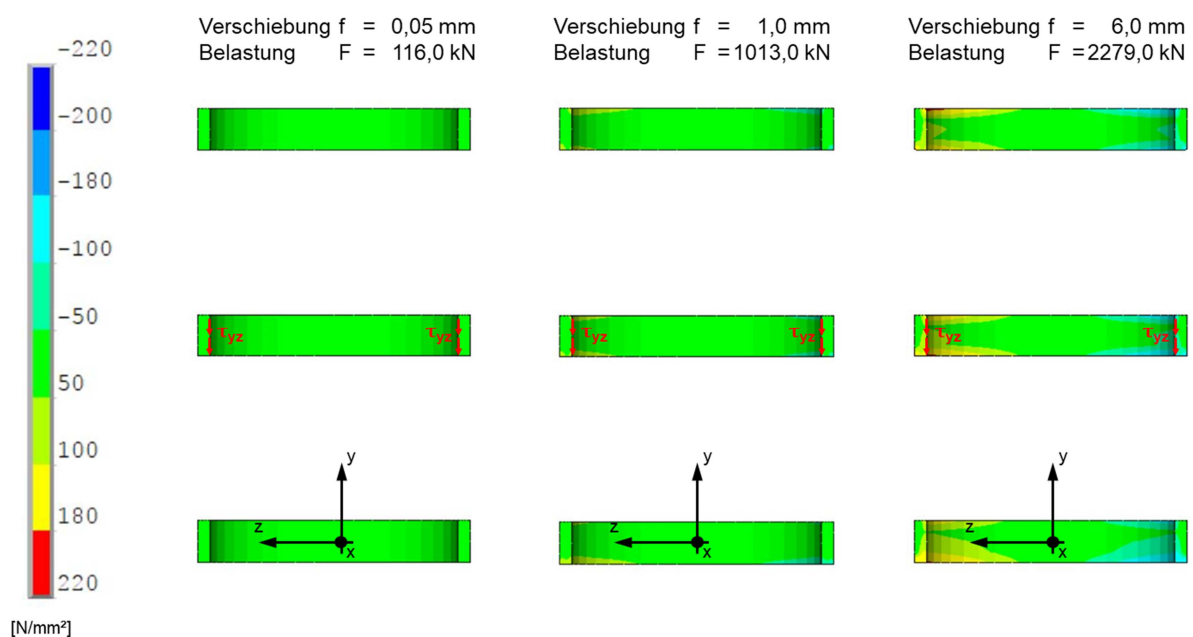
**Abb. 57:** Hauptspannungen  $\sigma_3$  im Bereich der Schubringe

Resultierend ergibt sich für die Schubringe selber ein Beanspruchungszustand, der sich vor allem aus Drucknormalspannungen in Stützenlängsrichtung sowie aus Schubspannungen durch die Weiterleitung der Kräfte aus dem Kern in den Schubring zusammensetzt. Darüber hinaus bilden sich Ringzugspannungen im Schubring aus, welche allerdings für das Tragverhalten von untergeordneter Bedeutung sind.



**Abb. 58:** Darstellung der Normalspannungen in den Schubringen (Längsschnitt) in Stützenlängsrichtung ( $\sigma_y$ )

Abb. 58 zeigt die Längsnormalspannungen  $\sigma_y$  in den Schubringen. Auch hier lässt sich erkennen, dass alle Schubringe nahezu identische resultierende Normalspannungen in Vertikalrichtung aufweisen. Wie bereits erwähnt, erfahren die Schubringe neben Drucknormalspannungen vor allem Schubbeanspruchungen, die unter Umständen zu einem Abscheren der Verbundmittel führen können. Diese sind in Abb. 59 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Schubspannungen im Versuch in allen dargestellten Verformungszuständen deutlich unterhalb der rechnerischen charakteristischen Schubtragfähigkeit von  $\tau_R=205 \text{ N/mm}^2$  liegen. Es ist zu beachten, dass entgegen der Versuchsausführung und der späteren Einbausituation die Schubringe in der numerischen Versuchsnachrechnung fest mit dem Stahlkern verbunden und nicht über Schweißnähte befestigt sind. Demnach ist für die spätere Bemessung auf eine ausreichende Dimensionierung der Schweißnaht zu achten.

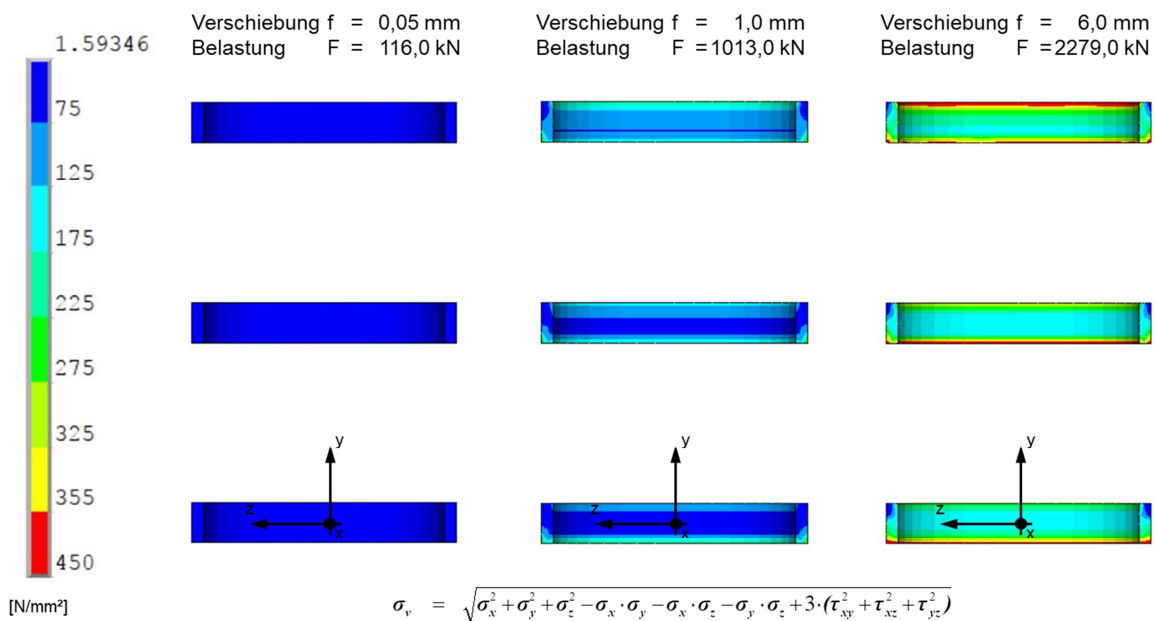


**Abb. 59:** Schubspannungen  $\tau_{yz}$

Zur Beurteilung, ob die Schubringe Beanspruchungen erfahren, die oberhalb der Plastizitätsgrenze liegen, eignet sich die Darstellung der Vergleichsspannungen nach von Mises (vgl. Abb. 60).

Bei der Betrachtung der Vergleichsspannungen nach Abb. 60 lässt sich eine Konzentration der resultierenden Spannungen an der Unterkante der Schubringe erkennen. In diesem Bereich der Verbundmittel liegen die Vergleichsspannungen bei einer Verschiebung der Kernoberkante von  $f = 6,0 \text{ mm}$  oberhalb der Streckgrenze. Somit ist davon auszugehen, dass die plastischen Tragreserven des Bauteils teilweise aktiviert werden und es, übereinstimmend mit der Versuchsdurchführung, zu plastischen Verformungen der Schubringe kommt.

Da der Bereich, in dem die Spannungen die Streckgrenze überschreiten allerdings nur einen kleinen Teil des Schubrings betrifft, ist dies als unbedenklich für das Tragverhalten anzusehen.



**Abb. 60:** Vergleichsspannungen  $\sigma_v$  nach von Mises

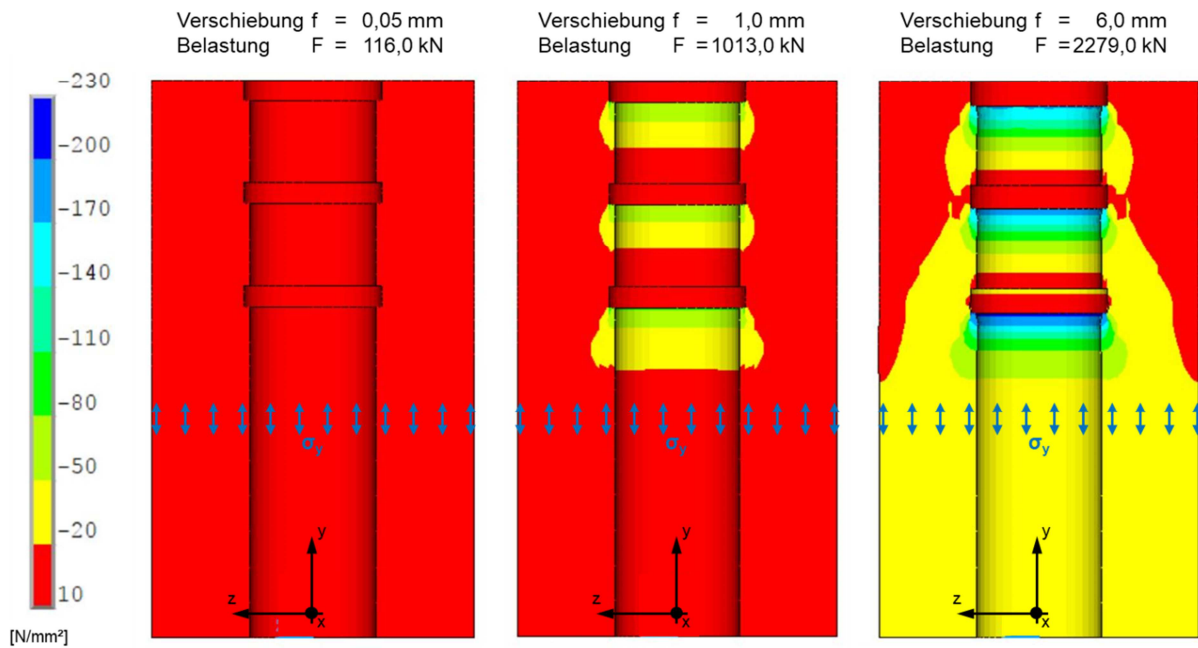
Eine weitere Konzentration der Spannungen ist im Bereich des oberen Anschlusspunktes zwischen Schubring und Stahlkern erkennbar. Auch hier kommt es zu lokalen Überschreitungen der Streckgrenze. Dies ist auf die an dieser Stelle maximalen Schubspannungen zurückzuführen, welche dort konzentriert in den Schubring eingeleitet werden. An dieser Stelle sei noch einmal darauf hingewiesen, dass auf diesen Umstand bei der Dimensionierung der späteren Schweißnahtdicke ein besonderes Augenmerk zu legen ist.

Abschließend bleibt festzuhalten, dass davon ausgegangen werden kann, dass bei den experimentellen Untersuchungen zur Lasteinleitung die Traganteile der unterschiedlichen Schubringe (SR1 bis SR3) nahezu identisch waren und die eingeleitete Versuchslast gleichmäßig auf die Schubringe verteilt wurde. Ob dies für beliebige Schubringgeometrien und –abstände und eine beliebige Anzahl von Schubringen ebenso zutrifft, ist in der Parameterstudie (Kapitel 5) zu untersuchen.

#### 4.4.2 Spannungen im Beton

Im folgenden Kapitel werden die Spannungszustände im Beton dargestellt und hinsichtlich ihrer Plausibilität auf das Tragverhalten überprüft. Besonderes Augenmerk gilt der Aktivierung der Umschnürungswirkung, welche die Voraussetzung für die Anpassung der Dehnungsparameter gemäß Kapitel 4.2.2.2 ist. Die nachfolgend dargestellten Spannungsverläufe werden an einem Längsschnitt durch den Stützenkörper dargestellt. Abgebildet sind lediglich die Betonelemente. Bauteilkomponenten aus Stahl sind nicht dargestellt.

Die Normalspannungen in Stützenlängsrichtung werden vom Kern über die Schubringe in den Beton eingeleitet. Laut [16] breiten sich die Normalspannungen kegelförmig in einem definierten Winkel vom Verbundmittel ausgehend im Beton aus. Dies wird durch Abb. 61 bestätigt. Dort sind die Normalspannungen  $\sigma_y$  im Beton in Stützenlängsrichtung dargestellt.



**Abb. 61:** Darstellung der Betonnormalspannungen (Längsschnitt) in Stützenlängsrichtung ( $\sigma_y$ )

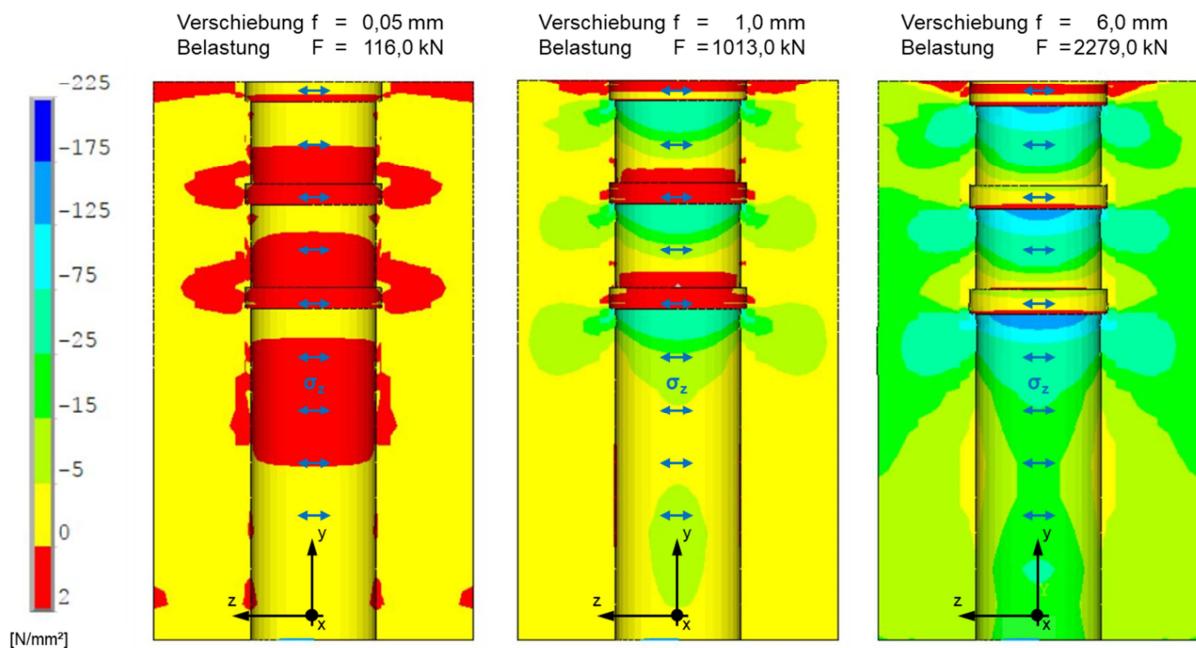
Im initialen Belastungsschritt erfährt der Beton lediglich vernachlässigbare Beanspruchungen. Bei einer Kernverschiebung von  $f = 1,0$  mm werden erste Spannungsspitzen rund um die Schubringe sichtbar. Auffällig ist, dass der höher beanspruchte Bereich des Betons bei den beiden oberen Schubringen die Form einer halben Ellipse aufweist, wohingegen beim untersten Schubring die erwartete kegelförmige Ausbreitung der Betondruckspannungen erkennbar ist. Dieser Umstand ist auf die Interaktion zwischen den Druckspannungen, die durch den jeweils oberhalb liegenden Schubring in den Beton eingetragen werden sowie die Zugspannungen, welche sich im Beton direkt seitlich oberhalb des betreffenden Rings durch ein Zurückhängen der Betonelemente an die nächsthöher gelegenen Elemente bilden. Unterhalb des letzten Schubrings erfolgt keine Überlagerung von Druck- und Zugspannungen, da in diesem Bereich keine Zugspannungen im Beton gekoppelt werden müssen. Bereits bei einer Verschiebung des Kernprofils von  $f = 1,0$  mm und einer daraus resultierenden aufgebrachtten Belastung von  $F = 1013,0$  kN ergeben sich unter den Schubringen Normalspannungen, die in der Größenordnung der zwei- bis dreifachen einaxialen Betondruckfestigkeit liegen.

Bei einer Kernverschiebung von  $f = 6,0$  mm ist der sich mit steigender Belastung weiter ausbreitende Druckkegel deutlich erkennbar (gelber Bereich). Durch die steigenden Belastungen ist nahezu der komplette Beton am Kern, oberhalb der Schubrippen, überdrückt. Direkt unterhalb der Schubringe lassen sich deutlich erhöhte Betondruckspannungen erkennen, welche sich kegelförmig im umliegenden Beton ausbreiten. Die sich einstellenden maximalen Druckspannungen liegen mit  $\sigma_{y,max} = 225,0$  N/mm<sup>2</sup> signifikant oberhalb der einaxialen Betondruckfestigkeit  $f_{cm} = 31,0$  N/mm<sup>2</sup>.

Dies deutet darauf hin, dass sich, wie in den Vorüberlegungen angenommen, ein mehraxialer Druckspannungszustand im Beton einstellt. Vor allem in den Bereichen direkt unter den Schubringen müssen daraus folgend ebenfalls in Quer- beziehungsweise Radialrichtung hohe Druckspannungen auftreten. Zur Überprüfung sind die Normalspannungen  $\sigma_z$  in z-Richtung in Abb. 62 dargestellt. Im Bereich der Schubringe zeigen sich bei zunehmender

Belastung größer werdende Druckspannungen in Querrichtung. Diese überschreiten bei einer Kernverschiebung von  $f = 6,0 \text{ mm}$  mit  $\sigma_{z,\max} = 185,0 \text{ N/mm}^2$  die einaxiale Betondruckfestigkeit ebenfalls um ein Vielfaches. Direkt unterhalb der Schubringe stellt sich somit ein nahezu hydrostatischer Druckspannungszustand ein.

Weiterhin ist zu erkennen, dass die Normalspannungen in Querrichtung nach außen, zum Mantelrohr hin abnehmen. Dennoch stellt sich auch im Randbereich ein seitlicher Umschnürungsdruck ein, dessen Höhe mit zunehmender Belastung ansteigt. Der Bereich, in dem dieser Umschnürungsdruck anliegt, breitet sich mit steigender Belastung über einen größeren Bereich aus. Dies bedeutet, dass mit zunehmender Verformung weitere Teile des Mantelrohres in Querrichtung aktiviert werden und zu einer weiteren Umschnürung des Betons führen.



**Abb. 62:** Darstellung der Betonnormalspannungen (Längsschnitt) in Stützenquerrichtung ( $\sigma_z$ )

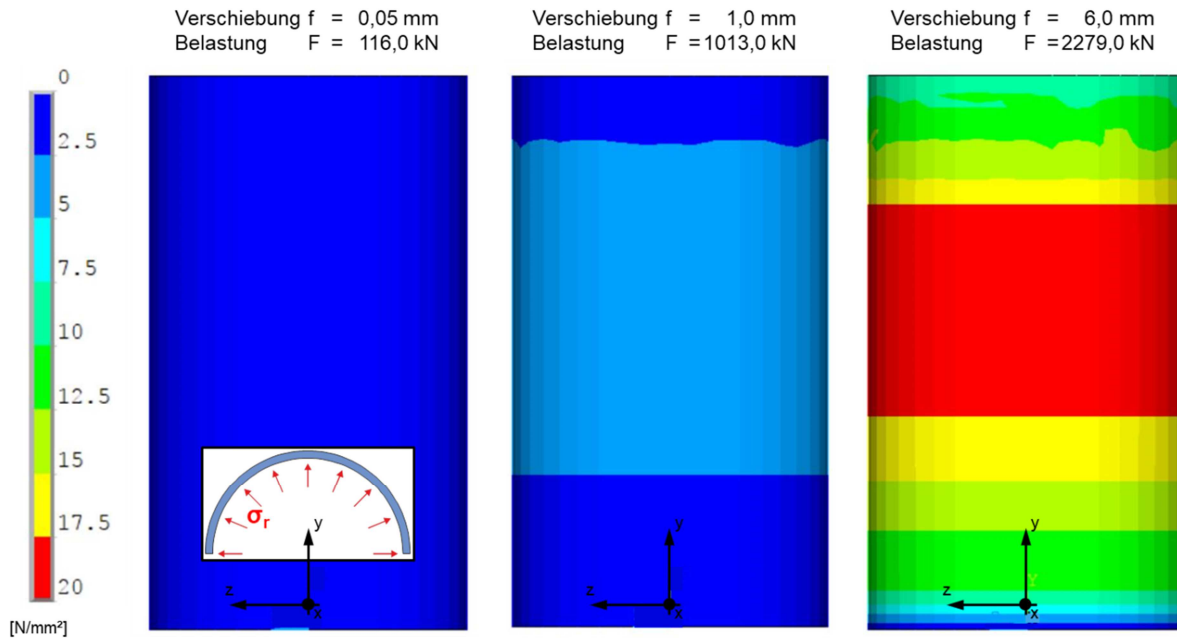
Wie hoch hierbei die tatsächlichen Umschnürungsspannungen sind und wie hoch das Mantelrohr ausgenutzt wird, lässt sich mit Hilfe der Kontaktelemente zwischen Beton und Rohr überprüfen.

#### 4.4.3 Anpressdruck zwischen Beton und Mantelrohr und Spannungen im Mantelrohr

Die Größe der Umschnürungsspannungen und damit die Ausnutzung des Mantelrohres infolge der Querdehnung des Betons kann mit Hilfe der Kontaktpressungen in den Kontaktelementen zwischen den beiden Bauteilen überprüft werden.

Hierzu sind in Abb. 63 die Kontaktpressungen der Kontaktelemente zwischen Beton und Mantelrohr dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich der Anpressdruck mit steigender Beanspruchung sukzessive aufbaut. Dies stimmt mit der in Kapitel 2.2.1 formulierten Annahme überein, dass bei steigender Belastung und damit einhergehend zunehmender Querdehnung des Betons, diese durch das Mantelrohr behindert wird und das Rohr umschnürend auf den Beton wirkt.

Ebenso wie in Kapitel 4.4.2 kann auch hier gezeigt werden, dass bereits bei relativ kleinen Kernverschiebungen ( $f = 1,0 \text{ mm}$ ) eine Umschnürungswirkung aktiviert werden kann. Das Rohr erfährt bei dieser Verschiebungsstufe bereits eine Radialspannung, welche ungefähr 10 % – 15 % der Betondruckfestigkeit nach [8] entspricht.



**Abb. 63:** Kontaktpressungen an den Kontaktelementen zwischen Beton und Mantelrohr

Bei einer Kernverschiebung von  $f = 6,0 \text{ mm}$  beträgt die maximale Kontaktpressung circa  $17,5 \text{ N/mm}^2$  bis  $20,0 \text{ N/mm}^2$ . Der Bereich, in dem diese auftritt, entspricht hierbei erwartungsgemäß dem Bereich der maximalen Betonnormalspannungen in Querrichtung nach Abb. 62.

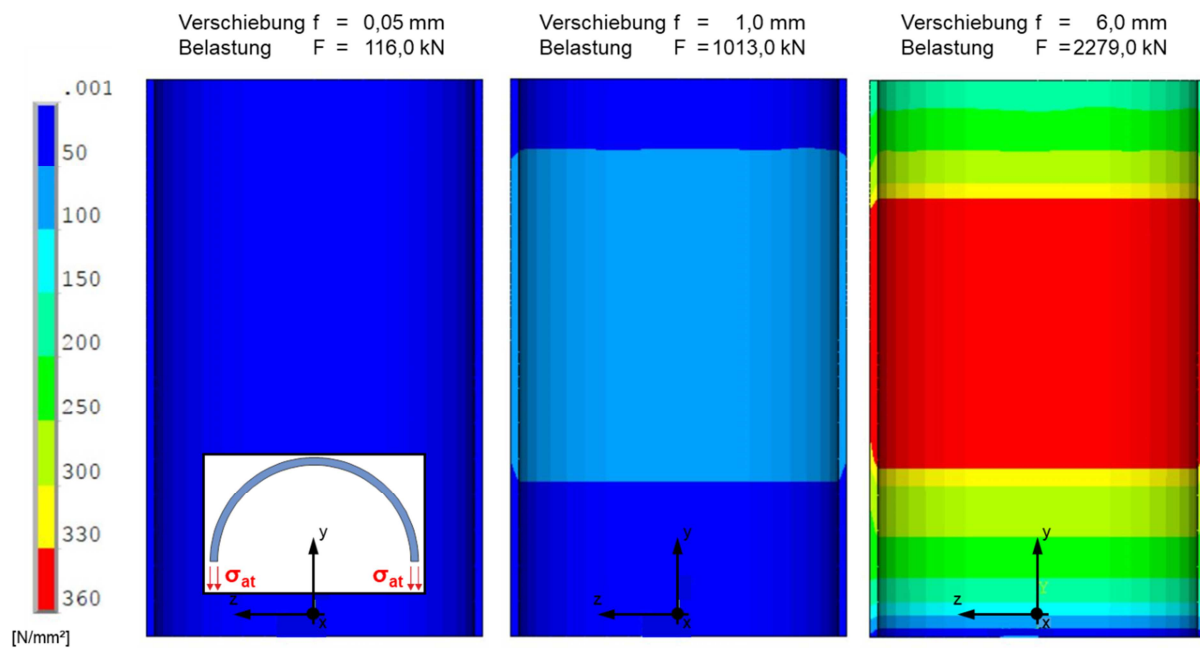
Nach Kapitel 2.1.2 und Formel (2.9) folgt für den maximalen vom Rohr aufnehmbaren Innendruck beziehungsweise die maximale Radialspannung  $\sigma_{r,max}$ :

$$\sigma_{r,max} = \frac{2 \cdot t_R \cdot D_{R,a}}{\sigma_{at,zul}} = \frac{2 \cdot 8,0 \cdot 323,9}{355,0} = 14,60 \text{ N/mm}^2 \quad (4.5)$$

- Mit  $\sigma_{r,max}$  maximal aufbringbare Radialspannung im Rohr  
 $\sigma_{at,zul}$  zulässige Tangentialspannung (Streckgrenze)  
 $D_{R,a}$  Außendurchmesser des Hohlprofils

Verglichen mit den aus Abb. 63 erkennbaren maximalen Kontaktpressungen zeigt sich, dass diese in der FE-Simulation überschritten werden, dennoch aber als plausibel angesehen werden können. Die Überschreitung ist vor allem darauf zurückzuführen, dass die festgesetzten Steifigkeitskennwerte der Kontaktelemente Auswirkungen auf die Genauigkeit der Ergebnisse haben können. Dennoch ergeben sich plausible Ergebnisse, welche zur weiteren Verwendung geeignet sind.

Zur Überprüfung zeigt Abb. 64 die Ringzugspannungen  $\sigma_{at}$  im Mantelrohr.



**Abb. 64:** Darstellung der Ringzugspannungen im Mantelrohr (Längsschnitt) ( $\sigma_{at}$ )

Es zeigen sich die qualitativ gleichen Spannungsverteilungen wie bei den Kontaktpressungen. Die Bereiche der maximalen Spannungen sind deckungsgleich. Der maximal beanspruchte Bereich weist korrespondierend zu den Kontaktspannungen Ringzugspannungen in der Größe der Streckgrenze auf. Somit ist das Rohr in diesem Bereich plastiziert und nicht mehr in der Lage, eine höhere Umschnürungswirkung zu entwickeln. Bei Betrachtung der Spannungsplots zwischen den in Abb. 64 abgebildeten Lastschritten (hier nicht dargestellt) wird deutlich, dass Spannungen oberhalb der Streckgrenze zuerst in einem örtlich begrenzten Bereich unterhalb von Schubring 3 auftreten. In der Folge vergrößert sich dieser Bereich vornehmlich in Richtung der oberen Schubringe (SR1 und SR2). Eine Vergrößerung des plastizierten Bereichs zum Stützenfuß hin ist zwar zu erkennen, allerdings örtlich begrenzter als die oben beschriebene Ausbreitung in Richtung der oberen Schubringe.

Wenn die maximal auf das Rohr aufbringbare Radialspannung überschritten wird, folgt daraus, dass das Mantelrohr in den Bereichen der maximalen Beanspruchung plastiziert. Dies ist auch am Verlauf der Last-Verformungskurve erkennbar, die im Bereich  $f > 4,0$  mm eine geringere Steifigkeit aufweist als bei kleineren Beanspruchungen. Bei genauer Betrachtung der mit diesem Belastungsschritt korrespondierenden Spannungen im Rohr (hier nicht dargestellt) ist erkennbar, dass zeitgleich die Fließspannung des Mantelrohres erreicht wird. Der Steifigkeitsabfall ist somit auf ein Plastizieren des Mantelrohres zurückzuführen.

Durch die Auswertung der Spannungen im Mantelrohr kann geschlussfolgert werden, dass es in den Versuchen zu einem Steifigkeitsabfall und damit einem Versagen des Stützenkörpers kam, da die Ringzugspannungen im Mantelrohr zu einem Plastizieren des Rohres geführt haben. Aus diesem Grund war die resultierende Umschnürungswirkung nicht mehr ausreichend, um eine weitere Steigerung der Betonspannungen unterhalb der Schubringe zu ermöglichen. Korrespondierend bestätigen die an den geprüften Versuchskörpern erkennbaren Aufweitungen der Mantelrohre dieses Ergebnis zweifelsfrei.

#### 4.5 Zusammenfassung

Zu Beginn des Kapitels wurden die Grundlagen der FE-Berechnungen erläutert. Auf Basis des beschriebenen Modells erfolgte eine Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen.

Bei der Erstellung des numerischen Modells sind Vereinfachungen gegenüber den tatsächlichen Versuchskörpern vorgenommen worden. Zum einen wurden die Fußplatte sowie der Beton oberhalb von Schubring 1 nicht mit abgebildet. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass in diesem Bereich ansonsten ein unerwünschtes Zugversagen im Beton auftritt, welches Berechnungsabbrüche zur Folge hat. Für die resultierenden Last-Verformungskurven hat dies keine Auswirkungen. Die elastischen Verformungen in den nicht modellierten Stützenteilen sind im Hinblick auf das Last-Verformungsverhalten mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes berücksichtigt worden.

Die Schweißnähte zwischen Schubring und Kernprofil wurden nicht abgebildet, sondern die Schubringe monolithisch mit dem Einstellprofil verbunden. Die Zulässigkeit dieser Vereinfachung wurde durch Vergleichsberechnungen überprüft. Die Bemessung der Schweißnähte ist bei der späteren Anwendung in jedem Fall den auftretenden Beanspruchungen anzupassen.

Im Materialmodell mussten für den Beton Anpassungen der Dehnungsparameter bei mehraxialen Spannungszuständen vorgenommen werden, da diese vom verwendeten Materialmodell „Drucker-Prager Concrete“ nicht korrekt abgebildet werden können.

Die Betrachtung der resultierenden Spannungs-Dehnungslinien zeigen für beide Versuchsreihen sehr genaue Übereinstimmungen zwischen experimenteller und numerischer Untersuchung. Demzufolge eignet sich das FE-Modell somit für eine Parameterstudie zur Ausweitung der erhaltenen Erkenntnisse auf weitere Schubringgeometrien und Materialkombinationen.

Abschließend wurden die Spannungen in den verschiedenen Bauteilkomponenten ausgewertet und im Hinblick auf das erwartete Tragverhalten beurteilt. Die eingeleiteten Beanspruchungen werden über Schub- und Drucknormalspannungen in Stützenlängsrichtung vom Kernprofil in die Schubringe eingeleitet. Hierbei zeigen sich an der oberen Kontaktstelle zwischen Kern und Schubring Spannungsspitzen, welche durch die konzentriert eingeleiteten Schubspannungen erzeugt werden.

Die Schubringe geben die Lasten wiederum an den Beton ab. Dies geschieht vornehmlich über Pressungen zwischen Schubring und Beton. Spannungsspitzen treten hier im Bereich der Unter- und Außenkante des Schubrings auf. Im Beton verteilen sich die Spannungen kegelförmig und führen zu einer Querdehnung im Material, durch die wiederum die Umschnürungswirkung des Mantelrohres aktiviert wird.

Bei einer Verschiebung der Kernoberkante von ca. 4,0 mm, was bei Versuchsreihe K5-I einer Versuchslast von circa 2000 kN entspricht und bei Versuchsreihe K5-II von ungefähr 3000 kN, beginnt das Mantelrohr zu fließen. Dies zeigt sich an einer Steifigkeitsänderung in den Last-Verformungskurven.

Insgesamt entspricht das qualitative Tragverhalten in der Versuchsnachrechnung dem angenommenen Tragverhalten. Mit Hilfe des verwendeten FE-Modells lassen sich die Last-

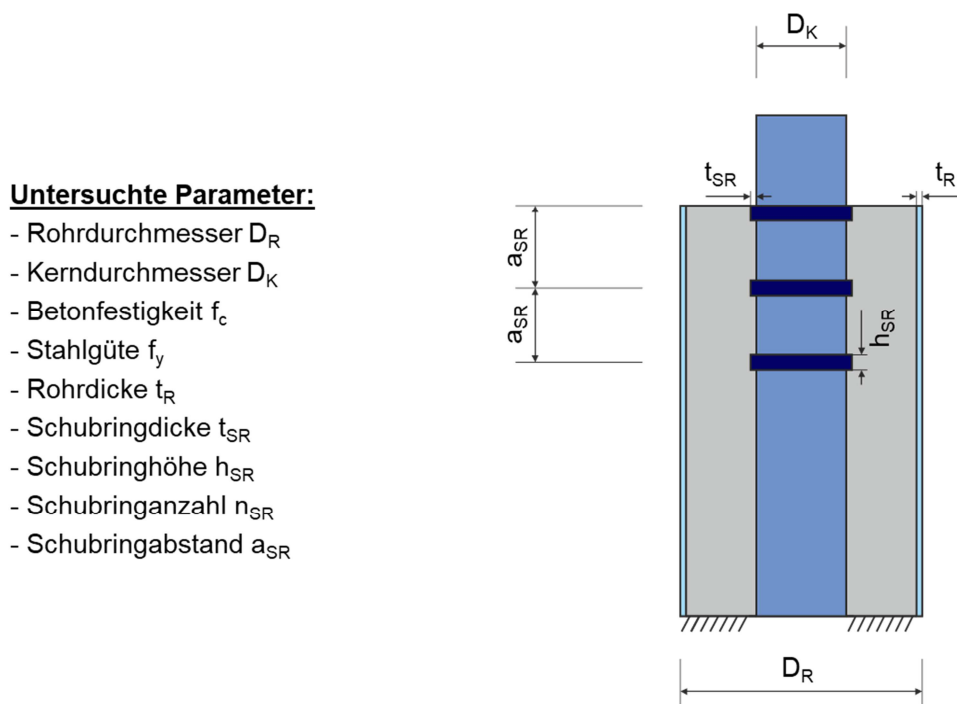


Verformungskurven daher realitätsnah abbilden, weshalb sich das Modell dazu eignet, die Erkenntnisse auf weitere, nicht experimentell untersuchte Schubringgeometrien und Materialparameter auszuweiten.

## 5 Parameterstudie

### 5.1 Allgemeines

Mit Hilfe des in Kapitel 4 beschriebenen und verifizierten FE-Modells werden im Rahmen der nachfolgend beschriebenen Parameterstudie die bisher gewonnenen Erkenntnisse auf weitere Schubrippengeometrien und Materialkombinationen ausgeweitet. Es werden die Einflüsse auf das Tragverhalten verschiedener geometrischer und materialtechnischer Parameter sowie der Einfluss der Schubrippenanzahl und des Abstandes zwischen den einzelnen Verbundmitteln untersucht. Im Einzelnen werden die in Abb. 65 erläuterten Parameter variiert und deren Einfluss auf das Tragverhalten beurteilt:



**Abb. 65:** Im Rahmen der Studie untersuchte Parameter

Auf dieser Grundlage wird eine Näherungsbeziehung auf Basis der in [16] beschriebenen Formel zu Ermittlung der maximal aufbringbaren Betonspannung bei Teilflächenpressung in ausbetonierten Hohlprofilen entwickelt. Mit dieser Näherungslösung ist es möglich, die übertragbaren Spannungen unter den Schubringen zu den definierten Verformungszuständen bei  $\Delta f = 1,0$  mm sowie  $\Delta f = 6,0$  mm zu ermitteln. Gleichzeitig wird die maximale Tragfähigkeit bei einer Verschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm definiert. Mit Hilfe der so entwickelten Bemessungsformel können für das jeweilige Verbundmittel sowohl die maximale Tragfähigkeit als auch eine Federkennlinie ermittelt werden. Somit können für unterschiedliche Anwendungsfälle die übertragbaren Verbundspannungen in Abhängigkeit des Verformungszustandes berechnet werden.

Wesentlicher Unterschied zwischen dem in [16] beschriebenen Tragverhalten bei Teilflächenpressung in ausbetonierten Hohlprofilen (siehe Kapitel 2.2.2) und dem vorliegenden Fall ist das Kernprofil, wodurch sich eine reduzierte vorhandene Gesamtbetonfläche, als bei dem zugrunde gelegten Modell aus der Norm ergibt. Es ist zu erwarten, dass die übertragbaren Spannungen und die aktivierbare Umschnürungswirkung, die in Formel (2.10) über den Fak-

tor  $\eta_{cL}$  berücksichtigt wird wesentlich von der Größe des verwendeten Einstellprofils abhängen.

## 5.2 Grundlagen und Untersuchungsbereich der Parameterstudie

Für die Parameterstudie ist es zunächst erforderlich, den späteren Gültigkeitsbereich des angestrebten Bemessungsverfahrens festzulegen. Es ergeben sich sowohl materialtechnische als auch geometrische Randbedingungen und Anwendungsgrenzen, welche zu definieren sind.

In der Praxis kommen bei ausbetonierten Hohlprofilverbundstützen mit kreisrundem Querschnitt zumeist Rohre mit Durchmessern  $300 \text{ mm} < D_R < 600 \text{ mm}$  zum Einsatz. Aus diesem Grund weisen die im Rahmen der Parameterstudie untersuchten Rohrquerschnitte die gleichen Abmessungen auf. Hinsichtlich der Wandstärke  $t_R$  der Rohrprofile werden Materialdicken von  $4,0 \text{ mm} \leq t_R \leq 10,0 \text{ mm}$  untersucht.

Für eine homogene Ausnutzung aller Bauteile werden die Durchmesser  $D_K$  der untersuchten Kernprofile in Abhängigkeit des jeweiligen Rohrdurchmessers auf Verhältnisse  $0,2 \leq D_K/D_R \leq 0,7$  beschränkt. Kleinere Kerndurchmesser würden zu einer unwirtschaftlichen Ausnutzung des Betonquerschnitts führen, wohingegen bei größeren Kerndurchmessern neben der inhomogenen Querschnittsausnutzung der Abstand zwischen Schubringaußenkante und Rohrrinnenseite zu klein werden würde, um eine gleichmäßige Verdichtung des Betons zu gewährleisten.

Die untersuchten Schubringdicken  $t_{SR}$  weisen unterschiedliche Dicken von  $5,0 \text{ mm} \leq t_{SR} \leq 20,0 \text{ mm}$  auf.

Für die Variation der Schubringhöhe  $h_{SR}$  werden Verhältnisse von Schubringhöhe zu Schubringdicke von  $0,5 \leq h_{SR}/t_{SR} \leq 4$  untersucht. Es wird das Grenzverhältnis festgelegt, bei dem ein Schubspannungsversagen im Schubring für die untersuchten Parameter ausgeschlossen werden kann.

Hinsichtlich der Stahlgüten werden die im Stahlbau allgemein verwendeten Stahlsorten mit einer Streckgrenze von  $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$  untersucht.

Die untersuchten, normalfesten Betonen weisen eine Betondruckfestigkeit von  $28 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cm} \leq 48 \text{ N/mm}^2$  auf. Leicht- oder hochfeste Betone sind nicht Gegenstand dieser Arbeit.

Durch eine Vergleichsrechnung konnte gezeigt werden, dass der Einfluss der Reibung zwischen Stahlkern und Betonquerschnitt auf das Last-Verformungsverhalten lediglich von untergeordneter Bedeutung ist. Da darüber hinaus im Rahmen der Parameterstudie die Beurteilung des Verbundverhaltens der Schubringe alleine untersucht werden soll, werden keine Anteile aus Reibung berücksichtigt.

Das Bemessungsmodell soll auf der in Kapitel 2.2.2 vorgestellten Formel (2.10) zur Berücksichtigung der Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen basieren. Hierfür werden in Teil I der Parameterstudie (Untersuchungen an einem einzelnen Schubring) zunächst die resultierenden Faktoren  $\eta_{cL}$  zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bestimmt.

Im Anschluss wird hieraus eine Näherungsbeziehung zur Ermittlung dieses Faktors in Abhängigkeit des Kerndurchmessers hergeleitet.

Im zweiten Teil der Parameterstudie (Untersuchungen an mehreren Schubringen) werden die Erkenntnisse auf Stützenkörper mit mehreren Schubringen ausgeweitet.

Im Rahmen der Parameterstudie werden die resultierenden Normalspannungen ( $\sigma_{SR}$ ) unter den Schubringen ausgewertet, welche sich nach Formel (3.1) ergeben. Zur Ermittlung dieser Spannungen für die definierten Verformungszustände bei Relativverschiebungen zwischen Kern- und Betonquerschnitt von  $\Delta f = 1,0$  mm sowie  $\Delta f = 6,0$  mm ist es notwendig die elastischen Verformungen in den Einzelbauteilen auf die aufgebrauchte Verschiebung an der Kernoberkante anzurechnen.

Es wird vereinfacht davon ausgegangen, dass die jeweilige Last auf den gesamten Querschnitt wirkt. Eine lineare Lastausbreitung im Beton wird nicht berücksichtigt. Darüber hinaus wird bei der Betrachtung mehrerer Schubringe von einem gleichmäßigen Lastabtrag über alle Schubringe ausgegangen. Die elastischen Verformungen ergeben sich demnach zu:

$$f_{el} = \frac{P_f}{E_a \cdot A_K} \cdot h_{\bar{U},K} + \frac{P_f}{E_c \cdot A_c} \cdot h_{c,u} + \sum_{i=1}^{n_{SR}} \frac{i-1}{n_{SR}} \cdot P_f \cdot a_{SR} \cdot \left( \frac{1}{E_a \cdot A_K} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right) \quad (5.1)$$

Mit	$f_{el}$	elastische Verformungsanteile im Stützenkörper
	$P_f$	Korrespondierende Kraft zur aufgebrauchten Verformung $f$
	$E_a$	E-Modul des Stahlprofils
	$E_c$	E-Modul des Betons
	$A_K$	Querschnittsfläche des Stahlprofils
	$A_c$	Querschnittsfläche des Betonquerschnitts
	$h_{\bar{U},K}$	Kernüberstand des Stahlprofils
	$h_{c,u}$	Höhe des Betons unterhalb des letzten Schubrings
	$n_{SR}$	Schubringanzahl
	$a_{SR}$	Schubringabstand (Achismaß)

Mit Hilfe von Formel (5.2) lassen sich die Relativverschiebungen zwischen Kern- und Betonquerschnitt bestimmen:

$$\Delta f = f - f_{el} \quad (5.2)$$

Mit	$\Delta f$	Relativverschiebung zwischen Stahl- und Betonquerschnitt
	$f$	aufgebrauchte Verschiebung an der Kernoberkante
	$f_{el}$	elastische Verformungsanteile nach Formel (5.1)

### 5.3 I – Untersuchungen an einem einzelnen Schubring

#### 5.3.1 Allgemeines

Zunächst werden an einem Modell mit lediglich einem Schubring die nachfolgenden Parameter variiert und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit sowie die Verformungseigenschaften des Schubrings untersucht:

- Einfluss des Verhältnisses  $D_K/D_R$  (Kerndurchmesser zu Rohrdurchmesser)
- Einfluss der Betonfestigkeit  $f_c$
- Einfluss der Stahlgüte  $f_y$
- Einfluss der Rohrdicke  $t_R$
- Einfluss der Schubringdicke  $t_{SR}$
- Einfluss der Schubringhöhe  $h_{SR}$

In der gesamten Parameterstudie werden definierte Ausgangswerte für die zu variierenden geometrischen und materialtechnischen Parameter verwendet. Je Untersuchung wird jeweils einer dieser Parameter variiert, um Rückschlüsse auf dessen Einfluss auf das Tragverhalten ziehen zu können. Die Untersuchungen erfolgen jeweils für zwei verschiedene Rohrdurchmesser mit mehreren Kerndurchmessern. Hierdurch werden Beeinträchtigungen durch diese zwei grundlegenden Randbedingungen ausgeschlossen. Die jeweiligen Grundwerte der zu untersuchenden Parameter sind Tab. 10 zu entnehmen.

**Tab. 10:** Ausgangswerte der zu untersuchenden Parameter (Untersuchungen an einem einzelnen Schubring)

Parameter	Ausgangswerte					
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300			600		
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Rohrdicke $t_R$ [mm]	6					
Schubringdicke $t_{SR}$ [mm]	10					
Schubringhöhe $h_{SR}$ [mm]	20					
Betonfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	38					
Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	355					

Um eine vollständige Verteilung der aufgetragenen Beanspruchungen im untersuchten Stützenkörper zu gewährleisten, wurde die Höhe unterhalb der Unterkante des letzten Schubrings auf 980,0 mm festgelegt. Mit diesem Maß resultiert für die Bezugshöhe der Schubringe von  $h_{SR} = 20,0$  mm eine gesamte Baukörperhöhe von  $h_{ges} = 1000,0$  mm. Bei dieser Gesamthöhe kann davon ausgegangen werden, dass die aufgetragenen Beanspruchungen bis zur Betonunterkante gleichmäßig im Baukörper verteilt sind.

### 5.3.2 Einfluss von Kern- und Rohrdurchmesser

Das vorhandene Einstellprofil stellt den signifikanten Unterschied zum Bemessungsansatz der Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen nach [16] dar. Aus diesem Grund wird zunächst der Einfluss der Größe des Einstellprofils im Verhältnis zum Mantelrohr untersucht. Hierzu werden verschiedene Kombinationen von Rohr- und Kerndurchmessern gemäß Tab. 11 untersucht. Das angegebene Maß bezieht sich hierbei immer auf die Außenkante des Bauteils. Insgesamt umfasst dieser Teil der Parameterstudie somit 24 einzelne FE-Berechnungen. Die übrigen geometrischen und materialtechnischen Parameter entsprechen den Ausgangswerten nach Tab. 10.

Tab. 11: Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Rohr- und Kerndurchmesser

Parameter	Untersuchte Werte							
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300		400		500		600	
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7		

Es werden die Spannungen  $\sigma_{SR}$  unter den Schubringen nach (3.1) ausgewertet. Abb. 66 und Abb. 67 zeigen die Normalspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  für die untersuchten Rohrdurchmesser in Abhängigkeit des Verhältnisses  $D_K/D_R$  bei einer Relativverschiebung zwischen Kern und Beton von  $\Delta f = 1,0$  mm beziehungsweise  $\Delta f = 6,0$  mm.

Es keine Abhängigkeit der aufgetragenen Kontaktspannungen vom absoluten Rohr- oder Kerndurchmesser erkennbar. Die ausgewerteten Spannungen sind lediglich vom Verhältnis  $D_K/D_R$  abhängig. Es stellen sich für gleiche Verhältnisse  $D_K/D_R$  bei unterschiedlichen Rohrdurchmessern nahezu identische Spannungen  $\sigma_{SR}$  ein. Bei großen Kernen im Verhältnis zum Rohrdurchmesser zeigen sich kleinere resultierende Spannungen als bei kleineren Kernen, da mit dem Kerndurchmesser auch die Schubringfläche  $A_{SR}$  ansteigt und sich die aufgetragenen Lasten auf eine größere Fläche verteilen, letztendlich aber das Fließen des Mantelrohres versagensbestimmend ist (vergleiche Kapitel 4).

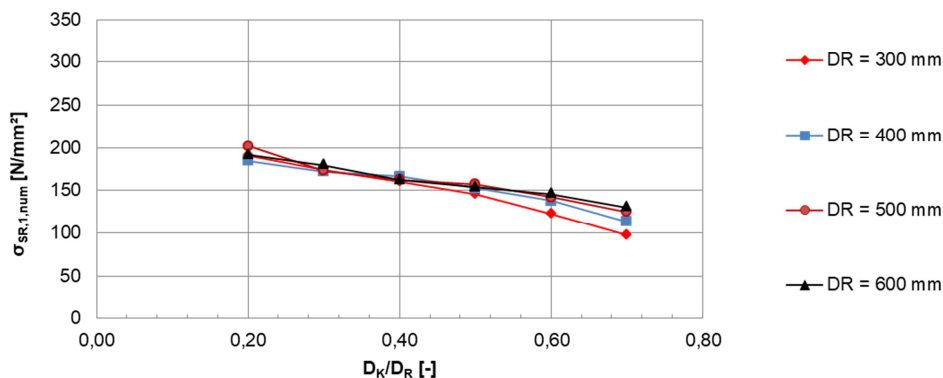
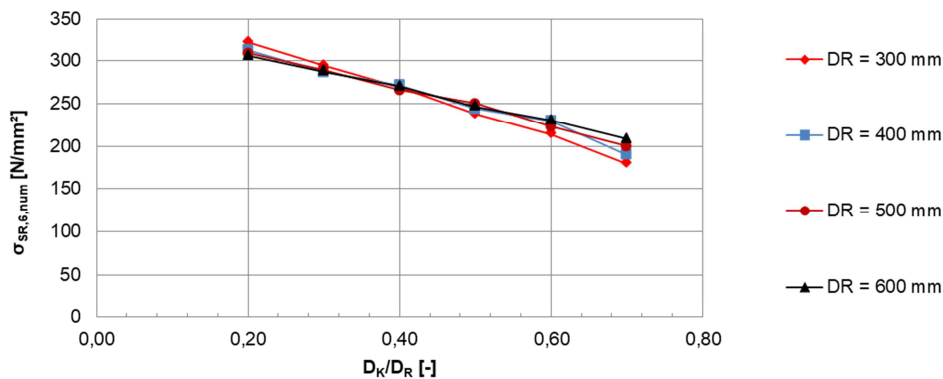


Abb. 66: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Rohrdurchmesser)



**Abb. 67:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Rohrdurchmesser)

Vor allem bei den Mantelrohren mit Außendurchmessern  $D_R = 300$  mm und  $D_R = 400$  mm ist zu erkennen, dass die resultierenden Spannungen kleiner als bei größeren Rohrdurchmessern sind. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass zwischen Kernaußenkante und Rohrinnenwand ein zu geringer Abstand vorhanden ist, um eine ausreichende Spannungsverteilung im Beton sicherzustellen. Somit erfährt das Mantelrohr bereits bei geringeren absoluten Beanspruchungen höhere Ringzugspannungen, was ein früheres Plastizieren des Rohres zur Folge hat.

Um einen Zusammenhang zu Formel (2.10) nach [16] herstellen zu können, müssen die resultierenden Faktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung für die untersuchten Stützenkörper bestimmt werden. Hierfür werden die Spannungen unter den Schubringen nach Formel (3.1) bei einer Relativverschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm in die Formel (2.10) zur Ermittlung der maximal über Teilflächenpressung übertragbaren lokalen Betondruckspannung nach [16] eingesetzt. Durch Auflösen nach  $\eta_{cl}$  ergibt sich der jeweils resultierende Faktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung zu:

$$\eta_{cl,vorh} = \left( \frac{\sigma_{SR,6}}{f_{cm}} \cdot \left( \frac{A_c}{A_{SR}} \right)^{-0,5} - 1 \right) \cdot \frac{D_R}{t_R} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{y,R}} \quad (5.3)$$

- Mit  $\eta_{cl,vorh}$  Resultierender Faktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung  
 $\sigma_{SR,6}$  Normalspannung unterhalb des Schubrings bei einer Relativverschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm  
 $A_c$  Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnitts  
 $A_{SR}$  Schubringfläche  
 $f_{cm}$  Betondruckfestigkeit  
 $f_{y,R}$  Streckgrenze des Mantelrohres  
 $D_R$  Rohrdurchmesser  
 $t_R$  Materialstärke des Mantelrohres

In Tab. 12 sind die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dieses Teils der Parameterstudie aufgeführt. Es werden jeweils die Spannungen unter den Schubringen zu den definierten Verformungszuständen von  $\Delta f = 1,0$  mm sowie  $\Delta f = 6,0$  mm ausgewertet. Darüber hinaus sind die sich ergebenden Faktoren  $\eta_{cl,vorh}$  nach Formel (5.3) bestimmt worden und angegeben. Diese beziehen sich jeweils auf die bei  $\Delta f = 6,0$  mm festgelegte Bemessungslast der Schubringe.

Tab. 12: Ergebnisse der Parameterstudie "Rohrdurchmesser" (Einzelschubring)

Ergebnisse Parameterstudie Rohrdurchmesser							
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Kontaktspannung unter Schubring $\sigma_{SR,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ] bei $f = 1,0$ mm							
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	400	184,9	172,4	166,3	152,7	138,0	113,6
	500	202,3	173,2	163,0	157,8	142,3	124,8
	600	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
Kontaktspannung unter Schubring $\sigma_{SR,6}$ [N/mm <sup>2</sup> ] bei $f = 6,0$ mm							
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	400	312,6	287,3	271,8	244,2	230,0	189,9
	500	309,4	290,0	266,1	250,5	222,9	199,8
	600	306,3	287,7	270,6	246,6	230,6	208,4
Beiwert $\eta_{cl,vorh}$ zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung bei $f = 6,0$ mm							
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300	3,2	4,2	5,1	5,6	6,3	6,7
	400	2,1	3,4	4,8	5,5	7,0	7,2
	500	1,2	2,8	3,9	5,4	6,2	7,6
	600	0,1	1,9	3,5	4,6	6,3	8,0

Mit Hilfe der aus der FE-Berechnung bestimmten Faktoren  $\eta_{cl,vorh}$  für die untersuchten Querschnittsabmessungen kann ein Zusammenhang zwischen dem Verhältnis  $D_K/D_R$ , dem absoluten Rohrdurchmesser  $D_R$  sowie den Faktoren zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung  $\eta_{cl,vorh}$  hergestellt werden. Für die Faktoren  $\eta_{cl,vorh}$  zeigt sich in Abhängigkeit des Verhältnisses  $D_K/D_R$  ein nahezu linearer Zusammenhang.

Zur Ermittlung des Faktors  $\eta_{cl,vorh}$  wird daher für jeden Rohrdurchmesser eine Ausgleichsgerade in Abhängigkeit von  $D_K/D_R$  ermittelt.

Zur Einführung der Koeffizienten wird zunächst die Allgemeine Form der Näherungsgeraden angegeben:



$$\eta_{cl,i} = A + B \cdot \frac{D_K}{D_R} \quad (5.4)$$

Mit  $\eta_{cl,i}$  Resultierender Faktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung für den Rohrdurchmesser  $i$

$D_K$  Kerndurchmesser

$D_R$  Rohrdurchmesser

A Koeffizient 1

B Koeffizient 2

Für die expliziten Rohrdurchmesser ergeben sich die folgenden Näherungslösungen (5.5) bis (5.8):

$$\eta_{cl,300} = 2,033 + 6,994 \cdot \frac{D_K}{D_R} \quad (5.5)$$

$$\eta_{cl,400} = 0,284 + 10,483 \cdot \frac{D_K}{D_R} \quad (5.6)$$

$$\eta_{cl,500} = -1,128 + 12,566 \cdot \frac{D_K}{D_R} \quad (5.7)$$

$$\eta_{cl,600} = -2,851 + 15,369 \cdot \frac{D_K}{D_R} \quad (5.8)$$

Mit  $\eta_{cl,i}$  Resultierender Faktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung für den Rohrdurchmesser  $i$

$D_K$  Kerndurchmesser

$D_R$  Rohrdurchmesser

Bei der Betrachtung der Koeffizienten A und B wird deutlich, dass sich zu deren Ermittlung wiederum eine Geradenfunktion in Abhängigkeit des Rohrdurchmessers eignet. Die Koeffizienten A und B ergeben sich nach den folgenden Gleichungen (5.9) und (5.10):

$$A = 6,813 - 0,016 \cdot D_R \quad (5.9)$$

$$B = -0,891 + 0,027 \cdot D_R \quad (5.10)$$

Mit A Koeffizient 1

B Koeffizient 2

$D_R$  Rohrdurchmesser

Da der Beiwert  $\eta_{cL}$  dimensionslos ist, ist der Rohrdurchmesser bei der Ermittlung der Koeffizienten mit einem Bezugsrohrdurchmesser zu normieren. Es wird der Bezugsrohrdurchmesser  $D_{R0} = 300$  mm eingeführt. Mit Hilfe des Bezugsrohrdurchmessers und den Formeln (5.9) und (5.10) ergibt sich für die Koeffizienten A und B:

$$A = 6,813 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_0} \quad (5.11)$$

$$B = -0,891 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_0} \quad (5.12)$$

- Mit
- A Koeffizient 1
  - B Koeffizient 2
  - $D_R$  Rohrdurchmesser
  - $D_{R0}$  Bezugsrohrdurchmesser mit  $D_{R0} = 300$  mm

Durch Substitution der Koeffizienten A und B nach (5.11) und (5.12) in Gleichung (5.4) erhält man eine Näherungslösung für den dimensionslosen Beiwert  $\eta_{cL}$  in Abhängigkeit des Kerndurchmessers  $D_K$  sowie des Rohrdurchmesser  $D_R$ :

$$\eta_{cL} = \left( 6,813 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_0} \right) + \left( -0,891 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_0} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \quad (5.13)$$

- Mit
- $\eta_{cL}$  Faktor zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung
  - $D_K$  Kerndurchmesser
  - $D_R$  Rohrdurchmesser
  - $D_{R0}$  Bezugsrohrdurchmesser mit  $D_{R0} = 300$  mm

In der Folge kann die semiempirische Näherungslösung nach Formel (5.13) dazu genutzt werden, für die untersuchten Stützgeometrien den resultierenden dimensionslosen Beiwert  $\eta_{cL}$  zur Berücksichtigung der Umschnürungswirkung des Mantelrohres zu bestimmen. In Tab. 13 sind die numerisch aus der FE-Berechnung ermittelten Beiwerte den der Näherungsbeziehung bestimmten Beiwerten  $\eta_{cL}$  gegenübergestellt. Insgesamt zeigt sich eine für baupraktische Anwendungen hinreichende Übereinstimmung zwischen den numerischen Ergebnissen und denen der Näherungslösung.

**Tab. 13:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Beiwerte  $\eta_{cl}$

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Beiwert <math>\eta_{cl}</math> bei <math>f = 6,0</math> mm</b>							
$D_R = 300$ mm	numerisch	3,2	4,2	5,1	5,6	6,3	6,7
	Näherung	3,5	4,2	4,9	5,6	6,3	7,1
$D_R = 400$ mm	numerisch	2,1	3,4	4,8	5,5	7,0	7,2
	Näherung	2,4	3,4	4,4	5,4	6,4	7,4
$D_R = 500$ mm	numerisch	1,2	2,8	3,9	5,4	6,2	7,6
	Näherung	1,3	2,6	3,9	5,1	6,4	7,6
$D_R = 600$ mm	numerisch	0,1	1,9	3,5	4,6	6,3	8,0
	Näherung	0,3	1,8	3,3	4,9	6,4	7,9

Die so ermittelten Beiwerte können in die Formel (2.10) überführt werden, um die maximal übertragbare Kontaktspannung zwischen dem Beton und den Schubringen zu ermitteln. Es ergibt sich Formel (5.14), in der alle relevanten geometrischen sowie materialtechnischen Parameter eines Lasteinleitungsbereiches mit Schubringen Berücksichtigung finden. Ergänzend zu Formel (2.10) darf die Streckgrenze der Schubringe ebenfalls nicht überschritten werden.

$$\sigma_{SR,6} = f_{cm} \cdot \left( 1 + \left( \left( 6,813 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) + \left( -0,891 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \right) \cdot \frac{t_R}{D_R} \cdot \frac{f_{y,R}}{f_{cm}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{SR}}} \quad (5.14)$$

$$\leq \frac{A_c \cdot f_{cm}}{A_{SR}} \leq f_{y,SR}$$

- Mit  $\sigma_{SR,6}$  Kontaktspannung unter Schubring bei einer Relativverschiebung  $\Delta f = 6,0$  mm  
 $f_{cm}$  Mittlere Betondruckfestigkeit  
 $D_R$  Rohrdurchmesser  
 $D_{R0}$  Bezugsrohrdurchmesser  
 $D_K$  Kerndurchmesser  
 $t_R$  Wanddicke des Mantelrohres  
 $A_c$  Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnitts  
 $A_{SR}$  Schubringfläche  
 $f_{y,R}$  Streckgrenze des Mantelrohres  
 $f_{y,SR}$  Streckgrenze des Schubrings

Lediglich die Schubringhöhe  $h_{SR}$  findet keine Berücksichtigung in der angegebenen Näherungslösung. In Bezug auf diese Bauteilabmessung wird im weiteren Verlauf der Untersuchung ein Mindestverhältnis zur Schubringdicke  $t_{SR}$  bestimmt, sodass negative Beeinträchtigungen des Tragverhaltens aufgrund einer zu geringen Schubringhöhe ausgeschlossen werden können.

Die resultierenden Kontaktspannungen unter den Schubringen, die sich durch Anwendung der Formel (5.14) ergeben, sind in Tab. 14 den aus der FE-Berechnung ermittelten Spannungen gegenübergestellt.

**Tab. 14:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Rohrdurchmesser)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>							
<b><math>D_R = 300</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	<b>Näherung</b>	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	<b>Abweichung [%]</b>	3,3	-0,6	-2,0	0,6	0,0	-7,1
<b><math>D_R = 400</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	312,6	287,3	271,8	244,2	230,0	189,9
	<b>Näherung</b>	321,2	286,7	262,8	241,5	219,1	192,4
	<b>Abweichung [%]</b>	2,7	-0,2	-3,4	-1,1	-5,0	1,3
<b><math>D_R = 500</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	309,4	290,0	266,1	250,5	222,9	199,8
	<b>Näherung</b>	314,6	284,8	264,4	245,8	225,3	199,9
	<b>Abweichung [%]</b>	1,6	-1,8	-0,6	-1,9	1,1	0,0
<b><math>D_R = 600</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	306,3	287,7	270,6	246,6	230,6	208,4
	<b>Näherung</b>	311,1	285,2	267,6	251,1	232,0	207,6
	<b>Abweichung [%]</b>	1,6	-0,9	-1,1	1,8	0,6	-0,4

Neben den absoluten Kontaktspannungen unter den Schubringen sind die Abweichungen zwischen numerischer Lösung und der Näherung angegeben. Hierbei bedeutet eine positive Abweichung, eine Abweichung auf der unsicheren Seite liegend. Die maximale Abweichung auf der unsicheren Seite liegt bei 3,3 %. Die maximale Abweichung auf der sicheren Seite beträgt 7,1 %. Es zeigt sich somit eine gute Approximation der numerischen Simulation durch die semiempirische Näherungslösung für die Kontaktspannungen unter den Schubringen bei einer Kernverschiebung von  $f = 6,0$  mm.

Um einen Zusammenhang zwischen den resultierenden Kontaktspannungen unter den Schubringen bei Relativverschiebungen von  $\Delta f = 1,0$  mm und  $\Delta f = 6,0$  mm ( $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$ ) herzustellen, wird geprüft, ob diese für alle untersuchten Stützgeometrien im gleichen Verhältnis zueinander stehen. Aus diesem Grund sind die numerisch ermittelten Kontaktspannungen unter den Schubringen für diese beiden Verformungszustände in Tab. 15

gegenübergestellt. Für die Auswertung und zur Ermittlung eines rechnerischen Zusammenhanges wurden diese zueinander ins Verhältnis gesetzt. Es ergibt sich für nahezu alle untersuchten Geometrien ein Verhältnis  $1,60 \leq \sigma_{SR,6}/\sigma_{SR,1} \leq 1,70$ . Lediglich Stützgeometrien mit sehr großen oder sehr kleinen Kerndurchmessern im Verhältnis zum Rohrdurchmesser weichen hiervon ab.

**Tab. 15:** Vergleich der numerisch ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen bei Relativverschiebungen von  $\Delta f = 1,0$  mm und  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Rohrdurchmesser)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser /D <sub>R</sub> [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Kontaktspannungen $\sigma_{SR}$ [N/mm <sup>2</sup> ]							
D <sub>R</sub> = 300 mm	$\sigma_{SR,1}$	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	$\sigma_{SR,6}$	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	$\sigma_{SR,6}/\sigma_{SR,1}$	1,69	1,69	1,68	1,63	1,75	1,85
D <sub>R</sub> = 400 mm	$\sigma_{SR,1}$	184,9	172,4	166,3	152,7	138,0	113,6
	$\sigma_{SR,6}$	312,6	287,3	271,8	244,2	230,0	189,9
	$\sigma_{SR,6}/\sigma_{SR,1}$	1,69	1,67	1,63	1,60	1,67	1,67
D <sub>R</sub> = 500 mm	$\sigma_{SR,1}$	202,3	173,2	163,0	157,8	142,3	124,8
	$\sigma_{SR,6}$	309,4	290,0	266,1	250,5	222,9	199,8
	$\sigma_{SR,6}/\sigma_{SR,1}$	1,53	1,67	1,63	1,59	1,57	1,60
D <sub>R</sub> = 600 mm	$\sigma_{SR,1}$	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	$\sigma_{SR,6}$	306,3	287,7	270,6	246,6	230,6	208,4
	$\sigma_{SR,6}/\sigma_{SR,1}$	1,60	1,60	1,67	1,61	1,58	1,60

Auf der sicheren Seite liegend wird der Zusammenhang zwischen den Kontaktspannungen unter den Schubringen zu den Verformungszuständen  $\Delta f = 1,0$  mm und  $\Delta f = 6,0$  mm wie folgt definiert:

$$\sigma_{SR,1} = \frac{f_{cm}}{1,7} \cdot \left( 1 + \left( \left( 6,813 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) + \left( -0,891 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \right) \cdot \frac{t_R}{D_R} \cdot \frac{f_{y,R}}{f_{cm}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{SR}}} \quad (5.15)$$

$$\leq \frac{A_c \cdot f_{cm}}{A_{SR}} \leq f_{y,SR}$$

Mit  $\sigma_{SR,1}$  Kontaktspannung unter Schubring bei einer Relativverschiebung  $\Delta f = 1,0$  mm

Mit der Beziehung (5.15) ergeben sich die mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen unter den Schubringen bei einer relativen Kernverschiebung von  $\Delta f = 1,0$  mm gemäß Tab. 16.

**Tab. 16:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Rohrdurchmesser)

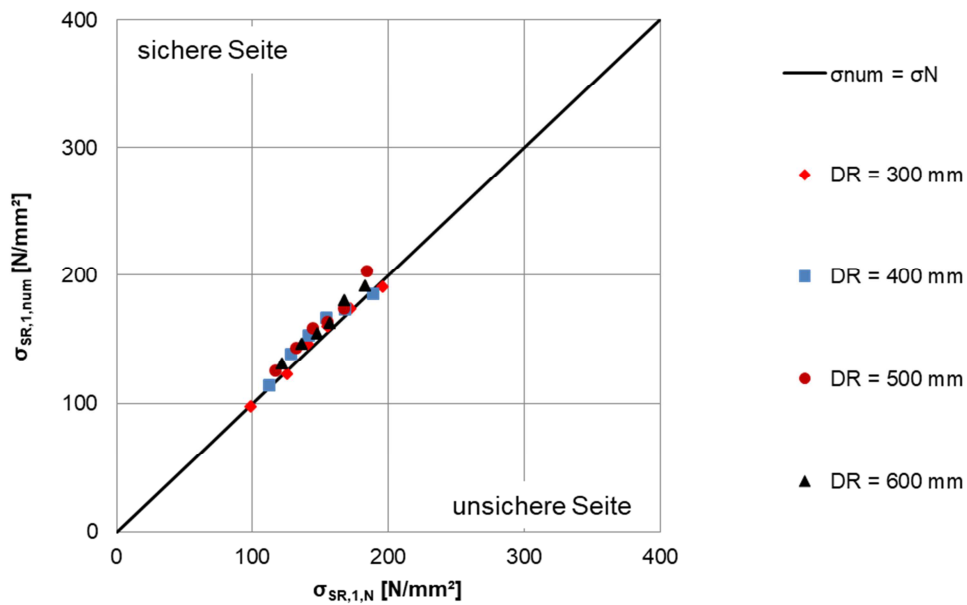
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>							
<b><math>D_R = 300</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	<b>Näherung</b>	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	<b>Abweichung [%]</b>	2,6	-1,0	-2,9	-3,3	2,7	1,7
<b><math>D_R = 400</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	184,9	172,4	166,3	152,7	138,0	113,6
	<b>Näherung</b>	188,9	168,6	154,6	142,1	128,9	113,2
	<b>Abweichung [%]</b>	2,1	-2,2	-7,6	-7,5	-7,1	-0,4
<b><math>D_R = 500</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	202,3	173,2	163,0	157,8	142,3	124,8
	<b>Näherung</b>	185,0	167,5	155,5	144,6	132,5	117,6
	<b>Abweichung [%]</b>	-9,3	-3,4	-4,8	-9,1	-7,4	-6,1
<b><math>D_R = 600</math> mm</b>	<b>numerisch</b>	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	<b>Näherung</b>	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	<b>Abweichung [%]</b>	-4,7	-7,2	-3,0	-4,0	-6,8	-6,6

In der oben angegebenen Tabelle sind neben den Absolutwerten die Abweichungen zwischen den numerisch und näherungsweise ermittelten Kontaktspannungen angegeben. Die maximale Abweichung auf der unsicheren Seite beträgt hier 2,7 %. Die maximale Abweichung auf der sicheren Seite liegend beträgt 7,6 %. Somit eignet sich die genannte Beziehung (5.15) für die Ermittlung der Spannungen  $\sigma_{SR,1}$ .

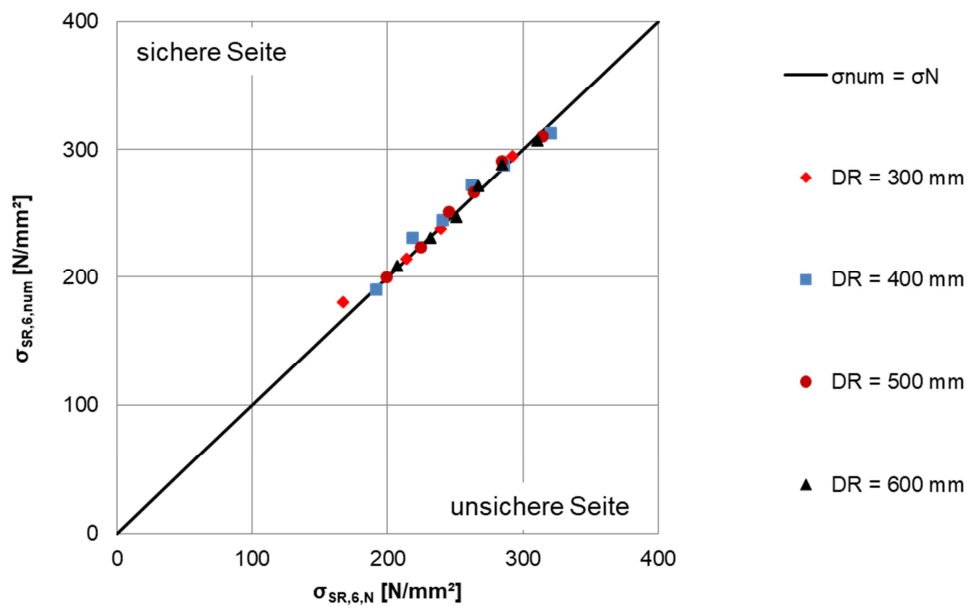
Abb. 68 und Abb. 69 zeigen eine grafische Aufbereitung der Ergebnisse in Tab. 16. Hierzu wurden die numerisch ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,i,num}$  auf der Ordinate und die mit der Näherungslösung ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,i,N}$  auf der Abszisse aufgetragen.

Die schwarz eingezeichnete Gerade stellt eine exakte Übereinstimmung zwischen numerischer Lösung und Näherung dar. Die unterhalb der Geraden liegenden Spannungen weisen Abweichungen auf der unsicheren Seite auf. Es ergeben sich somit größere Kontaktspannungen unter den Schubringen mit Hilfe der Näherungslösung als mit der numerischen Simulation. Die Werte oberhalb der Winkelhalbierenden weisen eine Abweichung auf der sicheren Seite liegend auf.

Die Abb. 68 und Abb. 69 veranschaulichen die sehr gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen aus der FE-Simulation sowie der Näherungslösung nach (5.14) beziehungsweise (5.15) für unterschiedliche Rohrdurchmesser mit Verhältnissen  $0,2 < D_K/D_R < 0,7$ .



**Abb. 68:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Rohrdurchmesser)



**Abb. 69:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Rohrdurchmesser)

In den weiteren Teilen der Parameterstudie ist zu überprüfen, ob auch für die Variation anderer geometrischer und materialtechnischer Parameter eine ähnliche Übereinstimmung mit Hilfe der Näherungslösung erzielt werden kann.

### 5.3.3 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Im folgenden Kapitel wird der Einfluss der mittleren Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  auf das Last-Verformungsverhalten untersucht. Hierfür werden neben der Bezugsbetondruckfestigkeit von  $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$ , Berechnungen für die weiteren, in Tab. 17 angegebenen mittleren Betondruckfestigkeiten durchgeführt. Es werden Untersuchungen zu den unterschiedlichen Parametern an den zwei angegebenen Rohrdurchmessern mit den bereits in Kapitel 5.3.2 verwendeten Verhältnissen  $D_K/D_R$  durchgeführt. Insgesamt ergeben sich somit 36 FE-Simulationen für die in diesem Kapitel beschriebene Studie.

Tab. 17: Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Betonfestigkeiten

Parameter	Untersuchte Werte					
Betonfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	28		38		48	
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300			600		
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

Abb. 70 und Abb. 71 zeigen die numerisch ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  in Abhängigkeit des Verhältnisses  $D_K/D_R$  für die untersuchten Betonfestigkeiten. Hinsichtlich der unterschiedlichen Betonfestigkeiten zeigt sich eine Parallelverschiebung der resultierenden Spannung bei gleichem Verhältnis  $D_K/D_R$ .

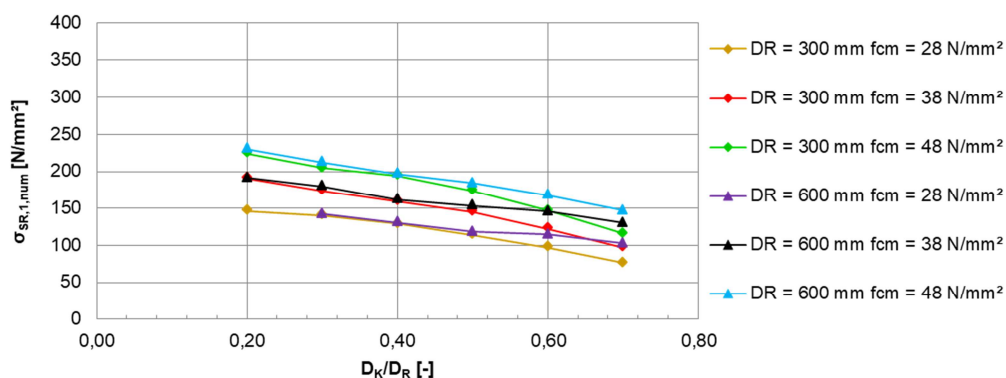


Abb. 70: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 1,0 \text{ mm}$  (Variation Betondruckfestigkeit)

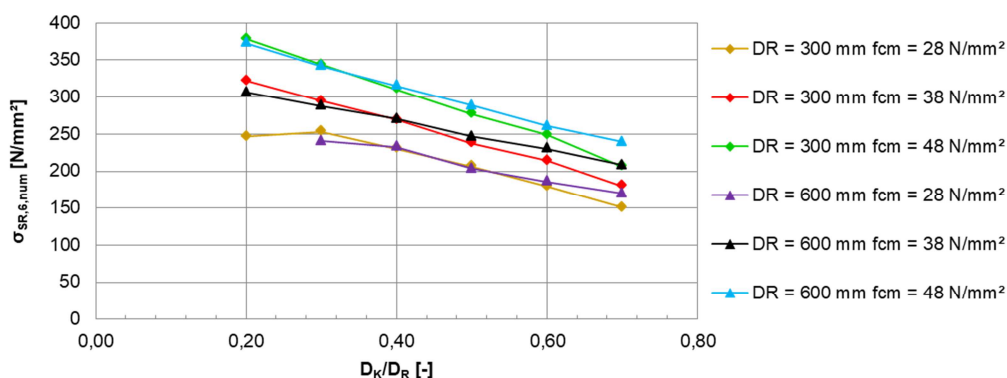


Abb. 71: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 6,0 \text{ mm}$  (Variation Betondruckfestigkeit)



Zum Vergleich werden die Spannungen näherungsweise gemäß Gleichung (5.14) und (5.15) bestimmt. Diese sind in Tab. 18 und gegenübergestellt. Da für das Stützenprofil mit den Randbedingungen  $D_R = 600$  mm,  $f_{cm} = 28$  N/mm<sup>2</sup> sowie  $D_K/D_R = 0,2$  keine Konvergenz erzielt werden konnte bleibt dieser Stützenkörper bei der Auswertung unberücksichtigt.

**Tab. 18:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Betondruckfestigkeit)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$f_{cm} = 28$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	146,7	140,5	129,1	114,1	97,3	76,5
	Näherung	164,5	146,7	134,0	122,7	109,5	72,7
	Abweichung [%]	10,8	4,2	3,7	7,1	11,2	-5,2
$f_{cm} = 38$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	2,6	-1,0	-2,9	-3,3	2,7	1,7
$f_{cm} = 48$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	224,3	204,8	194,6	174,3	147,0	116,0
	Näherung	227,1	197,6	176,8	158,9	141,1	121,3
	Abweichung [%]	1,2	-3,6	-10,1	-9,7	-4,2	4,3
<b>Spannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$f_{cm} = 28$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	Keine Konv.	142,2	130,7	118,3	115,0	103,0
	Näherung	136,1	130,0	125,8	121,0	114,0	103,6
	Abweichung [%]	Keine Konv.	-9,4	-3,9	2,2	-0,8	0,7
$f_{cm} = 38$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-4,7	-7,2	-3,0	-4,0	-6,8	-6,6
$f_{cm} = 48$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	230,4	212,4	196,8	184,3	168,1	147,3
	Näherung	230,0	205,5	189,0	174,4	159,0	140,6
	Abweichung [%]	-0,2	-3,3	-4,1	-5,7	-5,7	-4,8

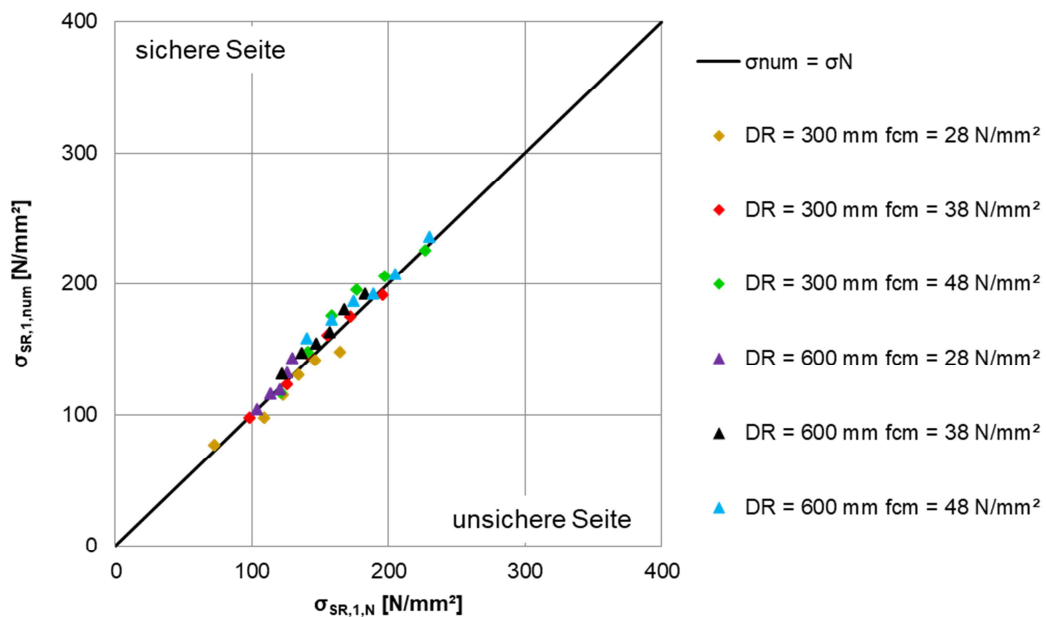
**Tab. 19:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Betondruckfestigkeit)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$f_{cm} = 28$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	246,7	253,4	230,4	206,4	179,4	150,7
	Näherung	279,6	249,4	227,9	208,6	186,2	123,6
	Abweichung [%]	11,8	-1,6	-1,1	1,1	3,7	-21,9
$f_{cm} = 38$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	3,3	-0,6	-2,0	0,6	0,0	-7,1
$f_{cm} = 48$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	378,8	343,9	311,0	277,1	249,0	206,1
	Näherung	355,0	335,9	300,5	270,1	239,8	206,2
	Abweichung [%]	-6,7	-2,4	-3,5	-2,6	-3,8	0,0
<b>Spannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$f_{cm} = 28$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	Keine Konv.	240,6	232,9	203,6	186,0	169,8
	Näherung	231,3	221,0	213,9	205,6	193,8	176,2
	Abweichung [%]	Keine Konv.	-8,9	-8,9	1,0	4,0	3,6
$f_{cm} = 38$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	306,3	287,7	270,6	246,6	230,6	208,4
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,1	232,0	207,6
	Abweichung [%]	1,6	-0,9	-1,1	1,8	0,6	-0,4
$f_{cm} = 48$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	373,1	341,9	315,4	288,4	261,0	239,2
	Näherung	355,0	349,4	321,2	296,5	270,2	238,9
	Abweichung [%]	-5,1	2,2	1,8	2,7	3,4	-0,1

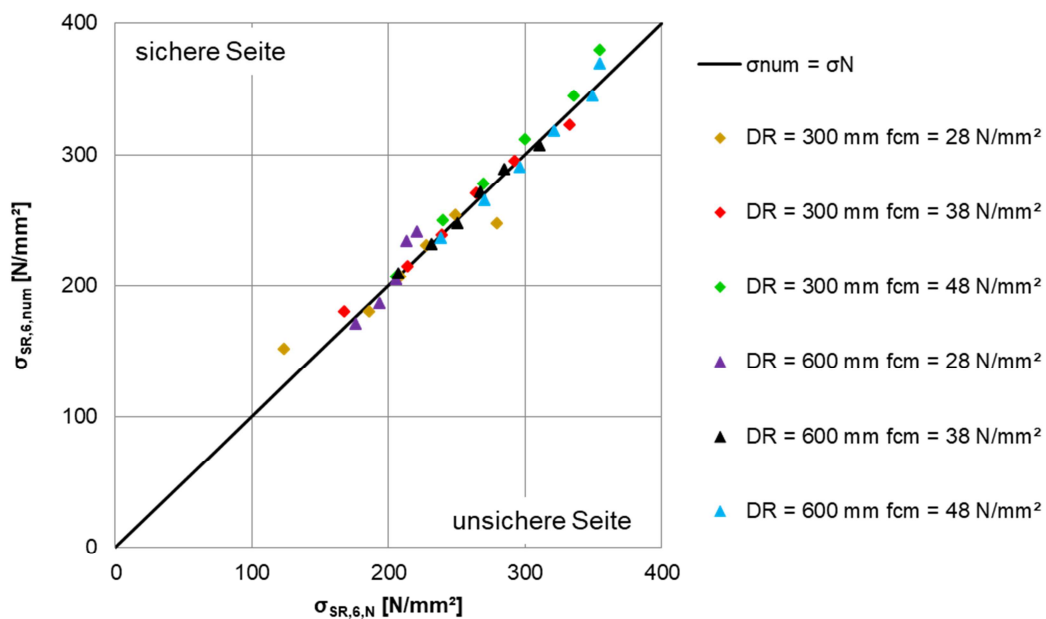
Der Vergleich zeigt, dass es bei kleinen Betonquerschnitten zu kleineren Kontaktspannungen unter den Schubringen kommt. Diese Erkenntnis kann aus einem Vergleich der Stützen mit  $D_K/D_R = 0,7$  und  $f_{cm} = 48$  N/mm<sup>2</sup> gezogen werden. Stellt man die übertragbaren Spannungen bei der Untersuchung des Rohres mit  $D_R = 300$  mm und  $D_R = 600$  mm gegenüber, so sind die übertragenen Kontaktspannungen bei dem größeren Rohrquerschnitt wesentlich größer, da es aufgrund des größeren Betonquerschnittes zu einer ungestörten Lastausbreitung kommt und sich darüber hinaus eine höhere Normalkrafttragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnitts aufgrund der größeren Betonfläche ergibt.

Ebenso ist zu erkennen, dass bei sehr hohen Betondruckfestigkeiten und kleinen Schubringflächen teilweise Spannungen erreicht werden, die oberhalb der Streckgrenze der Stahlkomponenten liegen. Die Bedingung in Formel (5.14), die den Maximalwert der übertragbaren Normalspannung unter den Schubringen gegen die Streckgrenze abgrenzt, ist somit sinnvoll, um ein Überschreiten der Fließspannung zu vermeiden. Mit Hilfe von Abb. 72 lässt

sich die Übereinstimmung zwischen numerischer Lösung und der Näherung beurteilen. Die resultierenden Spannungen wurden analog zu Kapitel 5.3.2 aufbereitet.



**Abb. 72:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Betondruckfestigkeit)



**Abb. 73:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Betondruckfestigkeit)

Insgesamt zeigt sich auch in der vorliegenden Untersuchung eine gute Übereinstimmung zwischen den numerisch und den mit der in 5.3.2 vorgestellten Näherungslösung ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR}$ . Lediglich bei sehr kleinen Kerndurchmessern treten Abweichungen auf der unsicheren Seite > 10 % auf. Hierbei zeigen sich bei einer kleine Schubringfläche bei geringer Betonfestigkeit die größten Abweichungen. Es ist zu klären, welche baupraktische Relevanz Stützen mit ähnlichen geometrischen Verhältnissen in der Praxis zukommt.

### 5.3.4 Einfluss der Stahlgüte

In diesem Kapitel wird der Einfluss einer Variation der Stahlfestigkeit untersucht. Hierfür werden die Streckgrenzen der in der Baupraxis üblichen Stahlgüten variiert. Die grundsätzliche Vorgehensweise ist analog zu Kapitel 5.3.3. Die untersuchten Streckgrenzen  $f_y$  sind Tab. 20 zu entnehmen. Es ergeben sich 36 FE-Berechnungen für diesen Teil der Parameterstudie.

Tab. 20: Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Stahlgüten/Streckgrenzen

Parameter	Untersuchte Werte					
Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	235		355		460	
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300			600		
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

In Abb. 74 und Abb. 75 sind die Spannungen  $\sigma_{SR}$  für die Variation der Streckgrenze dargestellt.

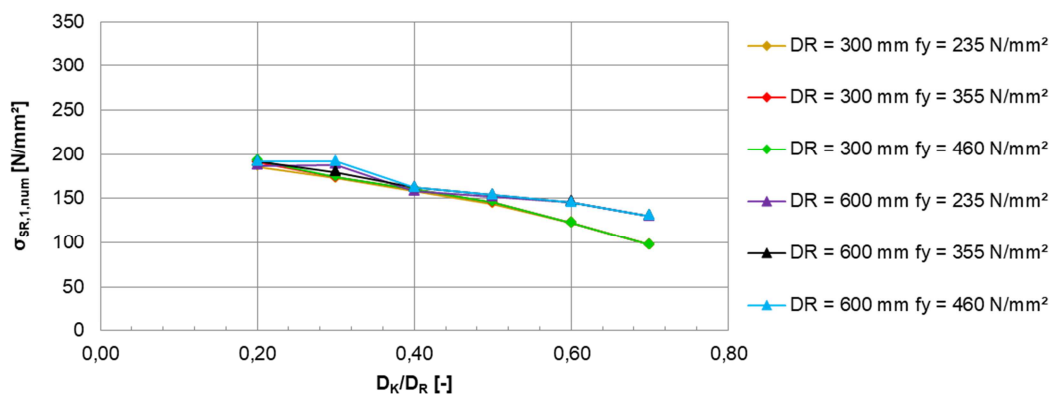


Abb. 74: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen bei  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Stahlfestigkeit)

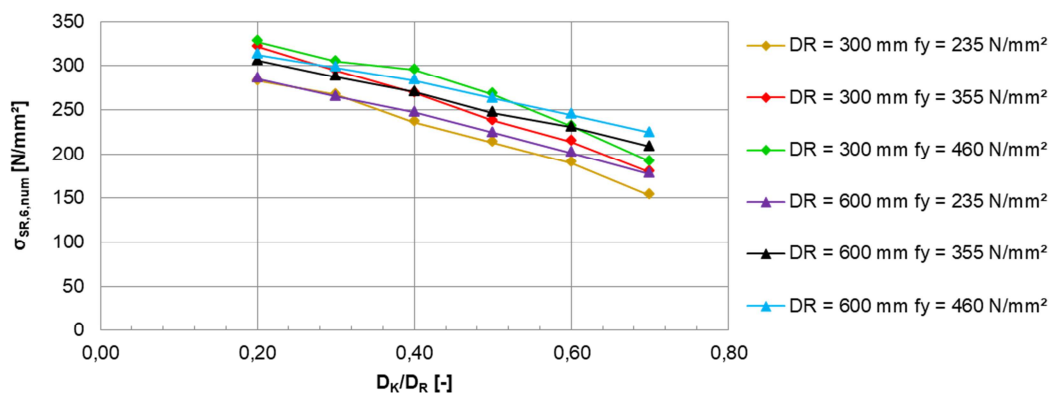


Abb. 75: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen bei  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Stahlfestigkeit)

Erwartungsgemäß ergeben sich für die niedrigste Streckgrenze die kleinsten resultierenden Spannungen, da es bei geringeren absoluten Lasten zu einer Plastizierung des Mantelrohres

kommt. Insbesondere bei einer Streckgrenze von  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  und kleinen Schubringflächen resultieren Spannungen unter den Schubringen, welche oberhalb der Streckgrenze liegen. Auch in diesem Fall ist die maximal durch die Schubringe übertragbare Normalspannung auf die Streckgrenze zu begrenzen, um ein Fließen der Schubringe zu verhindern.

Die expliziten resultierenden Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  sind in den Tabellen Tab. 21 und Tab. 22 angegeben. Neben den numerisch ermittelten Spannungen sind wie in den vorangegangenen Kapitel die Spannungen nach den Gleichungen (5.14) und (5.15) sowie die Abweichungen zwischen numerisch bestimmter Spannung  $\sigma_{SR,i}$  sowie der Näherungslösung angegeben.

**Tab. 21:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0 \text{ mm}$ ) unter den Schubringen (Variation Stahlfestigkeit)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300 \text{ mm}</math></b>							
$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	numerisch	186,1	172,7	158,4	144,0	122,3	97,0
	Näherung	169,8	146,6	130,3	116,4	102,8	88,0
	Abweichung [%]	-9,6	-17,8	-21,6	-23,7	-18,9	-10,3
$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$	numerisch	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	2,6	-1,0	-2,9	-3,3	2,7	1,7
$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$	numerisch	218,5	194,4	177,4	162,1	146,1	127,2
	Näherung	218,5	194,4	177,4	162,1	146,1	98,7
	Abweichung [%]	11,9	10,4	9,9	10,1	16,3	1,6
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600 \text{ mm}</math></b>							
$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	numerisch	186,9	188,1	158,3	151,9	146,2	129,7
	Näherung	181,5	159,6	144,7	132,1	119,2	104,5
	Abweichung [%]	-3,0	-17,9	-9,3	-15,0	-22,6	-24,0
$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$	numerisch	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-4,7	-7,2	-3,0	-4,0	-6,8	-6,6
$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$	numerisch	191,8	191,6	162,5	153,8	145,5	130,1
	Näherung	184,4	174,9	168,5	161,3	151,6	137,5
	Abweichung [%]	-4,1	-9,5	3,5	4,7	4,0	5,3

**Tab. 22:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Stahlfestigkeit)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$f_y = 235$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	282,7	266,9	236,1	213,1	190,0	153,2
	Näherung	235,0	235,0	221,5	197,9	174,8	149,5
	Abweichung [%]	-20,3	-13,6	-6,6	-7,7	-8,7	-2,4
$f_y = 355$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	3,3	-0,6	-2,0	0,6	0,0	-7,1
$f_y = 460$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	327,3	304,9	295,8	267,5	231,7	191,6
	Näherung	371,5	330,5	301,5	275,6	248,4	167,7
	Abweichung [%]	11,9	7,8	1,9	3,0	6,7	-14,2
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$f_y = 235$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	285,4	265,2	247,1	224,4	201,4	177,2
	Näherung	235,0	235,0	235,0	224,5	202,7	177,7
	Abweichung [%]	-21,4	-12,9	-5,2	0,1	0,6	0,3
$f_y = 355$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	306,2	287,6	270,6	246,6	230,6	208,4
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,0	232,0	207,6
	Abweichung [%]	1,6	-0,9	-1,1	1,8	0,6	-0,4
$f_y = 460$ N/mm <sup>2</sup>	numerisch	312,9	298,0	283,3	263,2	244,8	224,1
	Näherung	313,4	297,3	286,4	274,3	257,7	233,7
	Abweichung [%]	0,2	-0,2	1,1	4,0	5,0	4,1

Wie in den vorangegangenen Untersuchungen resultieren auch in dieser Studie bei kleineren Abständen zwischen Kernprofil und Mantelrohr geringere übertragbare Spannungen.

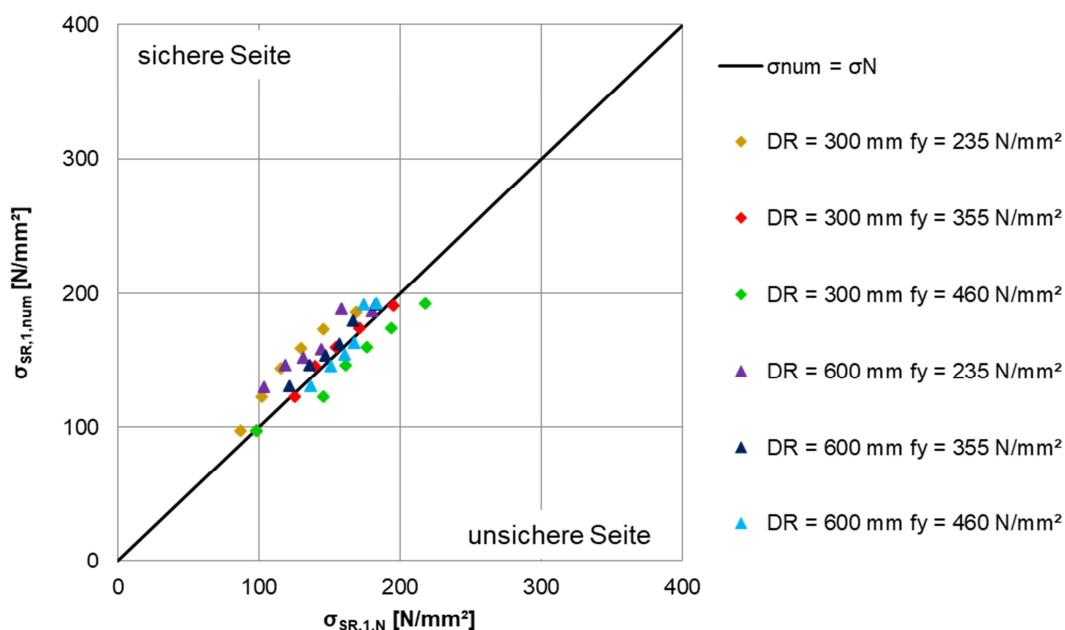
Bei kleinerem Rohrdurchmesser und gleichem Verhältnis  $D_K/D_R$  ergibt sich ein geringerer Abstand zwischen Kern und Rohrwand. Daher ist dieser Effekt vor allem für Rohre mit einem Durchmesser von  $D_R = 300$  mm festzustellen. Dies gilt für Verhältnisse  $D_K/D_R \geq 0,6$ . Die Abweichungen nehmen mit größer werdenden Verhältnissen zu. Bei Verhältnissen  $D_K/D_R = 0,6$  liegt die Abweichung zwischen den übertragbaren Spannungen für Rohre mit  $D_R = 300$  mm und  $D_R = 600$  mm bei circa 15%, bei Verhältnissen  $D_K/D_R = 0,7$  sogar bei 25%. Die großen Abweichungen sind neben der konzentrierteren Einleitung der Radialspannungen in das Mantelrohr auf eine Überschreitung der Normalkrafttragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnittes zurückzuführen. Diese nimmt mit größer werdendem Kerndurchmesser ab, da die resultierende Betonfläche entsprechend kleiner wird.

Für eine Relativverschiebung  $\Delta f = 1,0$  mm zeigen sich im Vergleich zu den bisherigen Parameterstudien teilweise große Abweichungen. Hierbei ist zu beobachten, dass sich diese von sehr weit auf der sicheren Seite liegenden Abweichungen (circa 24 %) bei kleinen Streckgrenzen von  $f_y = 235$  N/mm<sup>2</sup>, bis zu Abweichungen von bis zu 23,7 % auf der unsicheren Seite bei der größten Streckgrenze  $f_y = 460$  N/mm<sup>2</sup> erstrecken. Allerdings ist der Übereinstimmung der Spannungen bei einer Relativverschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm eine größere Bedeutung beizumessen, da an dieser Stelle ebenfalls die letztendliche Traglast definiert wird. Bei dieser Verschiebung zeigen sich teilweise große auf der sicheren Seite liegende Abweichungen, aufgrund der Beschränkung der resultierenden Spannungen mit Hilfe der Streckgrenze.

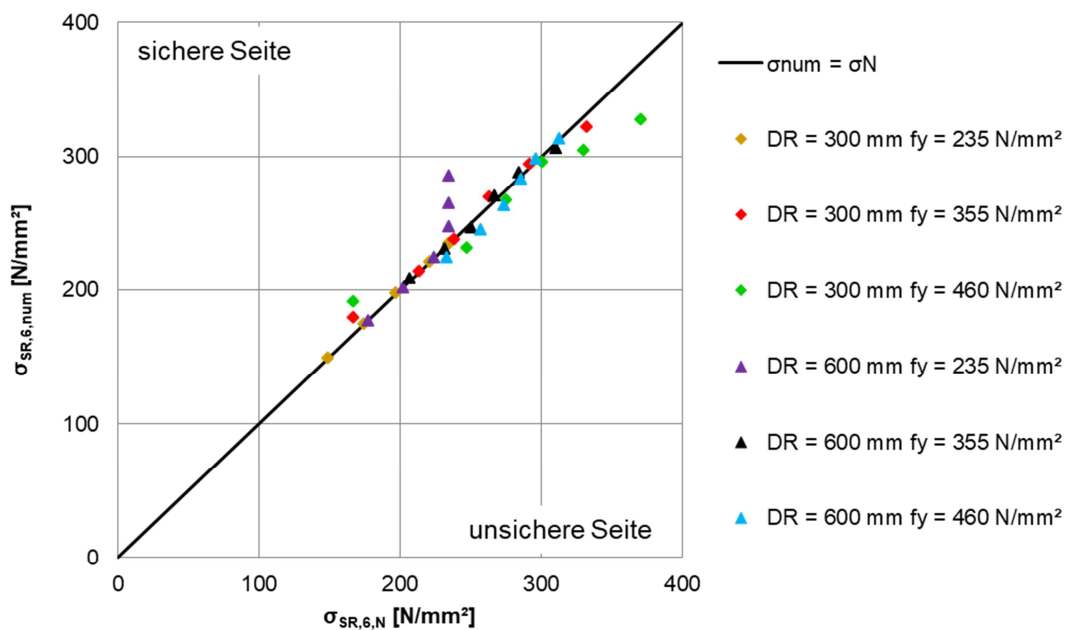
Die größte Abweichung auf der unsicheren Seite liegt für die Spannungen  $\sigma_{SR,6}$  bei 11,9 %. Diese Abweichung wird für einen Rohrdurchmesser von 300 mm bei einer Streckgrenze  $f_y = 460$  N/mm<sup>2</sup> und einem Verhältnis  $D_K/D_R = 0,2$  erreicht, welches baupraktisch eine untergeordnete Rolle spielt. Die übrigen Abweichungen auf der unsicheren Seite liegen deutlich unterhalb von 10 %.

In Abb. 76 und Abb. 77 ist die Übereinstimmung zwischen den numerisch und näherungsweise ermittelten Kontaktspannungen unter den Schubringen aufbereitet. Hierbei ist erkennbar, dass für die oben genannten Stützgeometrien die angesprochenen Abweichungen auftreten. Insgesamt verdeutlicht Abb. 76 allerdings, dass auch für die Variation der Stahlgüte eine gute Übereinstimmung für  $\sigma_{SR,6}$  zwischen numerischer Lösung und der vorgestellten Näherungslösung nach (5.14) erzielt wird.

Zu beachten ist allerdings, dass für Kernverschiebungen von  $\Delta f = 1,0$  mm die resultierenden Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  teilweise Abweichungen aufweisen, welche mehr als 10 % auf der unsicheren Seite liegen.



**Abb. 76:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Stahlgüte/Streckgrenze)



**Abb. 77:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Stahlgüte/Streckgrenze)

### 5.3.5 Einfluss der Rohrdicke

Da die Versuchsnachrechnung gezeigt hat, dass das Last-Verformungsverhalten vom Zeitpunkt des Plastizierens des Mantelrohres abhängt, ist ein starker Einfluss der Wanddicke des Mantelrohres auf die resultierenden Spannungen  $\sigma_{SR}$  zu erwarten. Die untersuchten Wandstärken sind Tab. 21 zu entnehmen. Auch für diese Parameterstudie sind insgesamt 36 FE-Simulationen durchgeführt worden.

**Tab. 23:** Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Rohrdicken

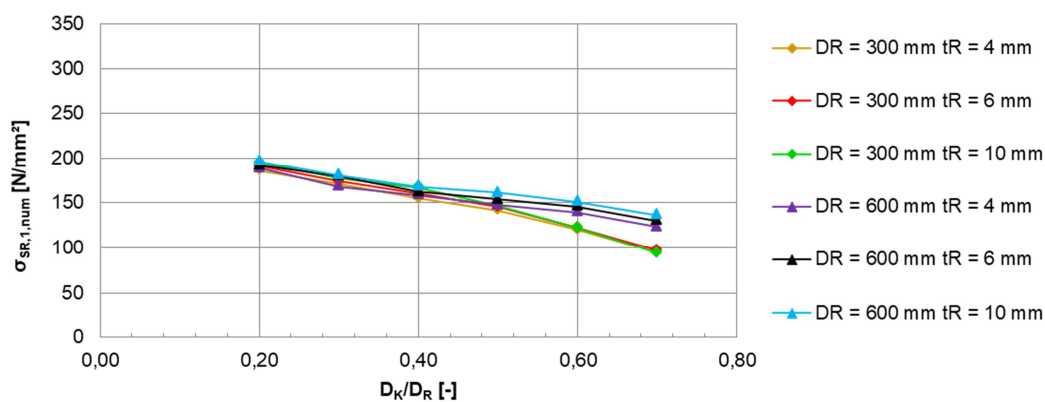
Parameter	Untersuchte Werte					
Rohrdicke $t_R$ [mm]	4		6		10	
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300			600		
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

Abb. 78 und Abb. 79 zeigen die Spannungen unter den Schubringen für die Variation der Wanddicke des Mantelrohres.

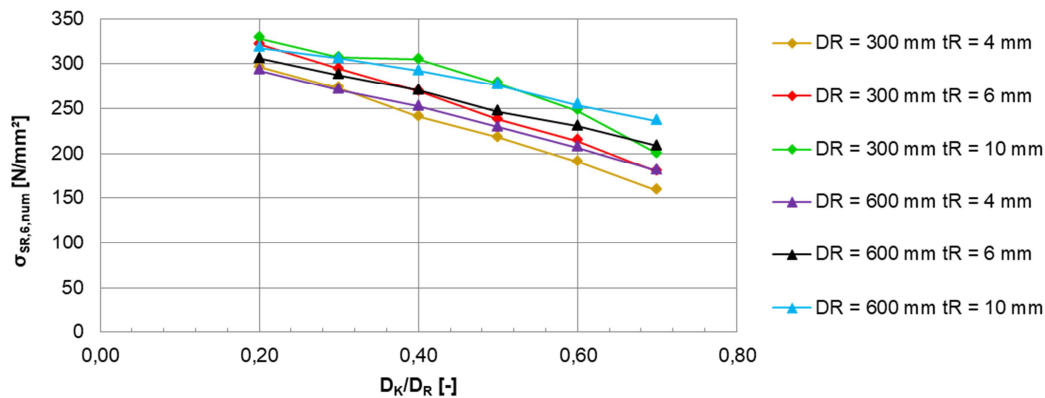
Bei den Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  zeigen sich für alle untersuchten Stützegeometrien für jeweils gleiche Verhältnisse von  $D_K/D_R$  nahezu identische resultierende Spannungen. Lediglich für die in den vorangegangenen Studien bereits erwähnten Geometrien mit geringen Abständen zwischen Schubring und Rohrrinnenwand zeigen sich größere Abweichungen zwischen den unterschiedlichen Rohrdurchmessern. Diese Beobachtung ist bei allen untersuchten Wandstärken und Verformungszuständen zu erkennen. Daher kann die Ursache nicht alleine im



früheren Plastizieren des Mantelrohres liegen. Vielmehr sind der bereits angesprochene gestörte Lastabtrag infolge der begrenzten Lastausbreitungslänge sowie eine Überschreitung der Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts für dieses Tragverhalten verantwortlich. Darüber hinaus stellen sich für die übrigen Stützgeometrien bei den Tragspannungen  $\sigma_{SR,6}$  Parallelverschiebungen zwischen den unterschiedlichen Mantelrohrdicken ein. Erwartungsgemäß sind die übertragbaren Kontaktspannungen aufgrund eines früher einsetzenden Plastizierens bei geringeren Wandstärken kleiner als bei größeren Abmessungen. Hierbei lassen sich vor allem bei einer Wandstärke von  $t_R = 10$  mm deutlich höhere Spannungen übertragen. Lediglich bei einem Rohrdurchmesser von  $D_R = 300$  mm und einer Wandstärke von  $t_R = 10$  mm ist für  $D_K/D_R > 0,5$  ein deutlicher Abfall der übertragbaren Spannungen  $\sigma_{SR,6}$  erkennbar. Dies ist ebenfalls auf die bereits beschriebenen Effekten zurückzuführen.



**Abb. 78:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen bei  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Rohrdicke)



**Abb. 79:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen bei  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Rohrdicke)

Die mit Hilfe der Näherungslösung sowie die numerisch ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  sind in Tab. 24 und gegenübergestellt.

Ähnlich wie in Kapitel 5.3.4 kommt es im vorliegenden Fall ebenfalls zu größeren Abweichungen zwischen beiden Lösungen bei den Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  als bei den Spannungen  $\sigma_{SR,6}$ . Dies ist dem Umstand geschuldet, dass wie in Kapitel 5.3.2 erläutert, die Näherungslösung (5.14) mit Hilfe der Tragspannungen  $\sigma_{SR,6}$  kalibriert wurde. Die maximale Abweichung auf der unsicheren Seite liegt für  $\sigma_{SR,1}$  bei 19,1 %. Diese Abweichung ist allerdings tolerier-

bar, da es sich bei dem betrachteten Verformungszustand nicht um den traglastdefinierenden Zustand handelt. Für die Bemessungsspannungen  $\sigma_{SR,6}$  liefert die Näherungslösung erwartungsgetreue Ergebnisse. Die maximale Abweichung auf der unsicheren Seite beträgt hier 13,5 %. Auf der sicheren Seite liegend kommt es im Bereich der betrachteten Grenzdurchmesser, wie in den anderen Untersuchungen ebenfalls, zu teilweise großen Abweichungen.

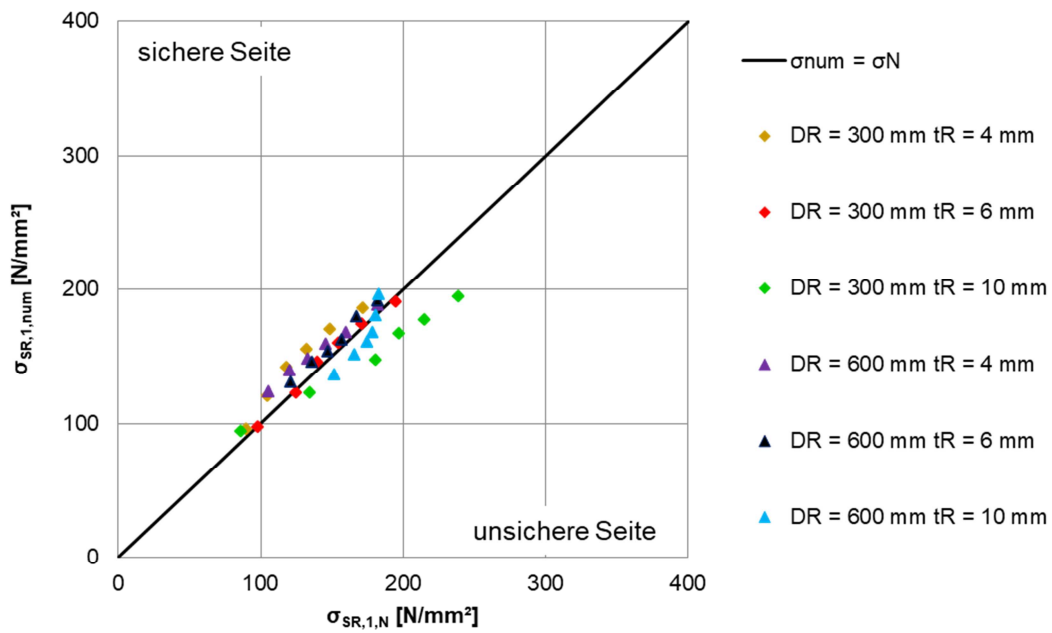
**Tab. 24:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Rohrdicke)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$t_R = 4,0$ mm	numerisch	185,6	170,4	154,8	141,9	120,0	95,7
	Näherung	172,7	149,2	132,8	119,0	105,5	90,9
	Abweichung [%]	-7,5	-14,2	-16,5	-19,3	-13,8	-5,3
$t_R = 6,0$ mm	numerisch	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	2,6	-1,0	-2,9	-3,3	2,7	1,7
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	194,9	177,3	167,1	147,0	122,6	93,9
	Näherung	239,8	215,6	198,0	181,6	135,3	87,1
	Abweichung [%]	18,7	17,8	15,6	19,1	9,4	-7,8
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$t_R = 4,0$ mm	numerisch	188,2	167,8	158,6	147,6	139,5	123,5
	Näherung	182,8	160,9	146,1	133,5	120,8	106,2
	Abweichung [%]	-3,0	-4,3	-8,6	-10,5	-15,5	-16,3
$t_R = 6,0$ mm	numerisch	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-4,7	-7,2	-3,0	-4,0	-6,8	-6,6
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	196,4	180,4	168,0	160,9	151,0	136,4
	Näherung	183,4	181,1	179,3	175,2	166,8	152,3
	Abweichung [%]	-7,1	0,4	6,3	8,1	9,5	10,4

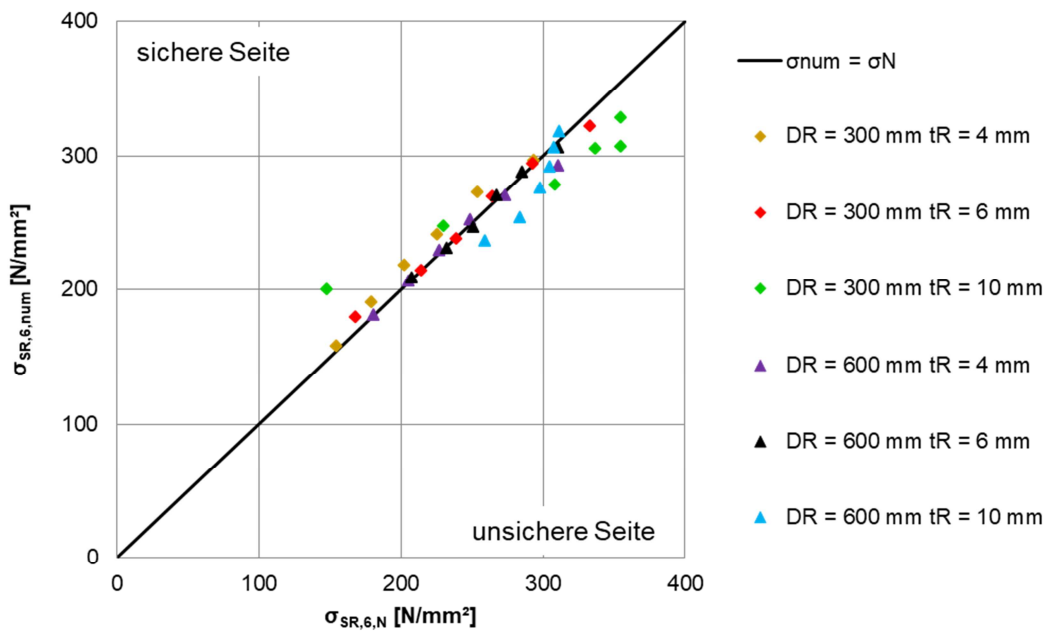
**Tab. 25:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Rohrdicke)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$t_R = 4,0$ mm	numerisch	296,3	273,2	241,0	218,0	190,5	158,5
	Näherung	293,5	253,7	225,8	202,3	179,3	154,5
	Abweichung [%]	-1,0	-7,7	-6,7	-7,8	-6,2	-2,6
$t_R = 6,0$ mm	numerisch	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	3,3	-0,6	-2,0	0,6	0,0	-7,1
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	328,5	307,0	305,1	278,4	247,5	199,8
	Näherung	355,0	355,0	336,6	308,8	230,0	148,1
	Abweichung [%]	7,5	13,5	9,4	9,8	-7,6	-34,9
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$t_R = 4,0$ mm	numerisch	292,6	270,8	252,6	229,1	206,7	180,8
	Näherung	310,7	273,5	248,4	227,0	205,3	180,6
	Abweichung [%]	5,8	1,0	-1,7	-1,0	-0,7	-0,1
$t_R = 6,0$ mm	numerisch	306,2	287,6	270,6	246,6	230,6	208,4
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,0	232,0	207,6
	Abweichung [%]	1,6	-0,9	-1,1	1,8	0,6	-0,4
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	318,1	306,1	292,2	275,9	253,9	236,2
	Näherung	311,8	307,9	304,9	297,8	283,6	259,0
	Abweichung [%]	-2,0	0,6	4,2	7,3	10,5	8,8

Mit Hilfe der Abb. 80 sowie Abb. 81 lässt sich die Übereinstimmung zwischen Näherungslösung und numerischer Lösung beurteilen. Es zeigt sich auch hier, dass für nahezu alle untersuchten Stützgeometrien die Abweichungen auf der unsicheren Seite liegend kleiner als 10% sind. Dies wird im Rahmen der Parameterstudie als ausreichende Genauigkeit angesehen.



**Abb. 80:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Rohrdicke)



**Abb. 81:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Rohrdicke)

### 5.3.6 Einfluss der Schubringdicke

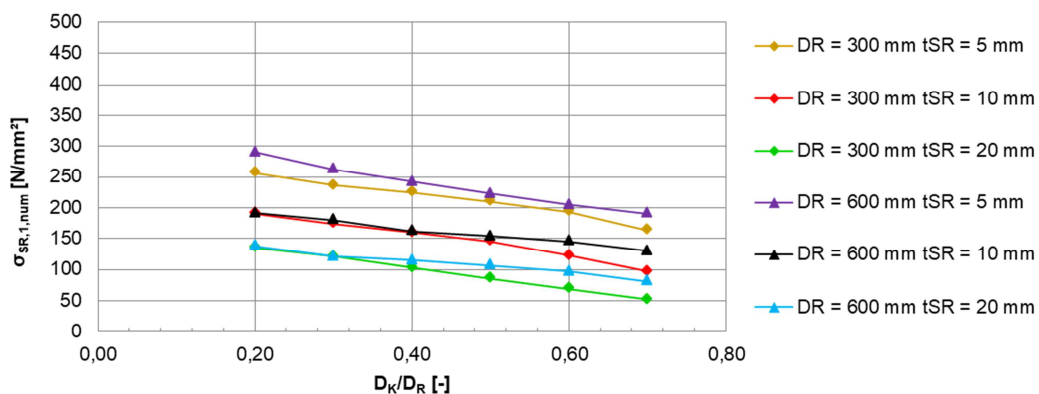
Im folgenden Kapitel wird der Einfluss der Schubringdicke  $t_{SR}$  im Rahmen der Parameterstudie untersucht.

Neben dem Grundwert der Schubringdicke von  $t_{SR} = 10$  mm werden die in Tab. 27 angegebenen Schubringdicken betrachtet. Es ergeben sich auch in diesem Teil der Studie insgesamt 36 FE-Berechnungen, welche miteinander verglichen werden.

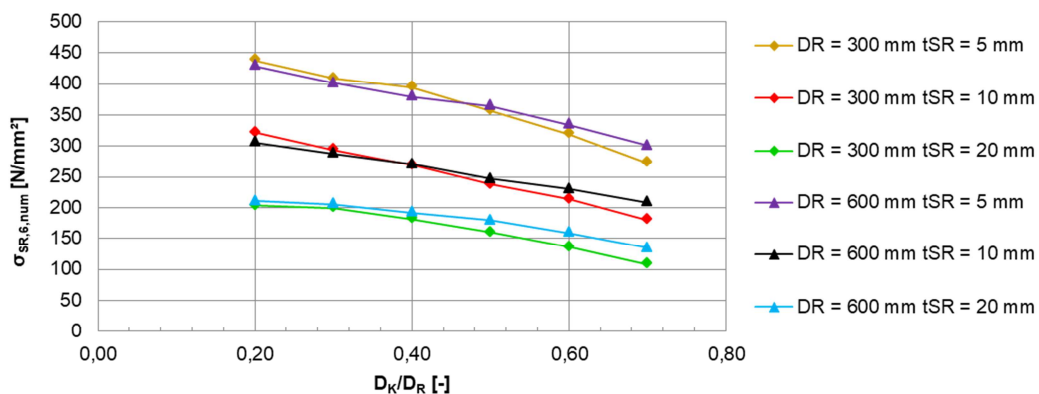
**Tab. 26:** Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Schubringdicken

Parameter	Untersuchte Werte					
Schubringdicke $t_{SR}$ [mm]	5		10		20	
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300			600		
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

Die Spannungen  $\sigma_{SR}$  in Abhängigkeit des Verhältnisses von Kern- zu Rohrdurchmesser sind in den Abbildungen Abb. 82 sowie Abb. 83 dargestellt.



**Abb. 82:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringdicke)



**Abb. 83:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringdicke)

Die in den vorangegangenen Untersuchungen beschriebenen Beobachtungen hinsichtlich der Abstände zwischen Rohrrinnenwand und Schubring beziehungsweise Kern und der damit verbundenen geringeren Betonfläche lassen sich auch hier feststellen. Darüber hinaus zeigt sich für unterschiedliche Schubringdicken eine Parallelverschiebung der ermittelten Spannungen, wobei bei kleineren Schubringdicken tendenziell höhere Spannungen übertragen werden als bei größeren Schubringdicken.

Zum Vergleich der Näherungslösung mit der numerischen Untersuchung sind in den Tabellen Tab. 27 und Tab. 28 wiederum die expliziten Ergebnisse der Näherungslösung nach Formel (5.14) und (5.15) sowie die aus der FE-Analyse ermittelten Spannungen gegenübergestellt und die jeweilige Abweichung der beiden Lösungen ausgewertet.

**Tab. 27:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Schubringdicke)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$t_{SR} = 5,0$ mm	numerisch	256,8	236,1	225,1	210,3	193,5	163,5
	Näherung	287,4	249,7	224,1	202,3	180,5	155,8
	Abweichung [%]	10,6	5,5	-0,4	-3,9	-7,2	-5,0
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	2,6	-1,0	-2,9	-3,3	2,7	1,7
$t_R = 20,0$ mm	numerisch	135,4	121,0	102,7	86,0	69,2	51,9
	Näherung	129,5	116,0	105,9	96,6	70,6	47,2
	Abweichung [%]	-4,6	-4,2	3,0	11,0	2,0	-9,9
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$t_{SR} = 5,0$ mm	numerisch	290,0	262,5	242,1	222,4	204,7	190,9
	Näherung	263,9	240,4	224,8	210,5	194,3	173,7
	Abweichung [%]	-9,9	-9,2	-7,7	-5,6	-5,4	-9,9
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-4,7	-7,2	-3,0	-4,0	-6,8	-6,6
$t_R = 20,0$ mm	numerisch	138,3	120,9	115,0	106,7	96,9	80,8
	Näherung	124,7	115,6	109,1	102,8	95,2	85,3
	Abweichung [%]	-10,9	-4,6	-5,4	-3,8	-1,8	5,3

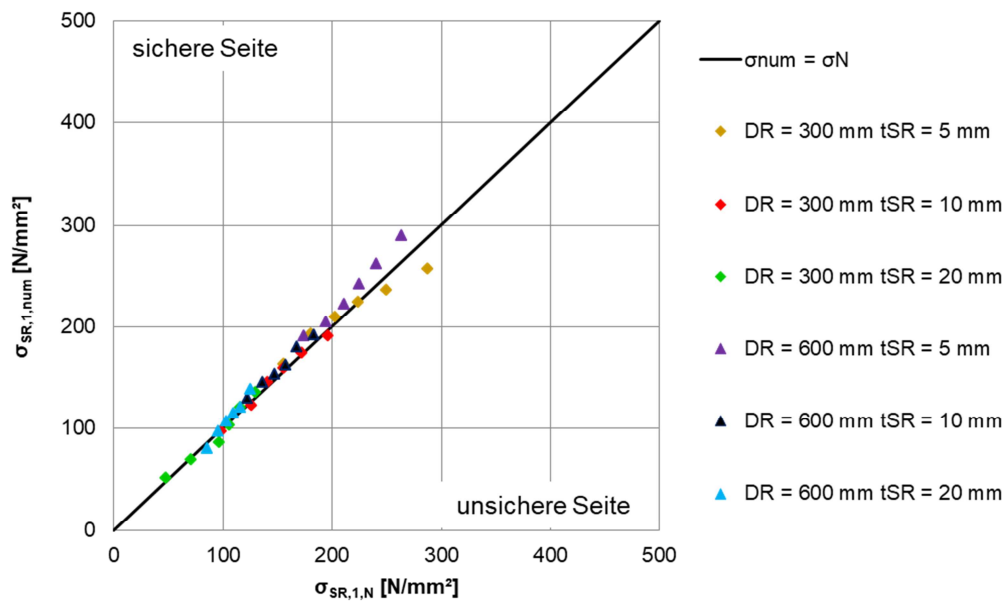
**Tab. 28:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Schubringdicke)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$t_{SR} = 5,0$ mm	numerisch	438,2	408,8	394,2	356,9	319,1	272,7
	Näherung	355,0	355,0	355,0	343,9	306,8	264,9
	Abweichung [%]	-23,4	-15,1	-11,0	-3,8	-4,0	-3,0
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	3,3	-0,6	-2,0	0,6	0,0	-7,1
$t_R = 20,0$ mm	numerisch	203,4	199,3	181,4	159,8	135,7	107,9
	Näherung	220,2	197,3	180,0	164,2	120,0	80,2
	Abweichung [%]	7,6	-1,0	-0,8	2,6	-13,1	-34,4
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$t_{SR} = 5,0$ mm	numerisch	429,1	401,3	379,1	364,5	334,3	301,1
	Näherung	355,0	355,0	355,0	355,0	330,4	295,3
	Abweichung [%]	-20,9	-13,1	-6,8	-2,7	-1,2	-2,0
$t_R = 10,0$ mm	numerisch	306,2	287,6	270,6	246,6	230,6	208,4
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,0	232,0	207,6
	Abweichung [%]	1,6	-0,9	-1,1	1,8	0,6	-0,4
$t_R = 20,0$ mm	numerisch	210,7	205,3	192,1	179,2	159,3	134,2
	Näherung	212,0	196,5	185,5	174,7	161,9	145,1
	Abweichung [%]	0,6	-4,4	-3,5	-2,6	1,6	7,5

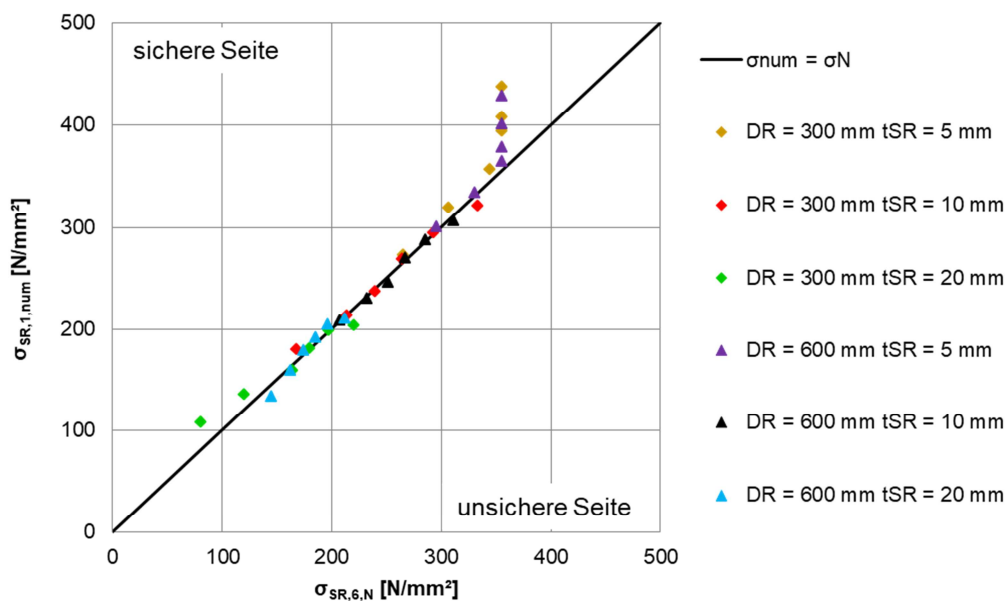
Vor allem bei kleinen Schubringflächen kommt es in der FE-Analyse in vielen Fällen zu einer deutlichen Überschreitung der Streckgrenze im Schubring. Da in diesen Fällen die Näherungslösung als maximal übertragbare Spannung mit der Streckgrenze abgegrenzt ist, kommt es hier zu größeren Abweichungen, welche allerdings auf der sicheren Seite liegen. Diese sind somit nicht zur Beurteilung der Genauigkeit der Näherungslösung geeignet.

Bei den übrigen Werten zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Näherungslösung und den numerisch ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ . Im Bereich der die maximale Tragfähigkeit definierenden Spannung  $\sigma_{SR,6}$  beträgt die maximale Abweichung auf der unsicheren Seite lediglich 7,6 %.

Zur visuellen Aufbereitung der Übereinstimmung zwischen beiden Lösungen wurden, wie in den bisherigen Untersuchungen, die Ergebnisse der Parameterstudie zur Variation der Schubringdicke in Abb. 84 und Abb. 85 aufbereitet.



**Abb. 84:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringdicke)



**Abb. 85:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringdicke)

Aus den genannten Abbildungen ist eine gute Näherung der Ergebnisse ersichtlich. Lediglich Untersuchungen, bei denen die resultierende Kontaktspannung aus der FE-Berechnung die Streckgrenze überschreitet, weisen aufgrund der Abgrenzung der Näherungslösung, deutliche Abweichungen auf. Es wird deutlich, dass bei den Schubringen mit einer Dicke von  $t_{SR} = 20$  mm die geringsten Normalspannungen übertragen werden können, was zum einen darin begründet liegt, dass die maximal auf den Stützenkörper übertragbare Kraft auf eine größere Schubringfläche verteilt wird. Zum anderen beträgt das Verhältnis von  $h_{SR}/t_{SR}$  lediglich 1. Unter Umständen kann hier ein Überschreiten der Schub- und Biegespannungen im Schubring ebenfalls zu den geringeren übertragenen Kontaktspannungen führen. Das Mindestverhältnis der genannten Abmessungen wird in Kapitel 5.3.7 definiert.



### 5.3.7 Einfluss der Schubringhöhe

Im Rahmen der Parameterstudie ist der Variation der Schubringhöhe  $h_{SR}$  eine besondere Bedeutung beizumessen. Diese geht nicht direkt in die Näherungslösung nach (5.14) beziehungsweise (5.15) ein, weshalb im Rahmen dieser Parameterstudie untersucht wird, ab welchem Verhältnis  $h_{SR}/t_{SR}$  keine Beeinträchtigung der übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  mehr vorliegt. Es werden die in Tab. 29 angegebenen Höhen  $h_{SR}$  untersucht. Es ergeben sich ebenfalls 36 FE-Berechnungen.

Tab. 29: Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Schubringhöhen

Parameter	Untersuchte Werte					
Schubringhöhe $h_{SR}$ [mm]	5		20		40	
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	300			600		
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

Die mit Hilfe der FE-Berechnungen ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  in Abhängigkeit des Verhältnisses  $D_K/D_R$  sind in Abb. 86 und Abb. 87 dargestellt.

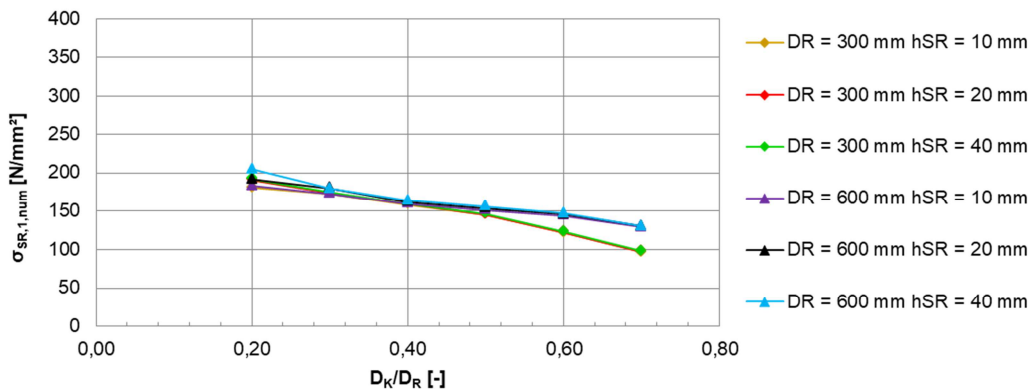


Abb. 86: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringhöhe)

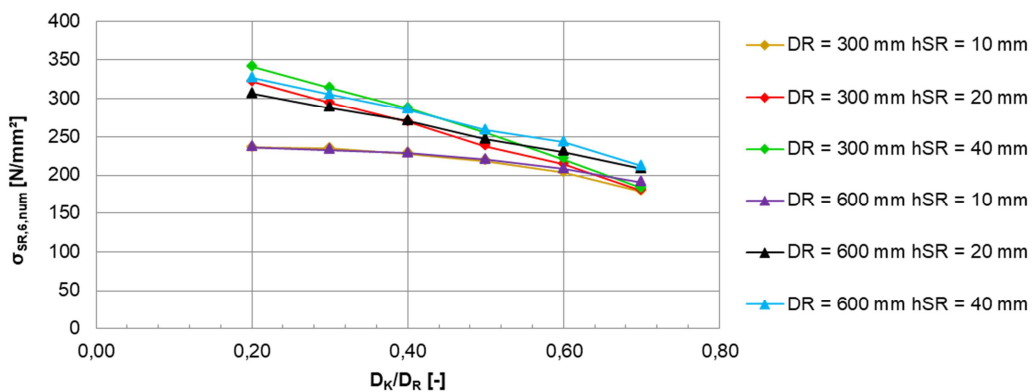


Abb. 87: Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringhöhe)

Die Spannungen  $\sigma_{SR}$  für ein Verhältnis  $h_{SR}/t_{SR} = 1$  weichen deutlich von denen für Verhältnisse  $h_{SR}/t_{SR} \geq 2$  ab. Für Verhältnisse  $h_{SR}/t_{SR} \geq 2$  ergeben sich nur noch geringfügige Abwei-

chungen zwischen den untersuchten Stützgeometrien. Bei der Betrachtung der resultierenden Vergleichsspannungen in den Schubringen (hier nicht dargestellt) zeigt sich bei  $h_{SR}/t_{SR} = 1$  eine Überschreitung der Streckgrenze, welche vor allem auf hohe resultierende Schubspannungen sowie Anteile aus Biegung in den Schubringen zurückzuführen ist. Durch eine größere Schubringhöhe lassen sich diese Einflüsse reduzieren, weshalb sich für höhere Schubringe größere übertragbare Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ergeben.

In den Tabellen Tab. 30 und Tab. 31 sind die mit Hilfe der FE-Berechnung sowie der Näherungsfunktionen nach (5.14) und (5.15) ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  sowie  $\sigma_{SR,6}$  dokumentiert. Da die Schubringhöhe keine direkte Berücksichtigung in der Näherungslösung findet, ergeben sich unabhängig von der jeweiligen Schubringhöhe  $h_{SR}$ , die gleichen Werte für die Näherung.

**Tab. 30:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Schubringhöhe)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Spannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$h_{SR} = 10,0$ mm	numerisch	180,7	173,0	158,2	144,9	122,1	96,6
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	7,7	-0,5	-1,8	-2,9	3,0	2,1
$h_{SR} = 20,0$ mm	numerisch	190,7	173,8	159,9	145,5	122,5	97,0
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	2,6	-1,0	-2,9	-3,3	2,7	1,7
$h_{SR} = 40,0$ mm	numerisch	191,7	175,2	159,6	146,2	123,3	97,7
	Näherung	195,8	172,1	155,4	140,8	125,9	98,7
	Abweichung [%]	2,1	-1,8	-2,7	-3,8	2,1	1,0
<b>Spannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$h_{SR} = 10,0$ mm	numerisch	183,3	173,1	159,8	151,2	144,2	128,9
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-0,1	-3,2	-1,5	-2,4	-5,6	-5,6
$h_{SR} = 20,0$ mm	numerisch	191,6	179,7	162,1	153,6	145,8	130,2
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-4,7	-7,2	-3,0	-4,0	-6,8	-6,6
$h_{SR} = 40,0$ mm	numerisch	204,7	179,2	164,1	156,0	146,9	130,1
	Näherung	183,0	167,7	157,4	147,7	136,5	122,1
	Abweichung [%]	-11,8	-6,8	-4,2	-5,6	-7,6	-6,5

**Tab. 31:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Schubringhöhe)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 300</math> mm</b>							
$h_{SR} = 10,0$ mm	numerisch	235,8	234,7	227,8	218,6	203,6	178,6
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	29,2	19,8	13,8	8,7	4,9	-6,5
$h_{SR} = 20,0$ mm	numerisch	321,9	294,3	269,4	237,8	214,0	179,7
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	3,3	-0,6	-2,0	0,6	0,0	-7,1
$h_{SR} = 40,0$ mm	numerisch	341,6	313,9	287,6	254,9	220,8	183,2
	Näherung	332,9	292,6	264,2	239,4	214,1	167,7
	Abweichung [%]	-2,6	-7,3	-8,8	-6,5	-3,2	-9,2
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>							
$h_{SR} = 10,0$ mm	numerisch	236,3	232,8	228,7	220,0	208,0	190,8
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,0	232,0	207,6
	Abweichung [%]	24,0	18,3	14,5	12,4	10,3	8,1
$h_{SR} = 20,0$ mm	numerisch	306,2	287,6	270,6	246,6	230,6	208,4
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,0	232,0	207,6
	Abweichung [%]	1,6	-0,9	-1,1	1,8	0,6	-0,4
$h_{SR} = 40,0$ mm	numerisch	327,2	305,5	285,5	258,8	243,0	212,1
	Näherung	311,1	285,2	267,6	251,0	232,0	207,6
	Abweichung [%]	-5,2	-7,1	-6,7	-3,1	-4,7	-2,2

Die numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  für Verhältnisse  $h_{SR}/t_{SR} \geq 2$  weisen mit einer maximalen Abweichung auf der unsicheren Seite liegend von 3,3% und auf der sicheren Seite liegend von 11,8 % eine ausreichende Übereinstimmung auf.

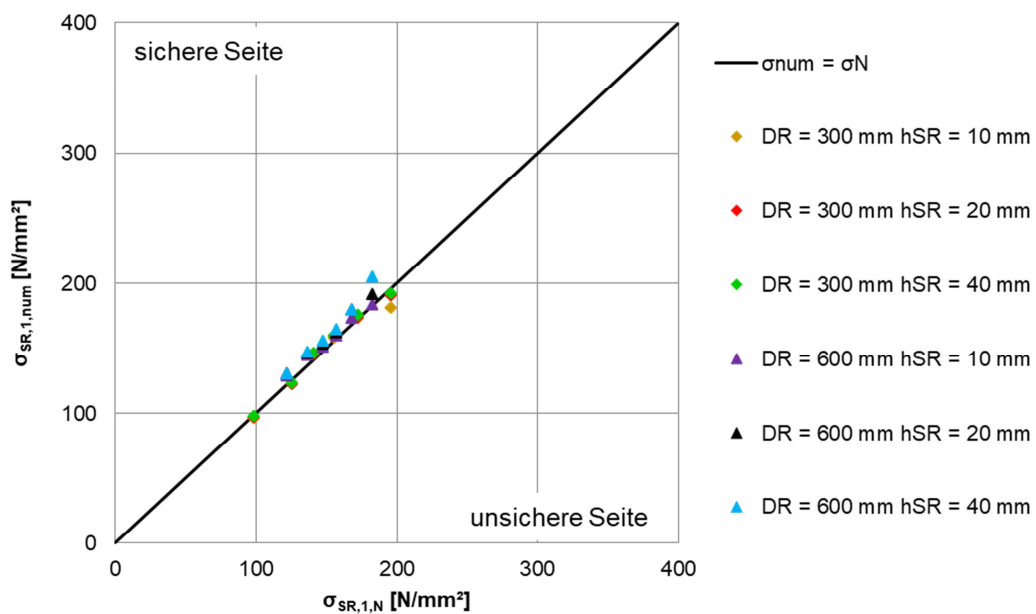
Es kann somit folgendes Grenzverhältnis  $h_{SR}/t_{SR}$  festgelegt werden:

$$\frac{h_{SR}}{t_{SR}} \geq 2 \tag{5.16}$$

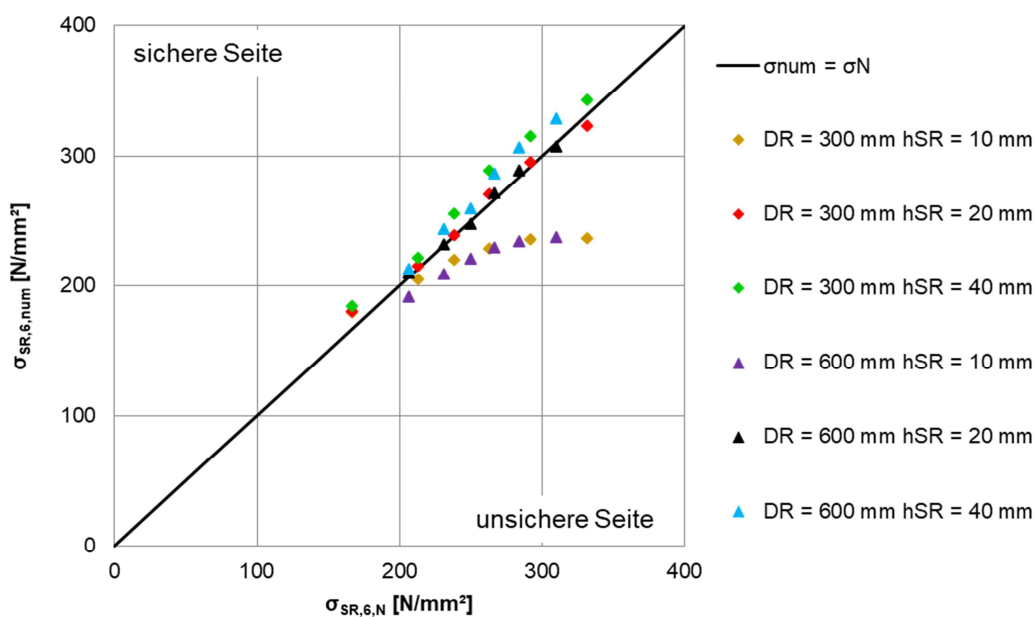
Mit  $h_{SR}$  Schubringhöhe  
 $t_{SR}$  Schubringdicke

Durch das Grenzverhältnis nach (5.16) kann eine negative Beeinflussung der übertragbaren Kontaktspannungen unter den Schubringen durch ein vorzeitiges Fließen in den Schubringen ausgeschlossen werden.

Die nahezu ausschließlich auf der sicheren Seite liegenden Abweichungen zwischen numerischer Lösung und der Näherungslösung werden ebenfalls durch den grafischen Vergleich der sich ergebenden Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  in Abb. 88 und Abb. 89 deutlich. Auch hier zeigt sich für die angesprochenen Verhältnisse  $h_{SR}/t_{SR} \geq 2$  eine gute Abbildung der Ergebnisse der FE-Studie durch die Näherungslösung.



**Abb. 88:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringhöhe)



**Abb. 89:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringhöhe)

### 5.3.8 Zusammenfassung der Ergebnisse der Parameterstudie mit einem Schubring

Im Rahmen der Parameterstudie wurde der Einfluss verschiedener geometrischer und materialtechnischer Randbedingungen auf die übertragbaren Kontaktspannungen unter den Schubringen untersucht. Die wesentlichen Erkenntnisse der durchgeführten Untersuchungen werden an dieser Stelle noch einmal zusammengefasst:

1. Einfluss von Kern- und Rohrdurchmesser:
  - Die Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  sind abhängig vom Verhältnis  $D_K/D_R$ .
  - Es ergeben sich kleinere aufnehmbare Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  mit zunehmendem Verhältnis  $D_K/D_R$ .
  - Steifigkeitsabfall durch Fließen des Mantelrohres.
  - Zu kleiner Gesamtbetonquerschnitt führt zu abweichenden Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ , da Mantelrohr konzentrierter beansprucht wird und Normalkrafttragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnittes überschritten wird.
2. Einfluss der Betondruckfestigkeit:
  - Höhere Betondruckfestigkeit führt zu höheren aufnehmbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ .
  - Mit zunehmender Betondruckfestigkeit können auch bei kleineren Gesamtbetonquerschnitten äquivalente Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  übertragen werden.
3. Einfluss der Stahlgüte:
  - Höhere Streckgrenze führt zu höheren aufnehmbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ .
4. Einfluss der Rohrdicke:
  - Größere Rohrdicke führt zu höheren aufnehmbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ .
  - Bei kleinen Gesamtbetonquerschnitten kommt es zu signifikant kleineren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ , da die Normalkrafttragfähigkeit des Betons überschritten wird.
5. Einfluss der Schubringdicke:
  - Kleinere Schubringdicke  $t_{SR}$  führt zu höheren aufnehmbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ , da die Lasten konzentriert weitergegeben werden.
  - Zu große Schubringdicke führt zu Biegebeanspruchungen im Schubring und zu weicherem Verformungsverhalten.
6. Einfluss der Schubringhöhe:
  - Für  $h_{SR}/t_{SR} \geq 2$  erfolgt keine Beeinflussung der übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ , da Biege- und Schubbeanspruchungen nicht maßgebend werden.

Es wurde eine Näherungslösung nach Formel (5.14) beziehungsweise (5.15) in Anlehnung an die über Teilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen übertragbare Betondruckspannung nach [16] hergeleitet. Die nach dieser Näherungslösung übertragbaren Spannungen unter den Schubringen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  bei Relativverschiebungen von  $\Delta f = 1,0$  und  $\Delta f = 6,0$  mm wurden mit den aus der FE-Simulation hergeleiteten Spannungen verglichen. Die Spannung  $\sigma_{SR,6}$  wurde hierbei als maximal übertragbare Spannung definiert.

Im Rahmen der Untersuchungen hat sich gezeigt, dass die übertragbaren Spannungen unter den Schubringen bei Stützensgeometrien, bei denen der Abstand zwischen der Außenkante des Schubrings und der Rohrrinnenwand verhältnismäßig klein ist, wesentlich kleiner sind, als bei gleichen Verhältnissen  $D_K/D_R$  mit größeren Abständen zwischen den Bauteilen. Bei einem zu kleinen Abstand zwischen Rohrrinnenwand und Schubringkante kann keine störungsfreie Lasteinleitung in den Beton mehr gewährleistet werden. Grund hierfür ist eine frühere, konzentrierte Einleitung der resultierenden Radialspannungen in das Rohr. Darüber hinaus kann es je nach Stützensgeometrie und gewählten Materialien aufgrund der verhältnismäßig kleinen Betonfläche zu einer Überschreitung der Normalkrafttragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnittes kommen. Dies ist ebenso zu vermeiden, wie eine Überschreitung der plastischen Normalkrafttragfähigkeit des Einstellprofils.

Auch im Hinblick auf den späteren Einsatz in Mehrkern-Verbundstützen nach [3] ist ein besonderes Augenmerk auf eine einfache und komplikationsfreie Betonage zu legen. Hierfür sind ausreichend Freiräume zwischen den einzelnen Bauteilen vorzusehen. So kann eine homogene Verdichtung ermöglicht und ein Verkanten der Zuschlagstoffe zwischen Schubring und Rohrrinnenwand vermieden werden.

Aus diesen Gründen wird neben dem Minimalverhältnis von  $h_{SR}/t_{SR} \geq 2$  nach Kapitel 5.3.7 eine zusätzliche geometrische Randbedingung eingeführt.

Für den Abstand  $a$  zwischen der Innenseite der Rohrwandung und der Außenseite der Schubringe wird folgender Minimalabstand in Abhängigkeit des verwendeten Betons sowie der Abmessungen von Kernprofil, Mantelrohr und Schubring festgelegt:

$$a = \frac{D_{R,i} \cdot D_K}{2} - t_{SR} \geq \begin{cases} 3 \cdot D_{GK} \\ 50,0 \text{ mm} \end{cases} \quad (5.17)$$

Mit  $a$  Abstand zwischen Schubringaußenkante und Rohrrinnenwand

$D_{R,i}$  Innendurchmesser des Hohlprofils

$D_K$  Kerndurchmesser

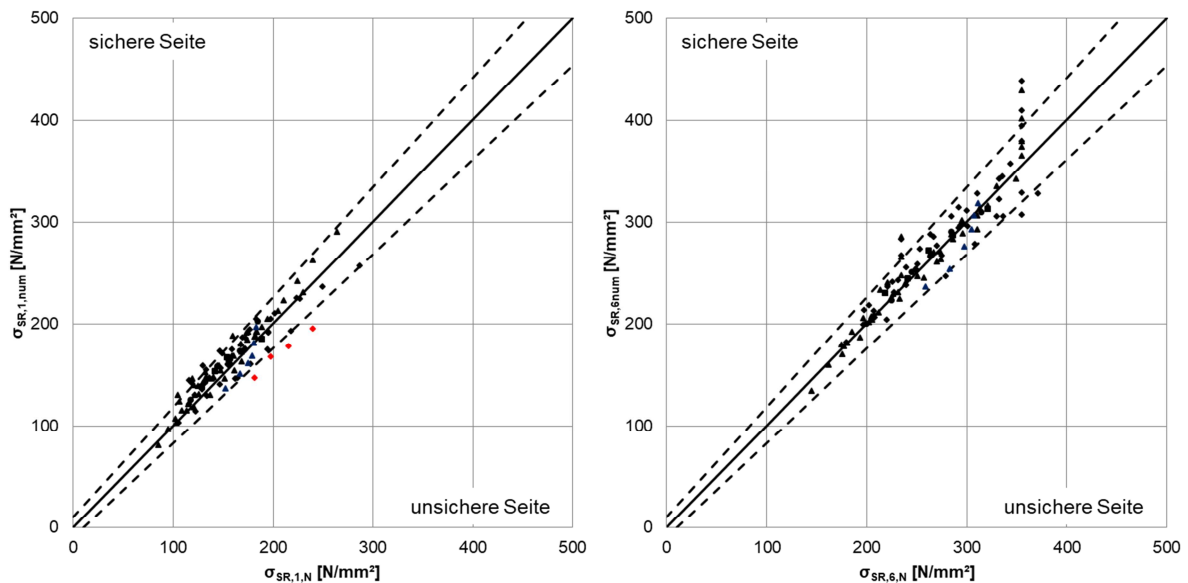
$t_{SR}$  Schubringdicke

$D_{GK}$  Größtkorndurchmesser der Betonzuschlagstoffe

Dieser definierte Mindestabstand zwischen Schubringaußenkante und Rohrrinnenwand gewährleistet sowohl eine einfache Betonage als auch eine ausreichende Betonfläche, über die sich die übertragenen Spannungen homogen verteilen können.

Für eine abschließende Beurteilung der Genauigkeit der Näherungslösung nach (5.14) und (5.15) im Vergleich zu den numerisch ermittelten Spannungswerten aus der Parameterstudie werden für die Darstellung in Abb. 90 alle ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,i}$  gegenübergestellt. In der Darstellung sind lediglich Stützensgeometrien dargestellt, welche die geometrischen Randbedingungen nach (5.16) und (5.17) erfüllen. Die gestrichelt dargestellten Geraden stellen hierbei jeweils eine Abweichung von 10 % zwischen numerischer Lösung und Näherungslösung dar. Es wird deutlich, dass für  $\sigma_{SR,1}$  lediglich vier der untersuchten Stützen eine

Abweichung auf der unsicheren Seite von mehr als 10 % aufweisen. Für die traglastbestimmende Spannung  $\sigma_{SR,6}$  weisen lediglich zwei Stützen eine Abweichung auf der unsicheren Seite von mehr als 10 % auf. Die im Rahmen der Parameterstudie entwickelte Näherungslösung eignet sich somit in Verbindung mit den geometrischen Randbedingungen als Handrechenverfahren, um die übertragbaren Normalspannungen unter den Schubringen zu den definierten Verformungszuständen zu ermitteln und die Erkenntnisse zur Teilflächenpressung nach [16] auf Stützen mit Einstellprofilen und Schubringen als Verbundmitteln auszuweiten.



**Abb. 90:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) (links) und  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) (rechts)

Gesondert zu beachten ist, dass die Normalkrafttragfähigkeiten von Kernprofil und Gesamtbetonquerschnitt nicht überschritten werden dürfen. Die Begrenzung der Tragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnitts findet bereits in der ursprünglichen Formel (2.10) Berücksichtigung. Demnach gilt als zusätzliche Begrenzung für die Kontaktspannung  $\sigma_{SR}$ :

$$\sigma_{SR,i} \leq \frac{N_{pl,K}}{A_{SR}} \quad (5.18)$$

Mit  $\sigma_{SR,i}$  Kontaktspannung unter dem Schubring

$A_{SR}$  Schubringfläche

$N_{pl,K}$  Plastische Normalkrafttragfähigkeit des Kernprofils

Insgesamt ergibt sich somit die Näherungslösung zur Ermittlung der übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen in der vollständigen Formulierung gemäß der Formeln (5.19) und (5.20). Die Koeffizienten wurden auf eine für baupraktische Anwendungszwecke ausreichende Genauigkeit von einer Nachkommastelle gerundet.

$$\sigma_{SR,6} = f_{cm} \cdot \left( 1 + \left( \left( 6,8 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) + \left( -0,9 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \right) \cdot \frac{t_R}{D_R} \cdot \frac{f_{y,R}}{f_{cm}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{SR}}} \quad (5.19)$$

$$\leq \frac{A_c \cdot f_{cm}}{A_{SR}} \leq f_{y,SR} \leq \frac{N_{pl,K}}{A_{SR}}$$

$$\sigma_{SR,1} = \frac{f_{cm}}{1,7} \cdot \left( 1 + \left( \left( 6,8 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) + \left( -0,9 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \right) \cdot \frac{t_R}{D_R} \cdot \frac{f_{y,R}}{f_{cm}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{SR}}} \quad (5.20)$$

$$\leq \frac{A_c \cdot f_{cm}}{A_{SR}} \leq f_{y,SR} \leq \frac{N_{pl,K}}{A_{SR}}$$

Mit  $\sigma_{SR,6}$  Kontaktspannung unter Schubring bei Relativverschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm

$\sigma_{SR,1}$  Kontaktspannung unter Schubring bei Relativverschiebung von  $\Delta f = 1,0$  mm

$f_{cm}$  Mittlere Betondruckfestigkeit

$D_R$  Rohrdurchmesser

$D_{R0}$  Bezugsrohrdurchmesser ( $D_{R0} = 300$  mm)

$D_K$  Kerndurchmesser

$t_R$  Wanddicke des Mantelrohres

$A_c$  Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnitts

$A_{SR}$  Schubringfläche

$f_{y,R}$  Streckgrenze des Mantelrohres

$f_{y,SR}$  Streckgrenze des Schubrings

Mit Hilfe dieser Näherung lassen sich trilineare Federkennlinien in Abhängigkeit der Relativverschiebungen  $\Delta f$  bestimmen, welche als Eingangsparameter für das Federmodell dienen. Hierfür werden die Stützstellen der Federkennlinien aus den Schubringsspannungen rückgerechnet. Es wird Formel (3.1) umgestellt, sodass sich die maximal über den Schubring übertragbare Kraft  $P_i$  korrespondierend zu der jeweiligen Verformung gemäß Formel (5.21) ergibt. Diese entspricht bei Konstruktionen mit einem Schubring gleichzeitig der maximal über die Verbundfuge übertragbaren Kraft.

$$P_i = \sigma_{SR,i} \cdot A_{SR} \quad (5.21)$$

Mit  $P_i$  Übertragbare Kraft bei einer Relativverschiebung  $\Delta f = i$

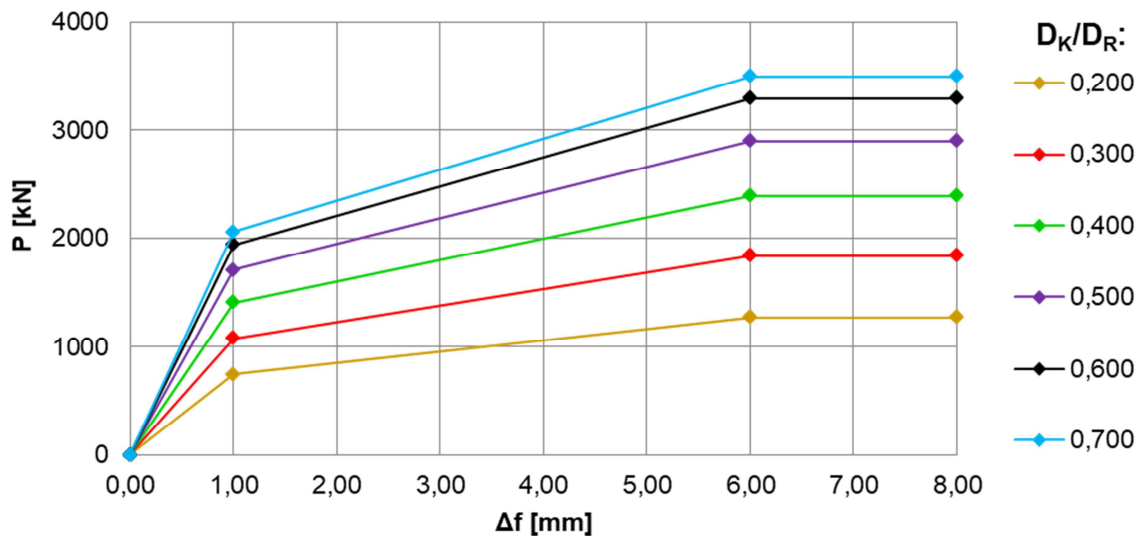
$\sigma_{SR,i}$  Kontaktspannung unter dem Schubring

$A_{SR}$  Schubringfläche



Auf der sicheren Seite liegend wird für Relativverschiebungen  $\Delta f > 6,0$  mm keine weitere Laststeigerung angenommen.

In Abb. 91 sind exemplarisch für die angegebenen Stützenkennwerte die sich ergebenden, resultierenden Federkennlinien für verschiedene Verhältnisse  $D_K/D_R$  dargestellt. Die Federkennlinien für alle, im Rahmen der beschriebenen Studie durchgeführten Untersuchungen sind Anlage A zu entnehmen. Stützengeometrien, die die Randbedingungen nach Formel (5.16) und (5.17) nicht erfüllen, sind nicht ausgewertet.



**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 10$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>

**Abb. 91:** Resultierende, mit Hilfe der Näherungslösung bestimmte Federkennlinien (exemplarisch)

Die expliziten, bereichsweise konstanten Federsteifigkeiten können hieraus mit Hilfe von Formel (5.23) ermittelt werden.

$$c_{f,1} = \frac{P_1 - 0}{\Delta f_1 - 0} = \frac{P_1}{1} = P_1 \text{ [kN/mm]} \quad (5.22)$$

$$c_{f,2} = \frac{P_6 - P_1}{\Delta f_2 - \Delta f_1} = \frac{P_6 - P_1}{5} \text{ [kN/mm]} \quad (5.23)$$

Mit  $c_{f,i}$  Federsteifigkeit im Bereich  $i$   
 $P_i$  übertragbare Kraft bei  $\Delta f = i$   
 $\Delta f_i$  Relativverschiebung bei  $P_i$

Die Federsteifigkeiten  $c_{f,i}$  für die untersuchten Lasteinleitungsbereiche sind in Tab. 32 angegeben.

**Tab. 32:** Federsteifigkeiten  $c_{f,i}$  der betrachteten Lasteinleitungsbereiche

Stützenkörper	Federsteifigkeit	$D_K/D_R$					
		0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,700
$D_R = 300 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	430,6	540,8	634,7	707,7	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	60,3	75,7	88,9	99,1	-	-
$D_R = 400 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	534,1	688,7	825,6	937,4	1012,1	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	74,8	96,4	115,6	131,2	141,7	-
$D_R = 500 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	639,5	842,0	1025,9	1180,8	1290,5	1330,0
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	89,5	117,9	143,6	165,3	180,7	186,2
$D_R = 600 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	747,4	1001,2	1236,1	1438,2	1586,5	1649,4
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	104,6	140,2	173,1	201,3	222,1	230,9
$D_R = 300 \text{ mm}$ $f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	361,7	460,8	547,5	616,8	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	50,6	64,5	76,6	86,4	-	-
$D_R = 300 \text{ mm}$ $f_{cm} = 48 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	499,4	620,7	721,9	798,6	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	56,2	86,9	101,1	111,8	-	-
$D_R = 600 \text{ mm}$ $f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	-	775,8	988,1	1178,0	1325,2	1400,0
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	-	108,6	138,3	164,9	185,5	196,0
$D_R = 600 \text{ mm}$ $f_{cm} = 48 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	939,2	1226,7	1484,1	1698,4	1847,8	1898,7
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	102,1	171,7	207,8	237,8	258,7	265,8
$D_R = 300 \text{ mm}$ $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	373,5	460,6	532,2	585,2	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	28,7	55,5	74,5	81,9	-	-
$D_R = 300 \text{ mm}$ $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	480,5	610,9	724,4	814,9	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	67,3	85,5	101,4	114,1	-	-
$D_R = 600 \text{ mm}$ $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	741,1	952,4	1136,8	1286,2	1385,8	1412,1
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	43,7	90,1	141,8	180,1	194,0	197,7
$D_R = 600 \text{ mm}$ $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	753,0	1044,0	1323,0	1571,2	1762,0	1856,9
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	105,4	146,2	185,2	220,0	246,7	260,0
$D_R = 300 \text{ mm}$ $t_R = 4 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	379,7	468,9	542,6	598,1	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	53,2	65,6	76,0	83,7	-	-
$D_R = 300 \text{ mm}$ $t_R = 10 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	527,4	677,2	808,6	912,9	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	50,7	87,6	113,2	127,8	-	-
$D_R = 600 \text{ mm}$ $t_R = 4 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	746,5	960,2	1147,5	1300,2	1403,7	1435,0
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	104,5	134,4	160,7	182,0	196,5	200,9
$D_R = 600 \text{ mm}$ $t_R = 10 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	749,1	1081,1	1408,6	1705,9	1938,8	2058,0
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	104,9	151,4	197,2	238,8	271,4	288,1
$D_R = 300 \text{ mm}$ $t_{SR} = 5 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	631,9	784,6	915,3	1016,9	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	29,8	66,1	106,9	142,4	-	-
$D_R = 300 \text{ mm}$ $t_{SR} = 20 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	284,8	364,6	432,5	-	-	-
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	39,9	51,0	60,5	-	-	-
$D_R = 600 \text{ mm}$ $t_{SR} = 5 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	1078,0	1435,0	1765,9	2050,5	2258,9	2346,2
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	74,4	136,8	204,5	281,4	316,3	328,5
$D_R = 600 \text{ mm}$ $t_{SR} = 20 \text{ mm}$	$c_{f,1}$ [kN/mm]	509,3	690,1	857,1	1001,0	1107,0	1152,9
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	71,3	96,6	120,0	140,1	155,0	161,4

## 5.4 II – Untersuchungen mit mehreren Schubringen

### 5.4.1 Allgemeines

Da nicht auszuschließen ist, dass es bei mehreren übereinander angeordneten Schubringen zu Spannungsüberlagerungen kommt, die sich untereinander negativ im Hinblick auf die zu übertragenden Kontaktspannungen unter den Schubringen beeinflussen, wird im weiteren Verlauf der Arbeit der Einfluss mehrerer Schubringe auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht. Hierbei werden folgende Parameter variiert:

- Einfluss des Abstandes zwischen den Schubringen  $a_{SR}$
- Einfluss der Schubringanzahl  $n_{SR}$

Es wird insbesondere überprüft, ob die im Kapitel 5.3 entwickelte Näherungsformel auch für Lasteinleitungsbereiche, bei denen mehr als ein Schubring vorgesehen ist Gültigkeit behält und der gesamte Lasteinleitungsbereich direkt mit dieser Lösung ausreichend erfasst werden kann. In den Formeln (5.19) und (5.20) ist bei Konstruktionen mit mehreren Schubringen zwischen der Schubringfläche des Einzelschubrings  $A_{SR}$  und der Gesamtschubringfläche  $A_{SR,ges}$  zu unterscheiden. Demnach gilt:

$$\sigma_{SR,6} = f_{cm} \cdot \left( 1 + \left( \left( 6,8 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) + \left( -0,9 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \right) \cdot \frac{t_R}{D_R} \cdot \frac{f_{y,R}}{f_{cm}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{SR}}} \quad (5.24)$$

$$\leq \frac{A_c \cdot f_{cm}}{A_{SR,ges}} \leq f_{y,SR} \leq \frac{N_{pl,K}}{A_{SR,ges}}$$

$$\sigma_{SR,1} = \frac{f_{cm}}{1,7} \cdot \left( 1 + \left( \left( 6,8 - 4,8 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) + \left( -0,9 + 8,1 \cdot \frac{D_R}{D_{R0}} \right) \cdot \frac{D_K}{D_R} \right) \cdot \frac{t_R}{D_R} \cdot \frac{f_{y,R}}{f_{cm}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{SR}}} \quad (5.25)$$

$$\leq \frac{A_c \cdot f_{cm}}{A_{SR,ges}} \leq f_{y,SR} \leq \frac{N_{pl,K}}{A_{SR,ges}}$$

Mit	$\sigma_{SR,6}$	Kontaktspannung unter dem Schubring bei $\Delta f = 6,0\text{mm}$
	$\sigma_{SR,1}$	Kontaktspannung unter dem Schubring bei $\Delta f = 1,0\text{ mm}$
	$f_{cm}$	Mittlere Betondruckfestigkeit
	$D_R$	Rohrdurchmesser
	$D_{R0}$	Bezugsrohrdurchmesser ( $D_{R0} = 300\text{ mm}$ )
	$D_K$	Kerndurchmesser
	$t_R$	Wanddicke des Mantelrohres
	$A_c$	Betonquerschnittsfläche des Stützenquerschnitts
	$A_{SR}$	Schubringfläche des Einzelschubrings
	$A_{SR,ges}$	Gesamte Schubringfläche
	$f_{y,R}$	Streckgrenze des Mantelrohres
	$f_{y,SR}$	Streckgrenze des Schubrings

Die insgesamt über die Verbundfuge übertragbare Kraft zum jeweiligen Verformungszustand ergibt sich ebenfalls mit Hilfe der Gesamtschubringfläche sowie der übertragbaren Schubringspannung zu:

$$P_i = \sigma_{SR,i} \cdot A_{SR,ges} \quad (5.26)$$

Mit  $P_i$  Übertragbare Kraft bei einer Relativverschiebung  $\Delta f = i$   
 $\sigma_{SR,i}$  Kontaktspannung unter dem Schubring  
 $A_{SR,ges}$  Gesamtschubringfläche

Die mit den Formeln (5.24) und (5.25) ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR}$  werden im weiteren Verlauf mit den numerisch ermittelten Spannungen verglichen.

In einer ersten Untersuchung wird der Einfluss des Achsabstandes ( $a_{SR}$ ) zwischen den Schubringen an Stützenkörpern mit zwei Schubringen betrachtet. Anschließend wird überprüft, ob die Anzahl der vorhandenen Schubringe die über den einzelnen Schubring übertragbaren Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  beeinflusst.

Aufgrund der Lastverteilung auf mehrere Schubringe ist mit wesentlich höheren absoluten Lasten zu rechnen. Darüber hinaus haben die bisherigen Untersuchungen gezeigt, dass die Tragfähigkeit des Rohres entscheidenden Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten hat. Um ein vorzeitiges Fließen des Mantelrohres auszuschließen wird deshalb in den nachfolgenden Berechnungen die Dicke des Mantelrohres mit  $t_R = 10,0$  mm festgelegt.

Ein besonderes Augenmerk ist in dieser Parameterstudie auf die Bedingungen nach (5.18) zu legen. Aus diesem Grund weichen die betrachteten Stützegeometrien insofern von denen in Kapitel 5.3 ab, als dass keine Stützen mit Verhältnissen  $D_K/D_R > 0,5$  untersucht werden. Für diese Geometrien ist davon auszugehen, dass es zu einer Überschreitung der Normalkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts kommt. Die Betrachtungen erfolgen darüber hinaus aufgrund der in Kapitel 5.3 beschriebenen Problematik bei zu kleinen Betonquerschnitten an Stützen mit Mantelrohren mit einem Durchmesser von  $D_R = 600$  mm. Es ergeben sich somit die in Tab. 33 angegebenen Grundwerte der Parameter für die zu untersuchenden Stützen.

**Tab. 33:** Grundwerte der Variationsparameter (Untersuchungen mit mehreren Schubringen)

Parameter	Grundwert			
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	600			
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5
Rohrdicke $t_R$ [mm]	10			
Schubringdicke $t_{SR}$ [mm]	10			
Schubringhöhe $h_{SR}$ [mm]	20			
Betonfestigkeit $f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	38			
Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	355			

### 5.4.2 Einfluss des Schubringabstandes

Im folgenden Kapitel wird der Einfluss des Schubringabstandes  $a_{SR}$  untersucht. Der Schubringabstand, der als das Achsmaß zweier, übereinander angeordneter Schubringe definiert ist, wird in der Parameterstudie als ein Vielfaches des Kerndurchmessers angegeben. Es werden die in Tab. 34 angegebenen Schubringabstände untersucht.

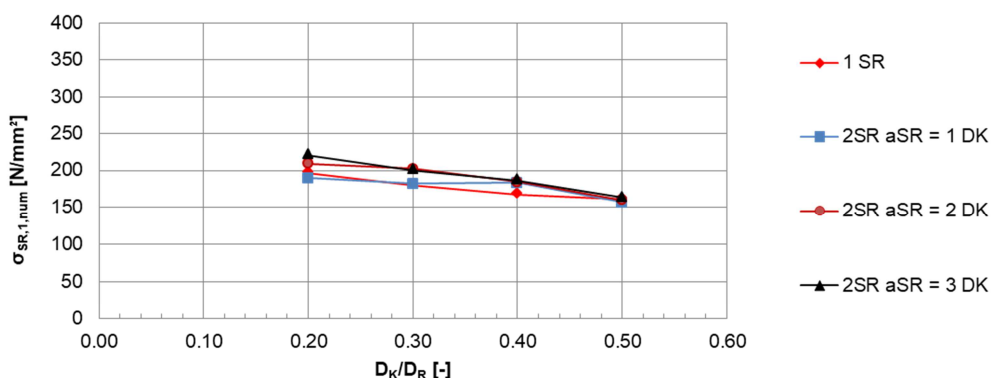
**Tab. 34:** Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Schubringabstände

Parameter	Untersuchte Werte			
Schubringabstand $a_{SR}$ [mm]	$1D_K$	$2D_K$	$3D_K$	
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	600			
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5

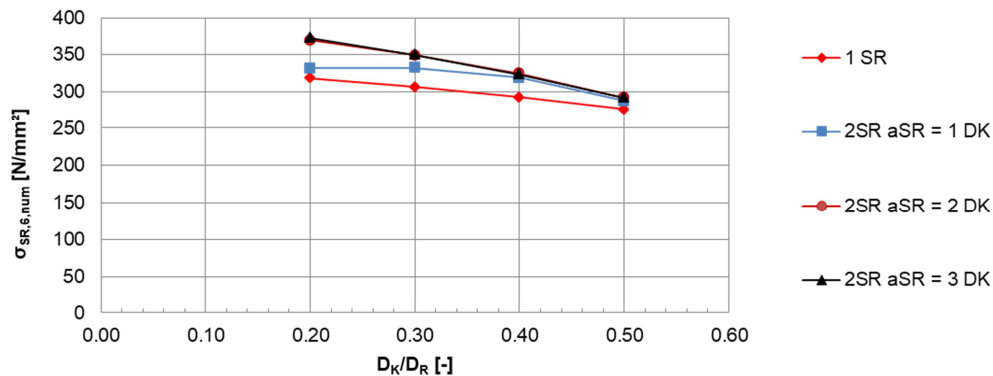
Die Untersuchungen werden an Stützenkörpern mit zwei Schubringen durchgeführt. Es wird lediglich der Rohrdurchmesser  $D_R = 600$  mm untersucht, da es bei kleineren Rohrquerschnitten aufgrund der hohen absoluten Stützenlasten zu einem Versagen in anderen kritischen Schnitten kommt.

In Kapitel 4 wurde gezeigt, dass sich bei Stützenkörpern mit drei Schubringen eine nahezu gleichmäßige Verteilung der resultierenden Spannungen auf die Einzelschubringe einstellt. Daher wird dies auch für die hier verwendeten Stützenkörper vorausgesetzt. Es wird also von einer gleichmäßigen Verteilung der maximal aufgebracht Lasten auf die beiden Schubringe ausgegangen. Die Ermittlung der aus der FE-Berechnung resultierenden Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  erfolgt analog zu Kapitel 5.3 nach Formel (3.1). Diese werden im Anschluss mit den Ergebnissen für Stützenkörper mit gleichen geometrischen und materialtechnischen Randbedingungen aus 5.3 mit nur einem Schubring verglichen.

In Abb. 92 und Abb. 93 sind die resultierenden Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  für die betrachteten Stützenkörper dargestellt.



**Abb. 92:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringabstand)



**Abb. 93:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringabstand)

Es wird deutlich, dass sich für die untersuchten Stützensgeometrien keine wesentlichen Abweichungen bei den Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  zwischen Stützenkörpern mit zwei Schubringen und mit lediglich einem Schubring ergeben. Qualitativ ist ein leichter Anstieg der resultierenden Spannungen bei größer werdendem Schubringabstand erkennbar. Dies liegt vermutlich zum einen darin begründet, dass die Ausbildung des mehraxialen Spannungszustands im Beton durch die Interaktion der an den Schubringen eingeleiteten Spannungen begünstigt wird. Darüber hinaus kann es bei kleinen Schubringabständen zu Überlagerungen der in das Rohr eingeleiteten Radialspannungen kommen, sodass ein früheres Fließen des Mantelrohres eintritt. Deshalb lassen sich bei kleineren Abständen insgesamt nur kleinere Gesamtbeanspruchungen aufnehmen.

Es wird an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, dass die hier gewonnenen Erkenntnisse nur für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Stützensgeometrien gelten. Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass es bei kleineren Rohrabmessungen und daraus resultierend einem geringeren Abstand zwischen Kernaußen- und Rohrinnecke zu größeren Beeinflussungen der Schubringsspannungen bei mehreren Schubringen kommt.

Die resultierenden Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  sind in Tab. 35 angegeben. Darüber hinaus werden die Spannungen bei Stützensgeometrien mit einem Schubring und den hier untersuchten Körpern mit zwei Schubringen und variierendem Abstand verglichen. Hierzu wird die Abweichung bezogen auf die Stützenkörper mit einem Schubring bestimmt. Es ist zu erkennen, dass nahezu identische Spannungen bei variierendem Schubringabstand  $a_{SR}$  im Vergleich zu einem einzelnen Schubring übertragen werden. Lediglich vereinzelt unterschreiten die resultierenden Kontaktspannungen an Körpern mit zwei Schubringen diejenigen eines Körpers mit einem einzelnen Schubring. Hier beträgt die maximale Abweichung 3,5 %. Wie bereits erwähnt, sind eher höhere Spannungen bei größer werdendem Schubringabstand übertragbar. Gerade für die Spannungen  $\sigma_{SR,6}$  ergeben sich für die Stützenkörper mit zwei Schubringen größere Kontaktspannungen als bei einem einzelnen Schubring. Hier beträgt die maximale Abweichung 16,9 %. Somit liegt eine Tragfähigkeitsabschätzung eines Lasteinleitungsbereichs mit zwei Schubringen mit der Näherungslösung für einen Einzelschubring für die untersuchten Schubringabstände auf der sicheren Seite.

Die vorhandenen Abweichungen zwischen den unterschiedlichen Schubringabständen können zu gewissen Anteilen auf numerische Ungenauigkeiten aus der FE-Berechnung zurück-

geführt werden, sodass insgesamt davon ausgegangen werden kann, dass der Schubringabstand für die betrachteten Geometrien einen untergeordneten Einfluss auf die übertragbaren Spannungen unter den Schubringen hat.

**Tab. 35:** Vergleich der numerisch ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) und  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen bei einem und zwei Schubringen sowie unterschiedlichen Abständen  $a_{SR}$

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
1 SR (Bezugs- wert)	numerisch	196,41	180,44	168,03	160,92
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	189,46	182,10	183,19	156,84
	Abweichung 2SR/1SR [%]	3,5	-0,9	-9,0	2,5
2 SR $a_{SR} = 2 D_K$	numerisch	209,17	202,38	184,48	160,48
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-6,5	-12,2	-9,8	0,3
2 SR $a_{SR} = 3 D_K$	numerisch	220,25	200,31	186,75	163,46
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-12,1	-11,0	-11,1	-1,6
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
1 SR (Bezugs- wert)	numerisch	318,13	306,14	292,16	275,91
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	331,12	331,99	318,73	287,31
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-4,1	-8,4	-9,1	-4,1
2 SR $a_{SR} = 2 D_K$	numerisch	368,75	348,67	323,97	291,37
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-15,9	-13,9	-10,9	-5,6
2 SR $a_{SR} = 3 D_K$	numerisch	372,02	349,60	323,25	291,74
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-16,9	-14,2	-10,6	-5,7

In Tab. 36 werden analog zu Kapitel 5.3 die Ergebnisse der FE-Berechnung und die der semiempirischen Näherungslösung nach (5.14) und (5.15) miteinander verglichen. Zusätzlich findet Formel (5.18) bei der semiempirischen Ermittlung der Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  Berücksichtigung, da wie bereits erwähnt, deutlich höhere absolute Kräfte zu erwarten sind, die bei einer vollständigen Einleitung in den Stahlkern beziehungsweise in den Betonquerschnitt zu einem globalen Normalkraftversagen führen können. Die Abweichungen zwischen den beiden Lösungen ergeben sich ebenfalls analog zu Kapitel 5.3.

Es resultiert eine maximale Abweichung auf der unsicheren Seite liegend von 10,5 %. Auf der sicheren Seite liegend kommt es insbesondere bei kleinen Verhältnissen  $D_K/D_R$  zu größeren Abweichungen von bis zu 20 % ( $D_K/D_R = 0,2$ ). Wie bereits in Kapitel 5.3 erwähnt, ist diesen Verhältnissen für die praktische Anwendung eine untergeordnete Bedeutung beizu-

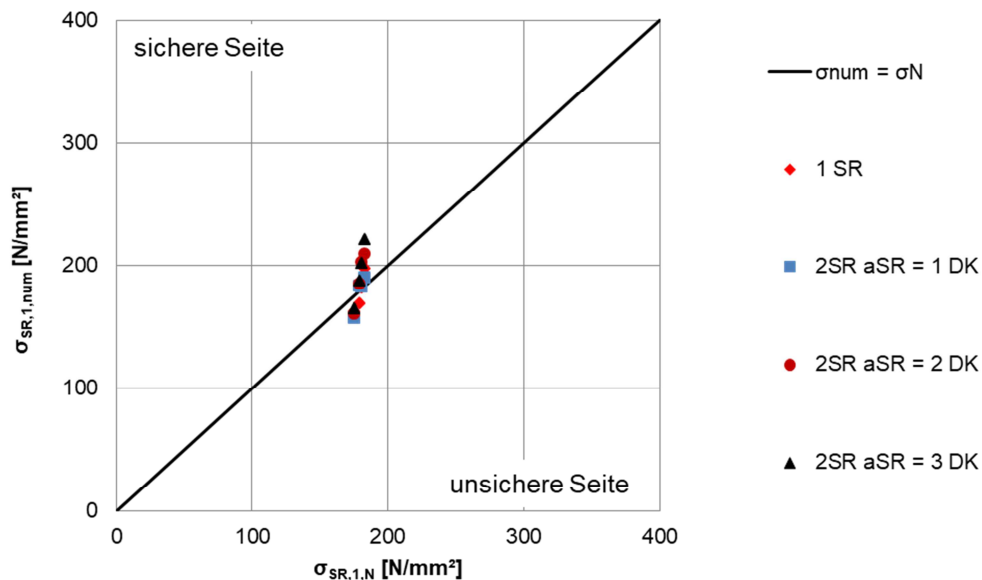
messen. Die vorgestellte Näherungslösung ist somit auch dazu geeignet, um die übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  bei Lasteinleitungsbereichen mit mehreren Schubringen, unabhängig vom Schubringabstand  $a_{SR}$  zu ermitteln.

**Tab. 36:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) und  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Schubringabstand)

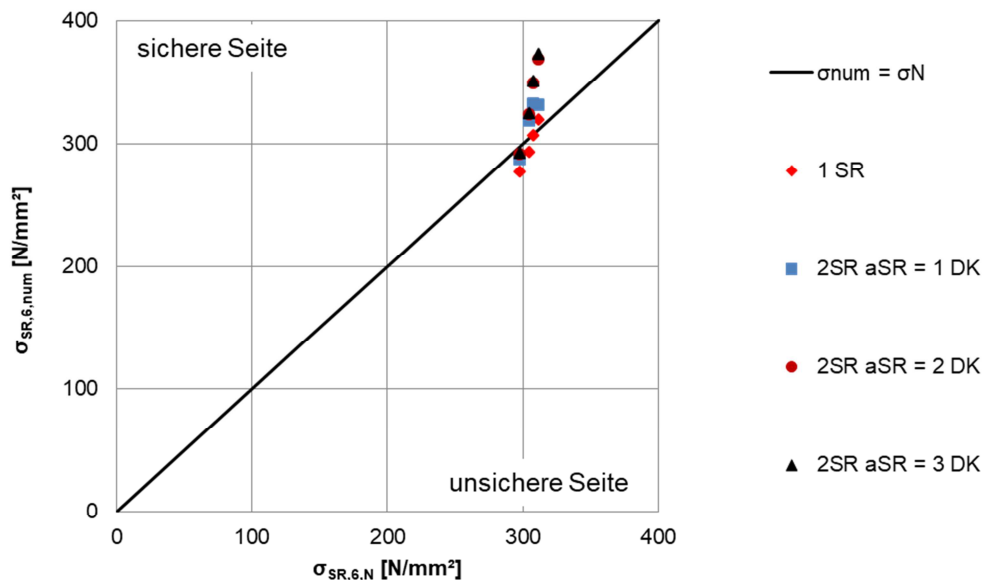
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>					
1 SR	numerisch	196,41	180,44	168,03	160,92
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	-7,1	0,4	6,3	8,1
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	189,46	182,10	183,19	156,84
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	-3,3	-0,5	-2,1	10,5
2 SR $a_{SR} = 2 D_K$	numerisch	209,17	202,38	184,48	160,48
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	-14,0	-11,7	-2,9	8,4
2 SR $a_{SR} = 3 D_K$	numerisch	220,25	200,31	186,75	163,46
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	-20,1	-10,6	-4,1	6,7
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>] <math>D_R = 600</math> mm</b>					
1 SR	numerisch	318,13	306,14	292,16	275,91
	Näherung	311,82	307,90	304,88	297,77
	Abweichung [%]	-2,0	0,6	4,2	7,3
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	331,12	331,99	318,73	287,31
	Näherung	311,82	307,90	304,88	297,77
	Abweichung [%]	-6,2	-7,8	-4,5	3,5
2 SR $a_{SR} = 2 D_K$	numerisch	368,75	348,67	323,97	291,37
	Näherung	311,82	307,90	304,88	297,77
	Abweichung [%]	-18,3	-13,2	-6,3	2,2
2 SR $a_{SR} = 3 D_K$	numerisch	372,02	349,60	323,25	291,74
	Näherung	311,82	307,90	304,88	297,77
	Abweichung [%]	-19,3	-13,5	-6,0	2,0



Die Übereinstimmung zwischen den beiden Lösungen lässt sich auch mit Hilfe der Abbildungen Abb. 94 und Abb. 95 beurteilen. Hier sind zum Vergleich ebenfalls die Spannungswerte für einen einzelnen Schubring aufgetragen. Es ist deutlich erkennbar, dass für zwei Schubringe Ergebnisse auf der sicheren Seite erzielt werden.



**Abb. 94:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0 \text{ mm}$  (Variation Schubringabstand)



**Abb. 95:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0 \text{ mm}$  (Variation Schubringabstand)

Abschließend bleibt festzuhalten, dass der Abstand der Schubringe untereinander im hier untersuchten Bereich von  $1D_K \leq a_{SR} \leq 3D_K$  von untergeordneter Bedeutung für die letztlich übertragbaren Schubringsspannungen ist. Die Näherungslösung nach Kapitel 5.3 liefert zufriedenstellende Ergebnisse für die Ermittlung der Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$ , mit denen eine Bemessung auch für Stützen mit mehreren Schubringen im Lasteinleitungsbereich möglich ist.

### 5.4.3 Einfluss der Schubringanzahl

Für die im vorliegenden Kapitel durchgeführte Parameterstudie wird gemäß 5.4.2 davon ausgegangen, dass der Abstand  $a_{SR}$  keinen Einfluss auf die übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  hat. Die Untersuchungen werden an Lasteinleitungsbereichen mit einem Schubringabstand  $a_{SR} = 1D_K$  durchgeführt.

Im Rahmen der Parameterstudie werden die in Tab. 37 angegebenen Stützenkörpergeometrien und Schubringanzahlen untersucht.

**Tab. 37:** Im Rahmen der Parameterstudie untersuchte Schubringanzahlen

Parameter	Untersuchte Werte			
Schubringanzahl $n_{SR}$ [-]	1	2	3	5
Rohrdurchmesser $D_R$ [mm]	600			
Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]	0,2	0,3	0,4	0,5

In Verbundstützen, bei denen Schubringe als Verbundmittel eingesetzt werden, wird die Verbundfuge in der Regel aus mehreren Schubringen ausgebildet. Aus diesem Grund ist die Kenntnis darüber, ob beim Einsatz mehrerer hintereinander angeordneter Schubringe an jeder Stelle die Kontaktspannungen gemäß Kapitel 5.3 übertragbar sind, von entscheidender Bedeutung.

In der Versuchsnachrechnung und den bisher durchgeführten Parameterstudien wurden lediglich Lasteinleitungsbereiche mit  $n_{SR} \leq 3$  untersucht. Hierfür wurde gezeigt, dass von einer gleichmäßigen Verteilung der Spannungen auf alle Schubringe ausgegangen werden kann.

Es ist nunmehr zu prüfen, ob sich die Spannungen auch bei mehr als drei Schubringen gleichmäßig auf die vorhandenen Verbundmittel verteilen, oder ob es bei einer bestimmten Anzahl von Ringen zu einer ungleichmäßigen Lastverteilung innerhalb der Verbundfuge kommt. Die Annahme einer gleichmäßigen Spannungsverteilung auf alle Schubringe stellt eine Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Näherungslösung nach Kapitel 5.3 dar.

Prinzipiell ist die Ausbildung der Verbundfuge mehrerer in Reihe angeordneter Schubringe mit einer Reihe hintereinanderliegender Schrauben vergleichbar. Deren Wirkungsweise wird in der einschlägigen Literatur unter anderem von Petersen in [34] beschrieben. In Abb. 96 nach [35] ist die Wirkungsweise sowie die Verteilung der Einwirkungen auf die vorhandenen Verbindungsmittel einer solchen Verbindung anschaulich beschrieben.

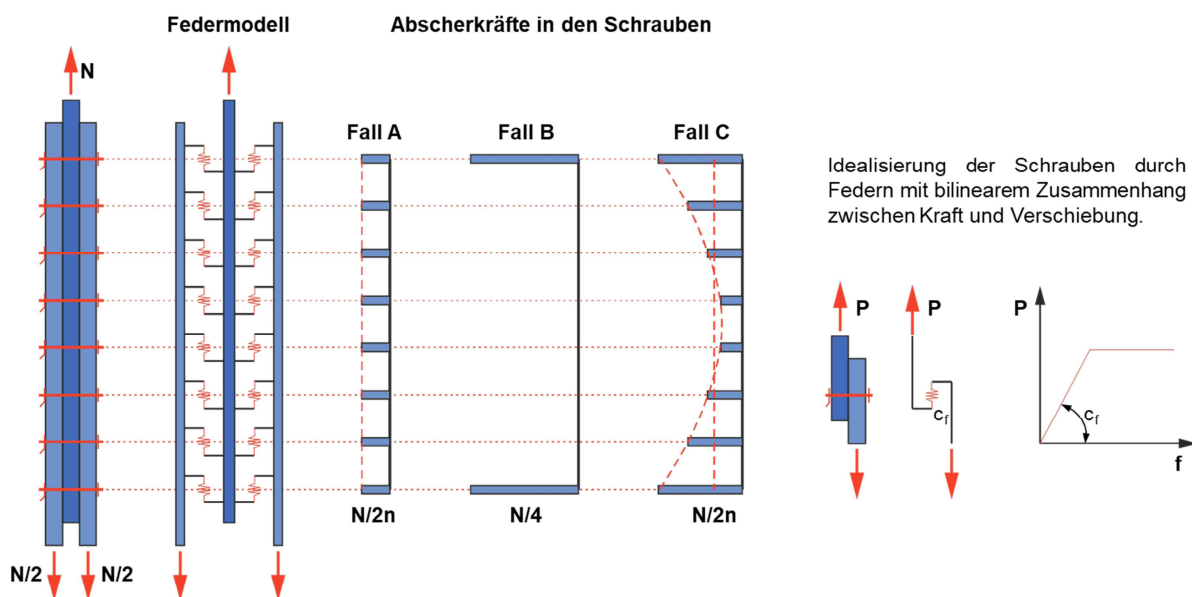
Werden die Verbindungsmittel, im Falle von Abb. 96 also Schrauben, durch Federn mit einer bilinearen Kraft-Verschiebungs-Beziehung diskretisiert, lässt sich das Tragverhalten einer Schraubenreihe wie folgt beschreiben:

Im elastischen Bereich kommt der Steifigkeitsverteilung der miteinander zu verbindenden Bauteile sowie der Verbindungsmittel eine übergeordnete Bedeutung zu.

Sind die Schrauben sehr weich und die Bleche starr, so erfährt jedes Verbindungsmittel die gleiche Beanspruchung (vgl. Fall A, Abb. 96).

Besteht die Verbindung aus starren Verbindungsmitteln und weichen Blechen, so erfahren lediglich die erste und die letzte Schraube Beanspruchungen aus der äußeren Belastung (vgl. Fall B, Abb. 96).

Weisen sowohl die zu verbindenden Bauteile als auch die Verbindungsmittel eine ähnliche Steifigkeit auf, so erhalten die jeweils ersten und letzten Schrauben die größten Beanspruchungen. Zur Mitte der Schraubenreihe hin nehmen die resultierenden Beanspruchungen sukzessive ab (vgl. Fall C, Abb. 96). Dieses Verhalten entspricht dem wirklichen elastischen Verhalten in der Realität [35].



**Elastisches Verhalten:**

**Fall A:** Weiche Federn und starre Bleche. In diesem Fall erhalten alle Schrauben die gleichen Kräfte.

**Fall B:** Starre Federn und elastische Bleche. In diesem Fall werden die Kräfte nur über die erste und letzte Schraube übertragen.

**Fall C:** Elastische Federn und Bleche. Die jeweils ersten und letzten Schrauben erhalten die größten Kräfte, die mittleren Schrauben geringere Kräfte (Wirklichkeit bei elastischem Verhalten).

**Plastisches Verhalten:**

Die Schraubenkräfte gleichen sich aus und es stellt sich eine Verteilung nach Fall A ein.

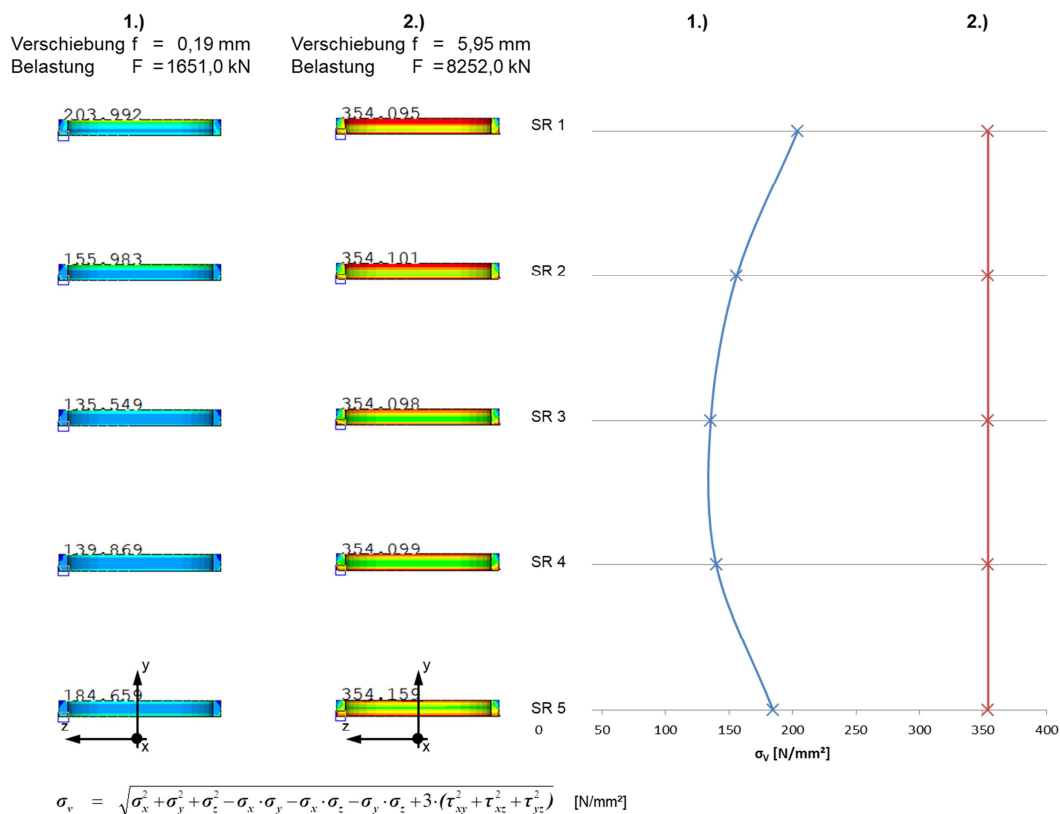
**Abb. 96:** Verteilung der Schraubenkräfte bei unmittelbaren Laschenanschlüssen nach [35]

Bei höheren Beanspruchungen ist eine Betrachtung des plastischen Materialverhaltens notwendig. Hierbei gleichen sich die Schraubenkräfte an, sodass sich eine Verteilung gemäß Fall A nach Abb. 96 ergibt.

Es stellt sich beim Aufbringen der Belastung zunächst das reale elastische Verhalten (vgl. Fall C, Abb. 96) ein. Überschreiten die Beanspruchungen die Plastizitätsgrenze der äußeren Verbindungsmittel, können diese keine weitere Beanspruchung mehr abtragen, sodass diese auf die nächstgelegenen Schrauben verteilt wird. Die maximale Beanspruchbarkeit lässt sich unter Annahme einer vollplastizierten Schraubenreihe bestimmen.

Dieses Verhalten kann auf den Fall von fünf hintereinander angeordneten Schubringen übertragen werden.

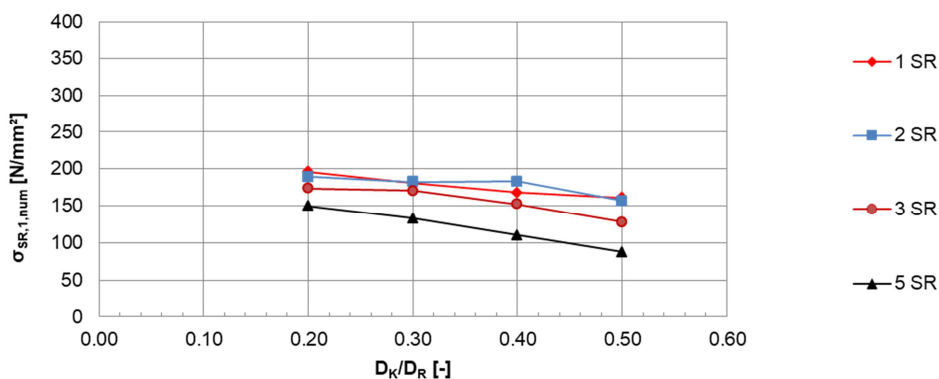
Zur Beurteilung des Tragverhaltens werden die Vergleichsspannungen in den Schubringen untersucht. Diese sind für zwei unterschiedliche Belastungsstufen in Abb. 97 dargestellt. Hierbei handelt es sich um die Werte der Vergleichsspannung  $\sigma_v$  in der Mitte der Unterkante der jeweiligen Schubrinne. Im rechten Bereich der Abb. 97 wird der Verlauf der Vergleichsspannungen über die Höhe des Lasteinleitungsbereichs dargestellt. Es zeigt sich qualitativ ein mit Abb. 96 vergleichbares Tragverhalten. Bei geringer Belastung erfahren die äußeren Schubrinne (SR1 und SR5) eine höhere Beanspruchung als die inneren Schubrinne. Es stellt sich eine Beanspruchungsverteilung nach Fall C, Abb. 96 ein. Mit fortschreitender Beanspruchung kommt es infolge der Plastizierung in den Schubringen zu einer höheren Belastung der inneren Schubrinne (SR2 - SR4). Zur zweiten dargestellten Belastungsstufe stellt sich eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen (Fall A, Abb. 96) ein. Demnach ist das Tragverhalten der Verbundfuge vergleichbar mit der einer Schraubenreihe gemäß [36].



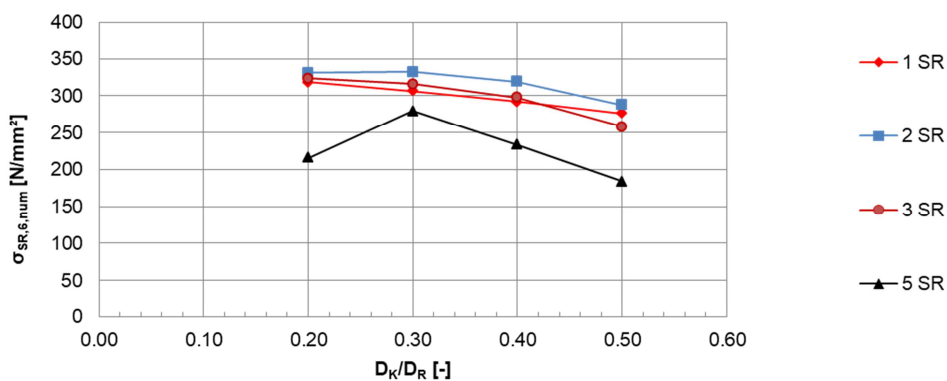
**Abb. 97:** Vergleichsspannungen in den Schubringen bei einem Lasteinleitungsbereich mit fünf Schubringen ( $a_{SR} = 1D_K$ )

Von Bedeutung ist im vorliegenden Fall, inwieweit sich die letztendlich übertragbaren Spannungen unter den Schubringen von den mit Hilfe der Näherungslösung nach Kapitel 5.3 ermittelten Spannungen unterscheiden. Um dies zu beurteilen, wird die Parameterstudie im Folgenden analog zu den bisherigen Untersuchungen ausgewertet. Hierzu wird in beiden betrachteten Beanspruchungszuständen von einer homogenen Spannungsverteilung über alle Schubrinne ausgegangen. Die sich ergebenden Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  werden mit den Spannungen eines Lasteinleitungsbereichs mit lediglich einem Schubring verglichen. Anhand der Abweichungen lässt sich die Anwendbarkeit der vorgestellten Näherungslösung für die untersuchten Schubringanzahlen beurteilen.

In Abb. 98 und Abb. 99 sind die mit Hilfe der FE-Simulation ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  für die untersuchten Schubringanzahlen in Abhängigkeit des Verhältnisses  $D_K/D_R$  aufgetragen. Für bis zu drei Schubringe zeigen sich nahezu identische Spannungen, unabhängig von der jeweiligen Schubringanzahl. Bei fünf Schubringen wird allerdings vor allem bei einer Relativverschiebung von  $\Delta f = 1,0$  mm deutlich, dass die übertragbaren Spannungen deutlich unterhalb derer eines einzelnen Schubrings liegen. Für eine Relativverschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm und ein Verhältnis  $D_K/D_R = 0,3$  nähert sich die resultierende Spannung  $\sigma_{SR,6}$  des Stützenkörpers mit fünf Schubringen derer eines einzelnen Schubrings wieder an. Es ist zu erwähnen, dass für die übrigen Verhältnisse  $D_K/D_R$  entweder die plastische Normalkrafttragfähigkeit des Kernprofils oder die Normalkrafttragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnitts überschritten wird und daher die größer werdenden Abweichungen ebenfalls auf diesen Umstand zurückzuführen sind. Dennoch ist auch bei dem angesprochenen Verhältnis eine Abweichung der Spannungen des Stützenkörpers mit fünf Schubringen gegenüber den übrigen Schubringanzahlen erkennbar. Dies und vor allem die kleiner werdenden Abweichungen mit fortschreitender Belastung sind auf das oben erläuterte Tragverhalten nach Abb. 96 bei mehreren Schubringen zurückzuführen.



**Abb. 98:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringanzahl)



**Abb. 99:** Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  unter den Schubringen für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringanzahl)

Zunächst werden nun die Abweichungen der Spannungen zwischen den Stützenkörpern mit mehreren Schubringen ermittelt und mit denen des Stützenkörpers mit einem Schubring ver-

glichen. Diese sind in Tab. 38 gegenübergestellt. Wie erwähnt, ergeben sich vor allem bei den Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  große Abweichungen von bis zu 46% auf der unsicheren Seite. Für die Spannungen  $\sigma_{SR,6}$  und Geometrien, bei denen die Normalkrafttragfähigkeit von Kern- oder Gesamtbetonquerschnitt nicht überschritten werden, ergeben sich für die untersuchten Anzahlen an Schubringen nahezu identische maximal übertragbare Spannungen, verglichen mit den Untersuchungen am Einzelschubring.

**Tab. 38:** Vergleich der numerisch ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) und  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen mit unterschiedlichen Schubringanzahlen  $n_{SR}$  und einem Schubringabstand  $a_{SR} = 1D_K$

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
1 SR (Bezugs- wert)	numerisch	196,41	180,44	168,03	160,92
	Abweichung 2SR/1SR [%]	3,5	-0,9	-9,0	2,5
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	189,46	182,10	183,19	156,84
	Abweichung 2SR/1SR [%]	3,5	-0,9	-9,0	2,5
3 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	173,30	170,36	152,39	127,63
	Abweichung 3SR/1SR [%]	10,9	5,6	9,3	20,7
5 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	149,62	132,53	109,84	87,54
	Abweichung 5SR/1SR [%]	23,8	26,6	34,6	45,6
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
1 SR (Bezugs- wert)	numerisch	318,13	306,14	292,16	275,91
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-4,1	-8,4	-9,1	-4,1
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	331,12	331,99	318,73	287,31
	Abweichung 2SR/1SR [%]	-4,1	-8,4	-9,1	-4,1
3 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	323,33	315,53	297,82	258,26
	Abweichung 3SR/1SR [%]	-1,6	-3,1	-1,9	6,4
5 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	215,75	279,07	233,59	183,80
	Abweichung 5SR/1SR [%]	32,2	8,8	20,0	33,3

Da die Näherungslösung nach Kapitel 5.3 ebenfalls ein Beton- oder Stahlversagen bei der Ermittlung der zulässigen übertragbaren Spannungen berücksichtigt wird, im Folgenden überprüft, welche relativen Abweichungen sich beim Vergleich der tatsächlich übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  sowie den ermittelten Spannungswerten der Näherungslösung ergeben.

Die angesprochenen Werte sind analog zu Kapitel 5.3 in Tab. 39 gegenübergestellt.

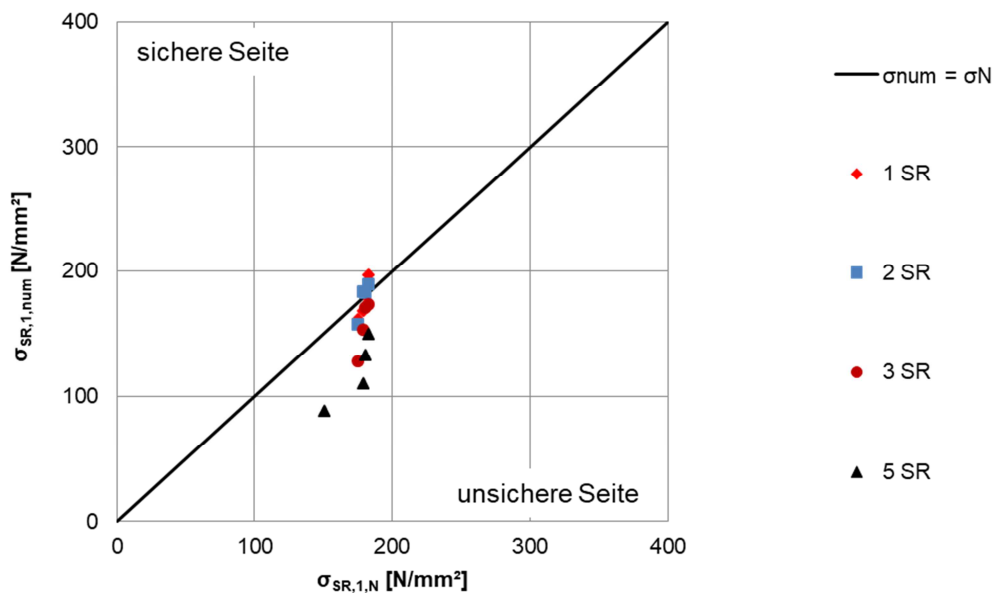
**Tab. 39:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ( $\Delta f = 1,0$  mm) und  $\sigma_{SR,6}$  ( $\Delta f = 6,0$  mm) unter den Schubringen (Variation Schubringabstand)

Kerndurchmesser/Rohrdurchmesser $D_K/D_R$ [-]		0,2	0,3	0,4	0,5
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,1}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
1 SR	numerisch	196,41	180,44	168,03	160,92
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	-7,1	0,4	6,3	8,1
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	189,46	182,10	183,19	156,84
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	-3,3	-0,5	-2,1	10,5
3 SR $a_{SR} = 2 D_K$	numerisch	173,30	170,36	152,39	127,63
	Näherung	183,42	181,12	179,34	175,16
	Abweichung [%]	5,5	5,9	15,0	27,1
5 SR $a_{SR} = 3 D_K$	numerisch	149,62	132,53	109,84	87,54
	Näherung	183,42	181,12	179,34	151,02
	Abweichung [%]	18,4	26,8	38,8	42,0
<b>Kontaktspannungen <math>\sigma_{SR,6}</math> [N/mm<sup>2</sup>]</b>					
1 SR	numerisch	318,13	306,14	292,16	275,91
	Näherung	311,82	307,90	304,88	297,77
	Abweichung [%]	-2,0	0,6	4,2	7,3
2 SR $a_{SR} = 1 D_K$	numerisch	331,12	331,99	318,73	287,31
	Näherung	311,82	307,90	304,88	297,77
	Abweichung [%]	-6,2	-7,8	-4,5	3,5
3 SR $a_{SR} = 2 D_K$	numerisch	323,33	315,53	297,82	258,26
	Näherung	311,82	307,90	304,88	251,70
	Abweichung [%]	-3,7	-2,5	2,3	-2,6
5 SR $a_{SR} = 3 D_K$	numerisch	215,75	279,07	233,59	183,80
	Näherung	196,62	302,68	211,89	151,02
	Abweichung [%]	-9,7	7,8	-10,2	-21,7

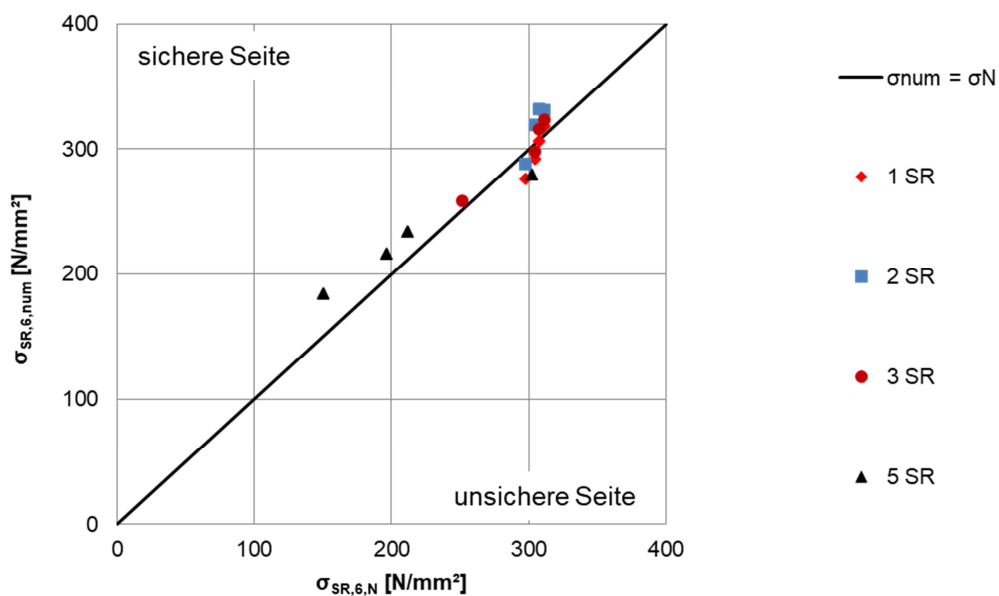
Für die Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  zeigen sich bei mehreren hintereinander angeordneten Schubringen teilweise deutliche Abweichungen auf der unsicheren Seite. Diese nehmen mit zunehmender Schubringanzahl zu und können für die hier untersuchten Geometrien Werte von bis zu 42 % annehmen. Bei den Spannungen  $\sigma_{SR,6}$  zeigen sich zumeist Abweichungen auf der

sicheren Seite, welche durch ein vorzeitiges Erreichen der Normalkrafttragfähigkeit des Gesamtbetonquerschnitts zu erklären sind. Die Abweichungen auf der unsicheren Seite liegen mit einem Maximalwert von 7,8 % in ähnlichen Bereichen wie bei den Untersuchungen für einzelne Schubringe (vgl. Kapitel 5.3).

Die Übereinstimmungen und Abweichungen zwischen numerischer Lösung und Näherungslösung können den Abbildungen Abb. 100 sowie Abb. 101 entnommen werden.



**Abb. 100:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  für  $\Delta f = 1,0$  mm (Variation Schubringanzahl)



**Abb. 101:** Vergleich der numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  für  $\Delta f = 6,0$  mm (Variation Schubringanzahl)



Auch hier sind bei einer Relativverschiebung von  $\Delta f = 1,0$  mm die großen Abweichungen der Spannungswerte auf der unsicheren Seite liegend sowie die gute Übereinstimmung für eine Relativverschiebung von  $\Delta f = 6,0$  mm erkennbar.

Es wird deutlich, dass die Näherungslösung nach Kapitel 5.3 eine ausreichende Übereinstimmung für die maximal übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  liefert. Für eine reine Tragfähigkeitsbetrachtung genügt diese als Handrechenverfahren somit aus.

Aufgrund der größtenteils deutlichen Abweichungen auf der unsicheren Seite bei mehr als zwei Schubringen bei den Spannungen  $\sigma_{SR,1}$  ist die Anwendung der beschriebenen Näherungsformel bei mehreren Schubringen zur Ermittlung der Spannungen bei einer Verschiebung von  $\Delta f = 1,0$  mm kritisch zu hinterfragen.

Ist eine differenzierte Betrachtung des Last-Verformungsverhaltens im Lasteinleitungsbereich für die Bemessung notwendig, sind somit weitere Betrachtungen vorzunehmen.

#### **5.4.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der Parameterstudie mit mehreren Schubringen**

Auf Grundlage von Kapitel 5.3, in dem die übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  bei Anwendung eines Schubrings bestimmt und der Einfluss verschiedener geometrischer und materialtechnischer Parameter untersucht wurde, ist in Kapitel 5.4 der Einfluss auf die übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  von mehreren hintereinander angeordneten Schubringen sowie deren Abstand zueinander untersucht worden. Die Betrachtungen wurden an Stützenkörpern mit den in Kapitel 5.4.1 angegebenen Grundwerten durchgeführt.

Es wurden Abstände  $a_{SR}$  zwischen den Schubringen in Abhängigkeit des jeweiligen vorhandenen Kerndurchmessers von  $1D_K$  bis  $3D_K$  untersucht. Für diese Schubringabstände konnte kein Einfluss auf die übertragbaren Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  festgestellt werden. Infolgedessen kann die Näherungslösung nach Kapitel 5.3 im genannten Wertebereich ( $1D_K \leq a_{SR} \leq 3D_K$ ) unabhängig vom jeweiligen Schubringabstand angewendet werden.

Im Anschluss wurde der Einfluss von mehr als zwei hintereinander angeordneten Schubringen untersucht. Im Rahmen der Versuchsnachrechnung konnte gezeigt werden, dass für die untersuchten Stützenkörper mit drei Schubringen von einer gleichmäßigen Verteilung der Spannungen ausgegangen werden kann. Inwieweit dies für andere Stützengeometrien gültig ist, war ebenfalls Gegenstand der durchgeführten Parameterstudie. Explizit wurden Lasteinleitungsbereiche mit drei und fünf Schubringen betrachtet. Der Abstand  $a_{SR}$  wurde hierbei jeweils auf  $1D_K$  festgelegt.

Mit Hilfe von FE-Berechnungen konnte gezeigt werden, dass das qualitative Tragverhalten dem einer Schraubenreihe entspricht. Hierbei kommt es im elastischen Bereich zu einer ungleichmäßigen Verteilung der Spannungen unter den Schubringen, wobei jeweils die äußeren Schubringe die extremalen Beanspruchungen erfahren. Zur Mitte des Lasteinleitungsbereichs nehmen die Beanspruchungen der Schubringe ab. Mit zunehmender Belastung der Konstruktion kommt es infolge Plastizierung zu einer Kraftumlagerung unter den Schubringen, sodass sich die Spannungsverteilung einer gleichmäßigen Verteilung annähert.

Für die Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,6}$  wird eine gute Übereinstimmung zwischen der Näherung und der numerischen Lösung für den gesamten Lasteinleitungsbereich erzielt. Die gemittelten Spannungen unter den Schubringen stimmen nahezu mit denen am Einzelring ermittelten Spannungen  $\sigma_{SR,6}$  überein. Bei bestimmten Stützegeometrien kommt es infolge einer Überschreitung der Normalkrafttragfähigkeit von Kern- beziehungsweise Gesamtbetonquerschnitt zu größeren, auf der sicheren Seite liegenden Abweichungen.

Für die Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  ergeben sich infolge des beschriebenen Verhaltens der Schubringe im elastischen Bereich größere, auf der unsicheren Seite liegende Abweichungen zwischen numerischer Lösung und Näherung.

Zur reinen Tragfähigkeitsbestimmung eignet sich somit die in Kapitel 5.3 (Formeln (5.19) und (5.20)) hergeleitete Näherungslösung. Zur genauen Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens ist eine Bestimmung der sich einstellenden Spannungsverteilung für definierte Beanspruchungszustände mit Hilfe eines Federmodells durchzuführen, welches im weiteren Verlauf dieser Arbeit entwickelt und vorgestellt wird.

## 6 Untersuchungen am Federmodell

### 6.1 Allgemeines und Beschreibung des Federmodells

Um das genaue Last-Verformungsverhalten von Lasteinleitungsbereichen mit mehreren Schubringen ohne aufwändige FE-Berechnungen abbilden zu können, wird im folgenden Kapitel ein Federmodell hergeleitet, das unter Angabe der mit Hilfe der Näherungslösung nach Kapitel 5.3 bestimmten Federkennlinien realitätsnahe Stützstellen der jeweiligen Last-Verformungskurve liefert. Somit kann in Zukunft auf umfangreiche FE- Untersuchungen verzichtet werden und das Last-Verformungsverhalten von Lasteinleitungsbereichen mit Schubringen mit Hilfe eines einfachen Federmodells praxisorientiert abgebildet werden.

Hierfür wird das FE-Modell in ein zweidimensionales Stabwerksmodell überführt. Es werden der Kern- sowie der Betonquerschnitt jeweils durch Stäbe mit den jeweiligen Material- und Querschnittskennwerten des Ursprungkörpers abgebildet. Die Kopplung erfolgt gemäß den vorhandenen Schubringabständen und der vorhandenen Schubringanzahl mit Hilfe von Federstäben mit einer bilinearen Federkennlinie.

Die Federkennwerte für einzelne Schubringe wurden mit Hilfe umfassender FE-Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie ermittelt und die Näherungslösung nach Kapitel 5.3, Formeln (5.19) und (5.20) so entwickelt, dass eine ausreichende Übereinstimmung zwischen den numerisch und mit der Näherungslösung ermittelten Federkennwerten erzielt wird. Da bei der Berechnung der den Federsteifigkeiten zugrundeliegenden Kontaktspannungen  $\sigma_{SR,1}$  und  $\sigma_{SR,6}$  Relativverschiebungen zwischen Schubring und Beton berücksichtigt worden sind und weil die elastischen Verformungsanteile bei der Ermittlung der genannten Spannungen gemäß Formel (5.1) und (5.2) abgezogen wurden, können die den Beton und Stahl abbildenden Stäbe des Federmodells mit den identischen Querschnittswerten wie die tatsächlichen Stützenkomponenten diskretisiert werden. Alle nichtlinearen Effekte aus der Umschnürungswirkung des Rohres und der Effekte des mehraxial beanspruchten Betons sind in den Federsteifigkeiten nach Tab. 32 berücksichtigt.

Wie in der FE-Analyse werden im Stabwerksprogramm Verformungen auf den Stahlquerschnitt aufgebracht und die resultierende Auflagerlast  $P$  an der Betonunterkante ausgegeben. Es ist die absolute Verformung  $f$  auf den Stahlquerschnitt aufzubringen.

Darüber hinaus können die Lastanteile der einzelnen als Federn idealisierten Schubringe ausgegeben werden.

Um keine zusätzlichen Beanspruchungen aus einem Versatzmoment durch die exzentrische Lage der Stäbe zueinander zu erhalten, wird der Betonquerschnitt in zwei Stäbe zerlegt, die symmetrisch angeordnet werden. Die Einzelstäbe des Betons erhalten somit die halbe Querschnittsfläche des entsprechenden Betonquerschnitts. Die den Einzelfedern zugeordneten Federsteifigkeiten weisen ebenfalls die halbe Federsteifigkeit der nach Formel (5.22) und (5.23) ermittelten Werte auf.

Abb. 102 veranschaulicht die Überführung des komplexen FE-Modells, in dem der jeweilige Stützenkörper detailgetreu abgebildet wird, in das vereinfachte Federmodell, welches mit Hilfe herkömmlicher Stabwerksprogramme bearbeitet werden kann.

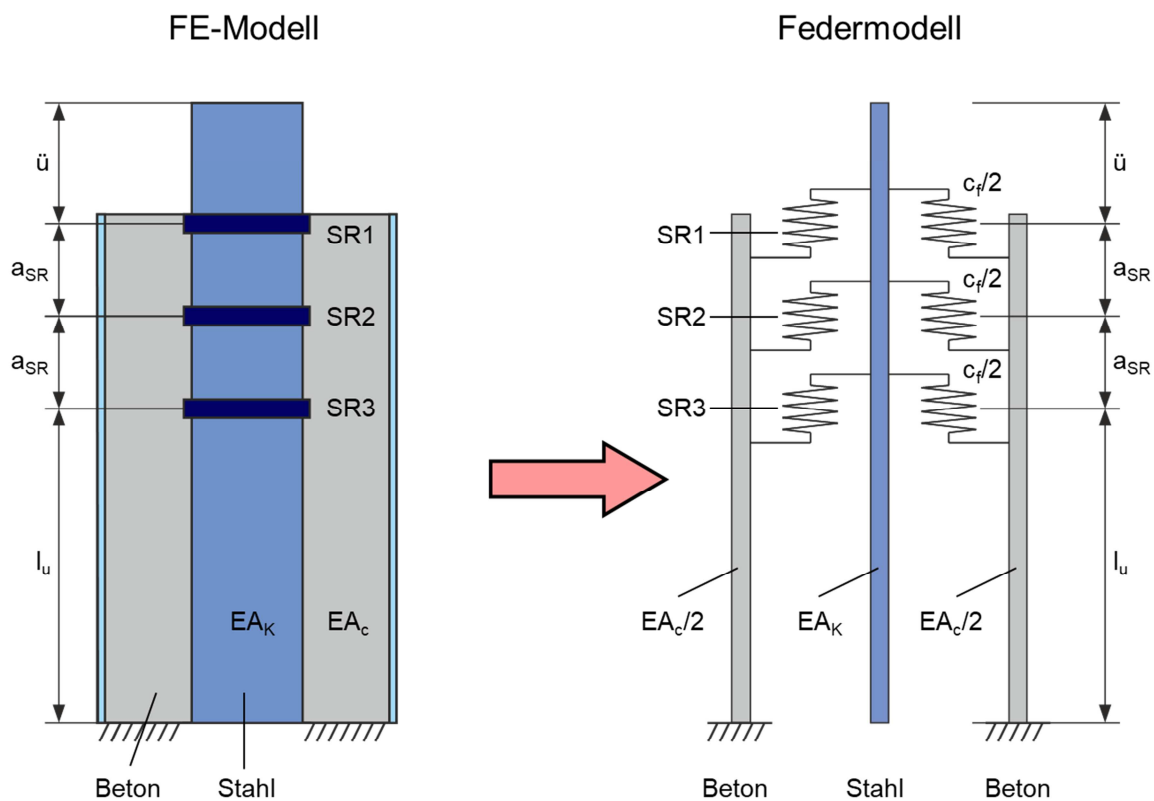


Abb. 102: Überführung des FE-Modells in das Federmodell (Idealisierung)

## 6.2 Nachrechnungen mit Hilfe des Federmodells

Es wird das Last-Verformungsverhalten für fünf ausgewählte Lasteinleitungsbereiche mit unterschiedlichen Schubringanzahlen und geometrischen und materialtechnischen Randbedingungen mit Hilfe des Federmodells untersucht. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird hierfür das Stabwerksprogramm „RSTAB“, Release 8.11 verwendet. Die angegebenen Federsteifigkeiten werden mit Hilfe der Näherungslösung nach den Formeln (5.22) und (5.23) ermittelt.

In Tab. 40 sind die geometrischen und materialtechnischen Randbedingungen der untersuchten Stütztypen angegeben. Mit Hilfe dieser Angaben können die Stützen im Stabwerksprogramm idealisiert werden. Die angegebenen Werte sind entsprechend Abb. 102 definiert.

Es werden unterschiedliche Verformungen auf den Kern aufgebracht. Diese entsprechen den absoluten, im FE-Modell an der Kernoberseite aufgetragenen Verformungen  $f_i$ . Die hieraus resultierenden Auflagerlasten aus dem Federmodell werden mit denen der FE-Berechnung verglichen.

Zunächst werden die beiden Stützstellen der Federkennlinie mit Relativverschiebungen von  $\Delta f = 1 \text{ mm}$  und  $\Delta f = 6 \text{ mm}$  untersucht. Mit Hilfe dieser Verschiebungswerte wurde die Näherungslösung in Kapitel 5.3 kalibriert. An den Stützstellen sind die kleinsten Abweichungen aufgrund der Approximation der Federkennlinie durch eine trilineare Beziehung zu erwarten. Es werden jeweils die zu den Relativverschiebungen zugehörigen Gesamtverschiebungen  $f_i$

( $f_1$  und  $f_6$ ) ermittelt und auf das Modell aufgebracht. Diese sind hierbei aufgrund der elastischen Verformungsanteile  $f_{el}$  nach Formel (5.1) größer als die Werte  $\Delta f_i$ . Die genauen aufgetragenen Verformungen sind in Tab. 40 zusammengefasst.

Im unteren Teil („Auswertung“) der angesprochenen Tabelle sind die resultierenden Auflagerkräfte aus der FE-Berechnung und der Berechnung mit dem Federmodell zu den jeweiligen Verformungszuständen gegenübergestellt. Bei allen untersuchten Stützenkörpern zeigen sich sehr gute Übereinstimmungen der Auflagerkräfte zwischen den beiden Berechnungsmethoden. Die maximale Abweichung für die betrachteten Stütztypen beträgt 6,3%. Hier liefert die Berechnung am Federmodell geringere Auflagerkräfte als die FE-Analyse.

**Tab. 40:** Vergleich zwischen FE-Berechnung und Berechnung am Federmodell bei Verformungen  $f_1$  und  $f_6$

Stützenkennwerte						
Stütztyp		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5
Rohrdurchmesser	$D_R$ [mm]	300	600	600	600	600
Kerndurchmesser	$D_K$ [mm]	120	240	180	180	180
Rohrdicke	$t_R$ [mm]	6	10	10	10	10
Schubringdicke	$t_{SR}$ [mm]	10	10	10	10	10
Schubringanzahl	$n_{SR}$ [-]	2	2	3	5	5
Schubringabstand	$a_{SR}$ [mm]	240	480	180	180	180
Kernüberstand	$\ddot{u}$ [mm]	130	130	130	130	130
Höhe unter SR3	$l_u$ [mm]	990	990	990	990	990
Betonfestigkeit	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	38	38	38	38	48
Streckgrenze	$f_y$ [-]	355	355	355	355	355
Federkennwerte	$c_{f,1}$ [kN/mm]	635	1409	1081	1081	1303
	$c_{f,2}$ [kN/mm]	89	197	151	151	163
Auswertung						
Aufgebrachte Verformung	$f_1$ [mm]	1,6	1,6	1,4	1,5	1,5
	$f_6$ [mm]	7,1	7,1	6,8	7,0	7,1
Auflagerkraft FE-Modell	$P_{1,num}$ [kN]	1099	2898	3051	3955	4684
	$P_{6,num}$ [kN]	2112	5089	5650	8329	9523
Auflagerkraft Federmodell	$P_{1,Feder}$ [kN]	1121	2871	2859	3730	4423
	$P_{6,Feder}$ [kN]	2113	4789	5430	8539	9818
Abweichung Auflagerkraft	$\Delta_1$ [%]	2,0	-0,9	-6,3	-5,7	-5,6
	$\Delta_6$ [%]	0,0	-5,9	-3,9	2,5	3,1

Für die betrachteten Verformungszustände liefert das Federmodell somit nahezu mit der FE-Berechnung identische Ergebnisse.

Da die Approximation der Federsteifigkeiten unter Ansatz einer trilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung erfolgt, kann es zwischen den beiden Stützstellen bei  $\Delta f = 1$  mm und

$\Delta f = 6$  mm sowie dem Ursprung zu größeren Abweichungen als den in Tab. 40 ausgewiesenen kommen. Zur Überprüfung der Allgemeingültigkeit des Federmodells für beliebige Verformungszustände  $f_i$  werden in der Folge Verformungen von  $f = 1$  mm bis  $f = 8$  mm auf die in Tab. 40 beschriebenen Stützenkörper aufgebracht. Auch hier werden die Auflagerkräfte zum einen mit Hilfe der numerischen Simulation und zum anderen mit dem Federmodell ermittelt. Die betrachteten Verformungszustände sowie die resultierenden Auflagerkräfte nach beiden Berechnungsmethoden sind in Tab. 41 gegenübergestellt.

**Tab. 41:** Vergleich zwischen FE-Berechnung und Berechnung am Federmodell für beliebige Verformungen  $f_i$

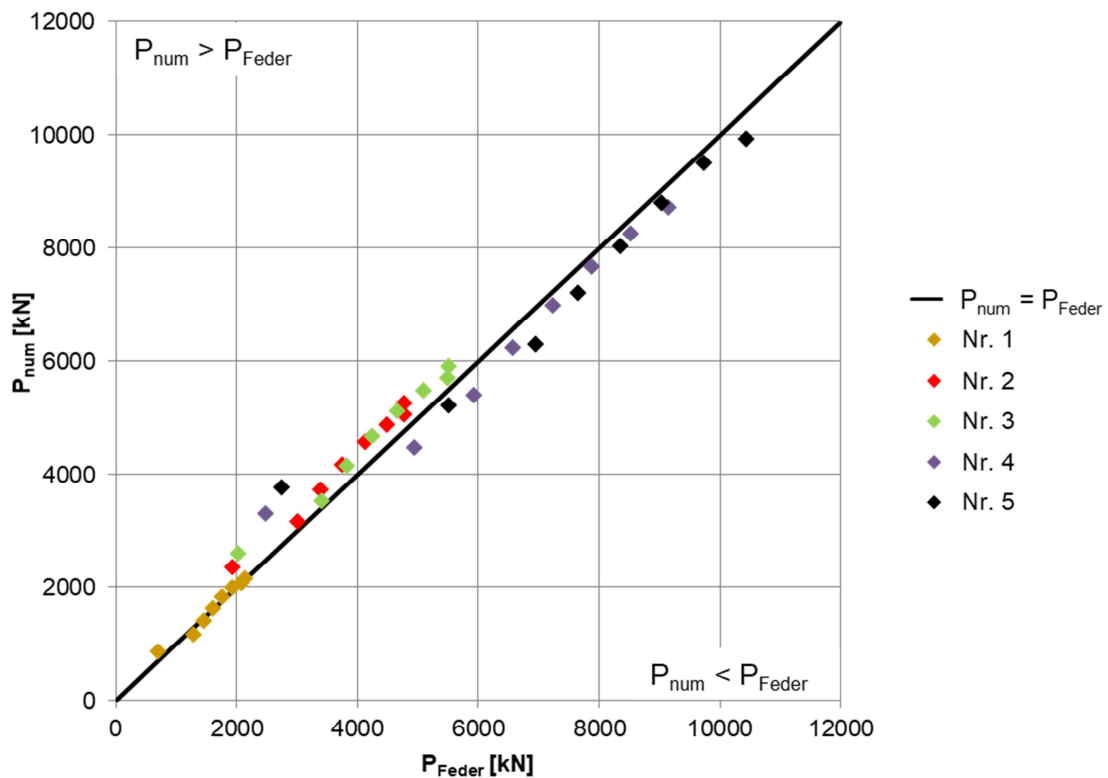
Auflagerkräfte							
Stütztyp		Nr. 1	Nr. 2	Nr. 3	Nr. 4	Nr. 5	
Auflagerkraft FE-Modell	$f_1 = 1$ mm	$P_{\text{num},1}$ [kN]	851	2340	2584	3300	3764
	$f_2 = 2$ mm	$P_{\text{num},2}$ [kN]	1152	3147	3512	4466	5224
	$f_3 = 3$ mm	$P_{\text{num},3}$ [kN]	1403	3711	4144	5407	6281
	$f_4 = 4$ mm	$P_{\text{num},4}$ [kN]	1623	4175	4665	6233	7190
	$f_5 = 5$ mm	$P_{\text{num},5}$ [kN]	1821	4562	5116	6976	8036
	$f_6 = 6$ mm	$P_{\text{num},6}$ [kN]	1976	4864	5488	7667	8796
	$f_7 = 7$ mm	$P_{\text{num},7}$ [kN]	2060	5059	5696	8252	9498
	$f_8 = 8$ mm	$P_{\text{num},8}$ [kN]	2141	5264	5906	8711	9923
Auflagerkraft Federmodell	$f_1 = 1$ mm	$P_{\text{Feder},1}$ [kN]	701	1936	2042	2486	2764
	$f_2 = 2$ mm	$P_{\text{Feder},2}$ [kN]	1300	3019	3416	4961	5529
	$f_3 = 3$ mm	$P_{\text{Feder},3}$ [kN]	1459	3390	3836	5940	6960
	$f_4 = 4$ mm	$P_{\text{Feder},4}$ [kN]	1619	3761	4255	6590	7657
	$f_5 = 5$ mm	$P_{\text{Feder},5}$ [kN]	1778	4131	4675	7240	8354
	$f_6 = 6$ mm	$P_{\text{Feder},6}$ [kN]	1938	4502	5094	7889	9051
	$f_7 = 7$ mm	$P_{\text{Feder},7}$ [kN]	2097	4789	5507	8539	9748
	$f_8 = 8$ mm	$P_{\text{Feder},8}$ [kN]	2158	4789	5514	9160	10437
Abweichung FE-Modell - Federmodell	$f_1 = 1$ mm	$\Delta_1$ [%]	-17,6	-17,3	-21,0	-24,7	-26,6
	$f_2 = 2$ mm	$\Delta_2$ [%]	12,8	-4,1	-2,7	11,1	5,8
	$f_3 = 3$ mm	$\Delta_3$ [%]	4,0	-8,6	-7,4	9,9	10,8
	$f_4 = 4$ mm	$\Delta_4$ [%]	-0,2	-9,9	-8,8	5,7	6,5
	$f_5 = 5$ mm	$\Delta_5$ [%]	-2,4	-9,4	-8,6	3,8	4,0
	$f_6 = 6$ mm	$\Delta_6$ [%]	-1,9	-7,4	-7,2	2,9	2,9
	$f_7 = 7$ mm	$\Delta_7$ [%]	1,8	-5,3	-3,3	3,5	2,6
	$f_8 = 8$ mm	$\Delta_8$ [%]	0,8	-9,0	-6,6	5,2	5,2

Zwischen den beiden Berechnungsmethoden zeigt sich auch außerhalb der Stützstellen eine gute Übereinstimmung. Lediglich bei Absolutverschiebungen  $f < 1$  mm ergeben sich im Vergleich zu den übrigen Abweichungen größere, auf der sicheren Seite liegende Werte. Dies

ist auf die verhältnismäßig kleinen absoluten Kräfte sowie die lineare Approximation der Federkennlinien zurückzuführen.

Insgesamt zeigt sich allerdings auch hier eine für baupraktische Anwendungen ausreichende Übereinstimmung zwischen Federmodell und FE-Berechnung. Das Federmodell ist demnach geeignet, das Last-Verformungsverhalten wiederzugeben.

Die Übereinstimmung zwischen der FE-Berechnung und der Berechnung am Federmodell zeigt Abb. 103.



**Abb. 103:** Übereinstimmung zwischen numerischer Berechnung und Berechnung am Federmodell

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Verbundstützen aus Stahl und Beton bieten die Möglichkeit einer optimalen Ausnutzung der verwendeten Materialien. Vor allem ausbetonierte Stahlhohlprofile mit massiven Einstellprofilen stellen in der Praxis aufgrund des geringen Schalungsaufwandes sowie der günstigen Einflüsse des umhüllenden Stahlmantels auf das Tragverhalten eine bevorzugte Alternative zu herkömmlichen Verbundstützen dar. Den Lasteinleitungsbereichen und der Übertragung der wirkenden Schubbeanspruchungen ist hierbei eine besondere Bedeutung beizumessen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Last-Verformungsverhalten im Lasteinleitungsbereich von runden Hohlprofilverbundstützen mit massivem, rundem Einstellprofil untersucht. Als Verbundmittel kamen hierbei Schubringe zum Einsatz, die umlaufend um das Einstellprofil angeschweißt waren. Zur Beurteilung des Last-Verformungsverhalten wurden zwei Versuchsreihen an Push-Out-Versuchskörpern durchgeführt. Diese unterschieden sich durch die Dicke der Schubringe und bedingt durch die voneinander abweichenden Prüfzeitpunkte durch die Druckfestigkeit des verwendeten Füllbetons.

Die Auswertung der durchgeführten Push-Out Versuche in Kapitel 3 hat gezeigt, dass das Last-Verformungsverhalten der untersuchten Verbundmittel als duktil eingestuft werden kann.

Auf Basis der durchgeführten Push-Out-Versuche wurde in Kapitel 4 ein FE-Modell mit Hilfe der Software „Ansys“ entwickelt, mit dem die Versuche reproduziert werden konnten. Im Rahmen der Entwicklung des FE-Berechnungsmodells kam vor allem der Abbildung des Materialverhaltens des Betons eine besondere Rolle zu. Aufgrund des sich einstellenden mehraxialen Spannungszustandes werden höhere übertragbare Druckspannungen in Stützenlängsrichtung und damit einhergehend auch größere Dehnungen im Beton erreicht. Dieser Umstand wurde mit einer Modifizierung der zugrundegelegten Dehnungsparameter im Materialmodell berücksichtigt.

Mit Hilfe des durch die Lasteinleitungsversuche verifizierten FE-Modells wurden die Erkenntnisse im Rahmen einer Parameterstudie in Kapitel 5 auf weitere geometrische und materialtechnische Randbedingungen ausgeweitet. Hierbei wurden zunächst die Einflüsse unterschiedlicher Parameter auf das Last-Verformungsverhalten und die resultierenden Kontaktspannungen unter den Schubringen ( $\sigma_{SR}$ ) an Lasteinleitungsbereichen mit einem einzelnen Schubring untersucht. Diese Erkenntnisse lieferten die Basis für eine Näherungslösung zur Ermittlung der Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$ , basierend auf der ertragbaren Betonteilflächenpressung bei ausbetonierten Hohlprofilen nach [16]. Der Vergleich zwischen den numerisch und mit Hilfe der Näherungslösung ermittelten Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  liefert insbesondere im Hinblick auf baupraktische Anwendungen sehr gute Übereinstimmungen. Mit Hilfe der Tragspannungen  $\sigma_{SR}$  können die insgesamt aufbringbare Kraft bei definierten Verformungszuständen und daraus resultierend Federkennlinien des eingesetzten Verbundmittels ermittelt werden.

Im Anschluss wurde die Gültigkeit der Näherungslösung beim Einsatz mehrerer hintereinander angeordneter Schubringe untersucht. Hierfür wurde eine weitere Parameterstudie durchgeführt, bei der der Einfluss des Schubringabstandes und der Gesamtanzahl der Schubringe betrachtet wurde. Es konnte gezeigt werden, dass auch hierfür die Näherungslösung für



baupraktische Zwecke ausreichende Übereinstimmungen für die die Traglast definierende Kontaktspannung  $\sigma_{SR,6}$  liefert. Zur Bestimmung der Kontaktspannung  $\sigma_{SR,1}$  sind allerdings aufgrund großer Abweichungen noch weitergehende Untersuchungen erforderlich.

In Kapitel 6 wurde ein Stabwerksmodell entwickelt, welches unter Eingabe der mit Hilfe der Näherungslösung ermittelten Federkennwerte eine Abbildung von Lasteinleitungsbereichen mit mehreren Schubringen ermöglicht. Im Vergleich der Ergebnisse mit denen aus der FE-Berechnung ergaben sich für die definierten Stützstellen, an denen die Näherungslösung die Kontaktspannungen  $\sigma_{SR}$  definiert, sehr gute Übereinstimmungen. Lediglich im Bereich außerhalb dieser Werte kommt es zu größeren Abweichungen aufgrund des linear angenommenen Verlaufs der Federkennlinien. Für baupraktische Anwendungen ist die Genauigkeit als ausreichend anzusehen.

Die maximale Tragfähigkeit der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Lasteinleitungsbereiche kann mit Hilfe der semiempirischen Näherungslösung bestimmt werden. Basierend auf den ebenfalls mit Hilfe der Näherungslösung ermittelten Federkennlinien ist es möglich, das Last-Verformungsverhalten der betrachteten Lasteinleitungsbereiche zu beurteilen.

Für die untersuchten Verbundmittel und deren Einsatz besteht noch weiterer Forschungsbedarf. Gerade die Untersuchungen an mehreren Schubringen haben gezeigt, dass es bei einer Reihe von Stützgeometrien zu Überschreitungen der Normalkrafttragfähigkeiten der Einzelbauteile gekommen ist. Hier sind weitere Untersuchungen bezüglich optimaler geometrischer und materialtechnischer Randbedingungen für spätere Einsatzzwecke. Darüber hinaus ist durch weitere Untersuchungen zu zeigen, inwieweit das durch Ringzugspannungen beanspruchte Mantelrohr zum Lastabtrag in Längsrichtung herangezogen werden kann.

Die durchgeführten Lasteinleitungsversuche waren Bestandteil des „ZIM-Forschungsvorhabens“ [3] „Neue Mehrkernstütze im Verbundbau“. Für den Einsatz in den im Rahmen des Forschungsvorhabens untersuchten Mehrkernstützen sind die Erkenntnisse sowie die Gültigkeit der entwickelten Näherungslösung und des Federmodells durch weitere Untersuchungen auf mehrteilige, nicht schubfest miteinander verbundene Einstellprofile auszuweiten.

## 8 Literaturverzeichnis

- [1] Deutsches Institut für Bautechnik, *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr.: Z-23.3-60: Verbundstütze mit Kernprofil System Geillinger-Stütze*, Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, Kolonnenstraße 30 B, 10829 Berlin, 2014.
- [2] Spannverbund Bausysteme GmbH, *Geillinger-Stütze - Manche mögen's heiss*, Bülach.
- [3] G. Hanswille, M. Chanou und P. Menkenhagen, „Forschungsbericht zum ZIM FuE Kooperationsprojekt (KF2168630HF2) - Neue Mehrkernstütze im Stahlverbundbau (n. V.),“ Wuppertal, 2015.
- [4] K.-C. Thienel, *Werkstoffe I, Chemie und Eigenschaften metallischer Werkstoffe - Stahl und NE-Metalle* -, U. d. B. M. Institut für Werkstoffe des Bauwesens, Hrsg., München, 2014.
- [5] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 1993-1-1; Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.
- [6] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN ISO 6892: Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2009); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2009,“ DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2014.
- [7] Bauforum Stahl, *Arbeitshilfe 1.1 Stahlherstellung und Werkstoffe für den Stahlbau*, B. Stahl, Hrsg., Düsseldorf.
- [8] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC: 2010,“ DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2011.
- [9] N. Lindschulte, *Drucktragverhalten von Rohren aus ultrahochfestem Beton mit Stahlblechummantelung*, L. U. H. Institut für Baustoffe, Hrsg., Hannover, 2013.
- [10] K. Speck, *Beton unter mehraxialer Beanspruchung, Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*, T. U. D. Fakultät Bauingenieurwesen, Hrsg., Dresden, 2007.
- [11] R. Ritter, *Verformungsverhalten und Grenzflächen von Ultrahochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*, T. U. D. Fakultät Bauingenieurwesen, Hrsg., Dresden, 2014.
- [12] F. E. Richart, A. Braendtzæg und R. L. Brown, „A study of the failure of concrete under combined compressive stresses,“ University of Illinois, Illinois, 1928.
- [13] D. Linse, „Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter dreiachsiger Belastung,“ Ernst & Sohn, 1978.
- [14] G. Schickert und H. Winkler, „Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von

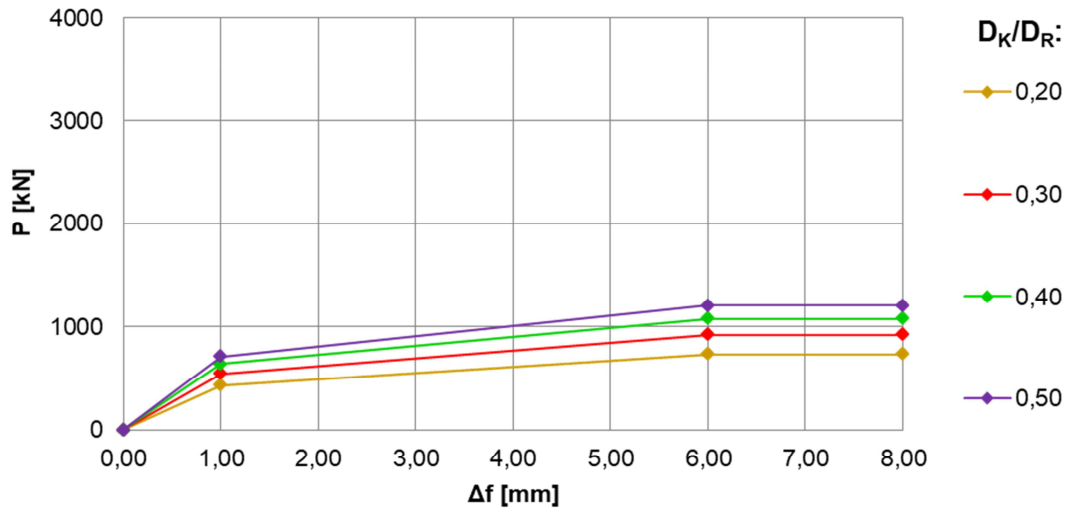
- Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung,“ Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, 1977.
- [15] J. Xie, A. E. Elwi und J. G. MacGregor, „Mechanical Properties of Three High-Strength Concretes Containing Silica Fume,“ *ACI Materials Journal*, Bd. 92, pp. 135 - 145, 1995.
- [16] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC: 2009,“ DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.
- [17] G. Hanswille, M. Schäfer und M. Bergmann, „Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion - Kommentar zu DIN 18800-5 Ausgabe März 2007,“ in *Stahlbau-Kalender 2010*, Berlin, Ernst & Sohn, 2010, pp. 324 - 349.
- [18] L. Ritter, *Der Einfluss von Querkraft auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl*, Dresden, 2013.
- [19] J. Hegger, M. Empelmann und J. Schnell, *Schlussbericht zu dem IGF-Vorhaben "Weiterentwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern (> d = 32 mm, B500)"*, Aachen, Braunschweig, Kaiserslautern, 2015.
- [20] G. Hanswille und M. Porsch, „Lasteinleitung bei ausbetonierten Hohlprofilverbundstützen mit normal- und hochfesten Betonen,“ Verlag und Vertriebsgesellschaft mbH, Düsseldorf, 2004.
- [21] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN 2413 - Nahtlose Stahlrohre für öl- und wasserhydraulische Anlagen - Berechnungsgrundlage für Rohre und Rohrbögen bei schwellender Beanspruchung,“ Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011.
- [22] Deutsches Institut für Bautechnik, *Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung (Z-26.4-38) "Perfobondleiste"*, 1. B. Deutsches Institut für Bautechnik, Hrsg., Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik, 10829 Berlin, 2007.
- [23] A. Jähling, *Zum Tragverhalten von Kopfbolzendübeln in hochfestem Beton*, München, 2008.
- [24] H. Lungershausen, *Zur Schubtragfähigkeit von Kopfbolzendübeln*, Bochum: Institut für konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universität Bochum, 1988.
- [25] K. Roik und K. Schwalbenhofer, *Experimentelle Untersuchungen zum plastischen Verhalten von Verbundstützen*, Bd. Projekt 125, Bochum: Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., 1988.
- [26] K. Roik und G. Hanswille, „Untersuchungen zur Krafteinleitung bei Verbundstützen mit einbetonierten Stahlprofilen,“ *Stahlbau*, Bd. Heft 12, pp. 353 - 358, Dezember 1984.
- [27] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN EN 12390: Prüfung von Festbeton,“ DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2012.
- [28] G. Hanswille und M. Lippes, *Einsatz von hochfesten Stählen und Betonen bei Hohlprofil-*

*Verbundstützen*, DASt, Hrsg., Düsseldorf: Stahlbau Verlag- und Service GmbH, 2007.

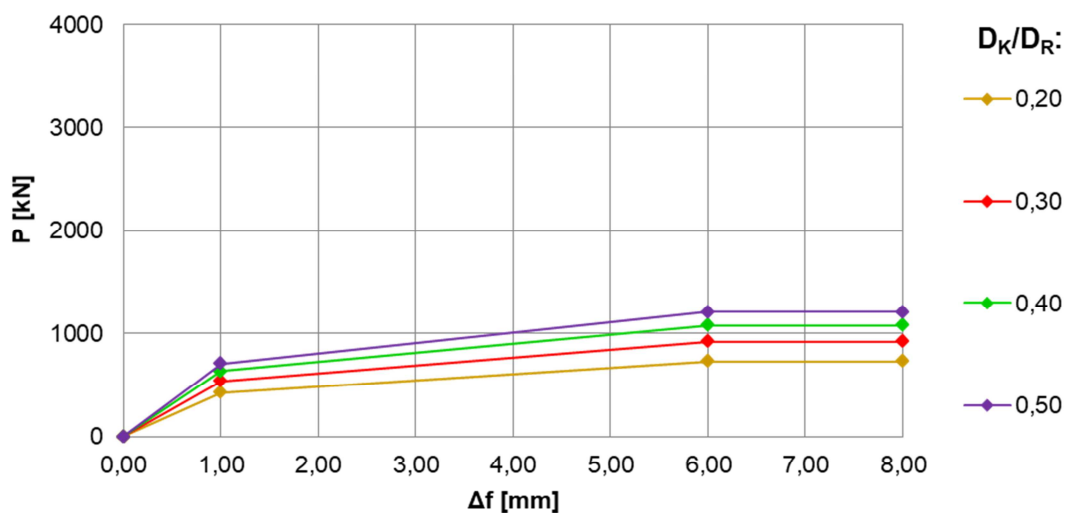
- [29] ANSYS, Inc., *ANSYS Mechanical APDL Element Reference*, Release 17.1 Hrsg., Canonsburg: ANSYS, Inc. Southpointe, 2016.
- [30] Ansys, Inc., *Ansys Mechanical APDL Material Reference*, Release 17.1 Hrsg., Canonsburg: Ansys, Inc. Southpointe, 2016.
- [31] DIN Deutsches Institut für Normung e.V., „DIN-EN 1993-1-5, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-5 Plattenförmige bauteile,“ DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.
- [32] R. Schlegel, *Nichtlineare Berechnung von Beton und Stahlbetonstrukturen nach DIN 1045-*, Weimar: Dynardo GmbH, 2006.
- [33] A. Maissen, „Festkörperreibung: Reibungszahlen verschiedener Werkstoffe,“ *Schweizer Ingenieur und Architekt*, Bd. 111, 1993.
- [34] C. Petersen, Stahlbau, München: Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig, 1988.
- [35] G. Hanswille, *Vorlesung Grundlagen des Stahlbaus - Kapitel 11: Verbindungstechnik im Stahlbau*, L. f. S. u. V. U. D. G.Hanswille und B. U. Wuppertal, Hrsg., Wuppertal, 2012.
- [36] G. Hanswille, „Zur Behandlung der Einflüsse aus dem Kriechen und Schwinden des Betons,“ Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn, 1999.

### Anlage A – Federkennlinien

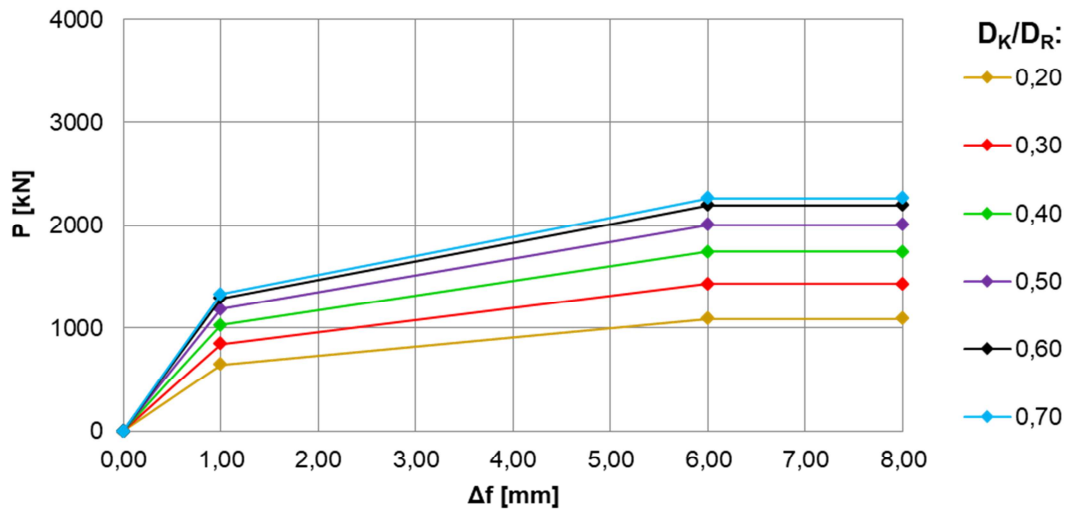
In der nachfolgenden Anlage sind die im Rahmen dieser Ausarbeitung mit Hilfe der Näherungslösung bestimmten Federkennlinien dargestellt.



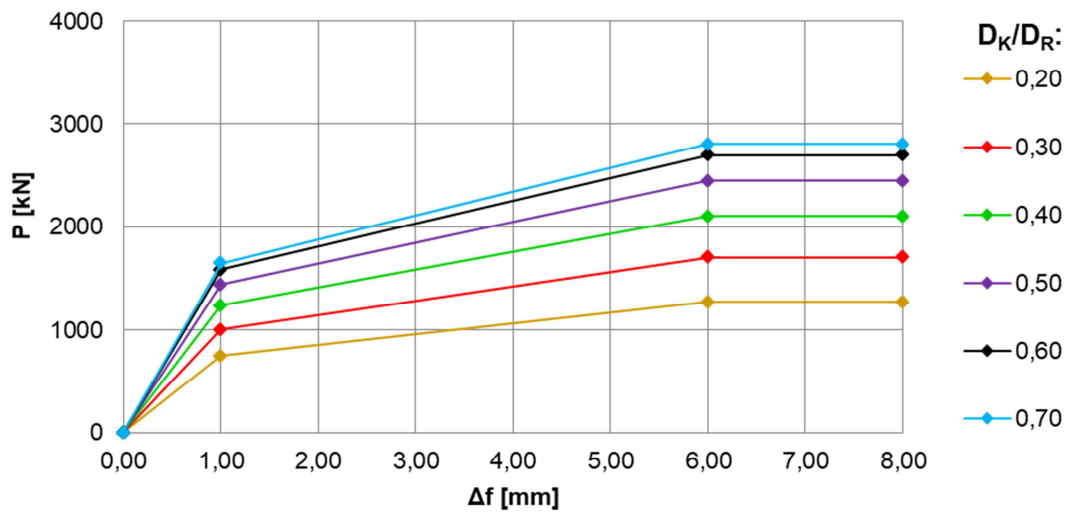
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



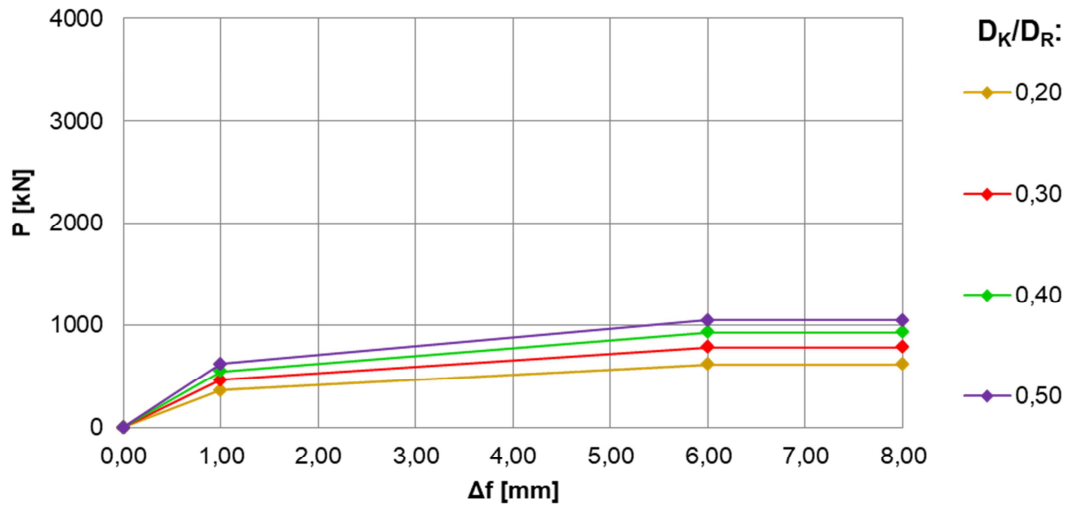
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



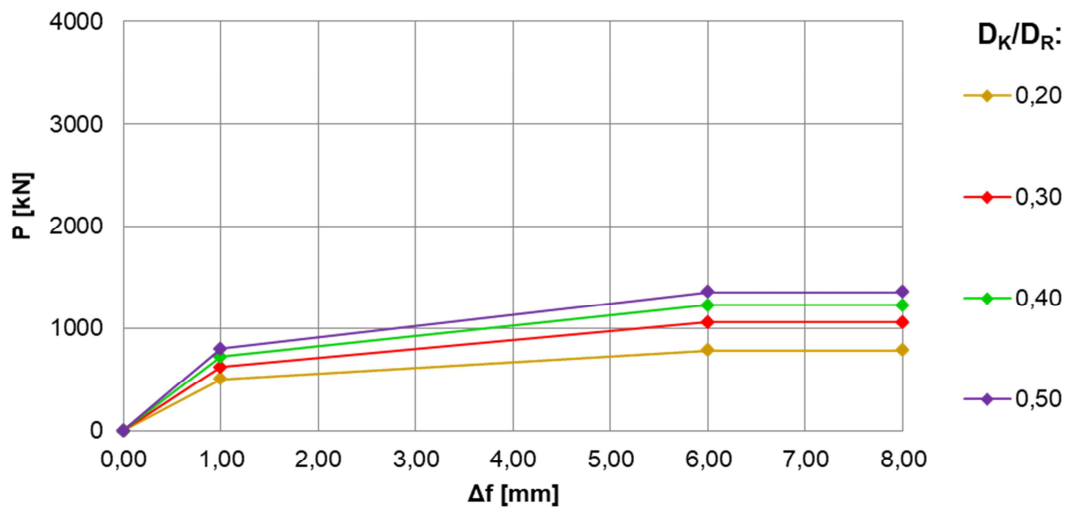
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 500$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



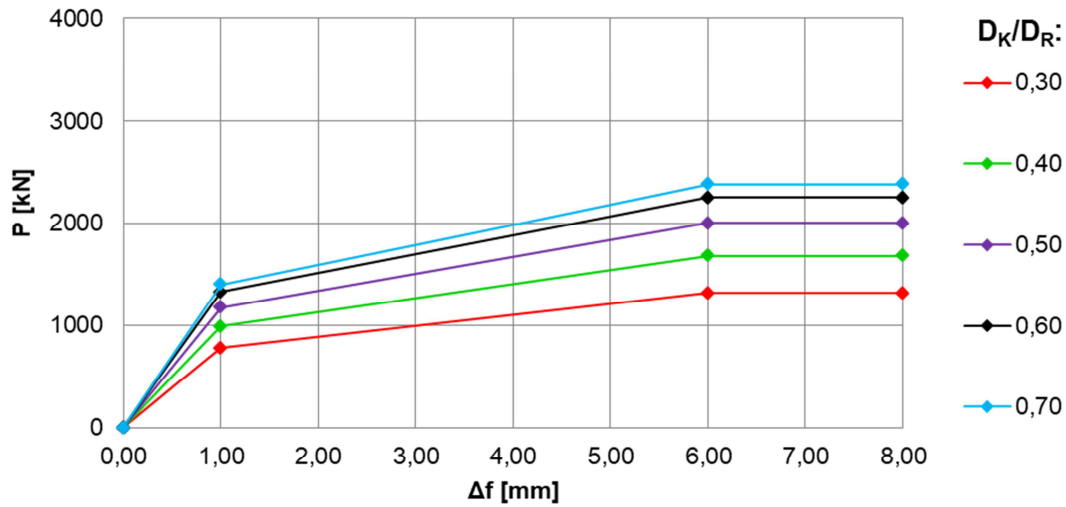
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



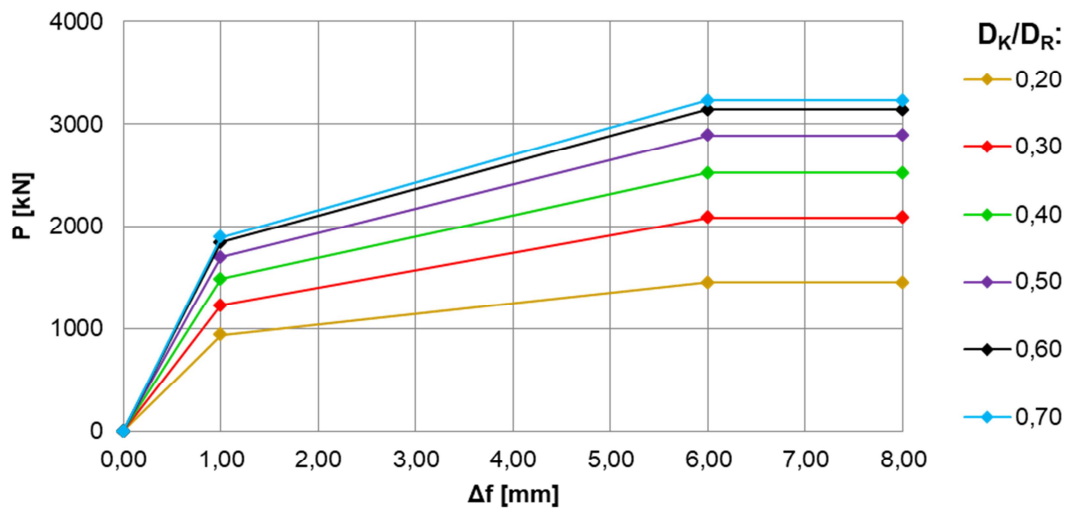
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300 \text{ mm}$   
 Rohrdicke:  $t_R = 6 \text{ mm}$   
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10 \text{ mm}$   
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$   
 Streckgrenze:  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$



**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300 \text{ mm}$   
 Rohrdicke:  $t_R = 6 \text{ mm}$   
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10 \text{ mm}$   
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 48 \text{ N/mm}^2$   
 Streckgrenze:  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

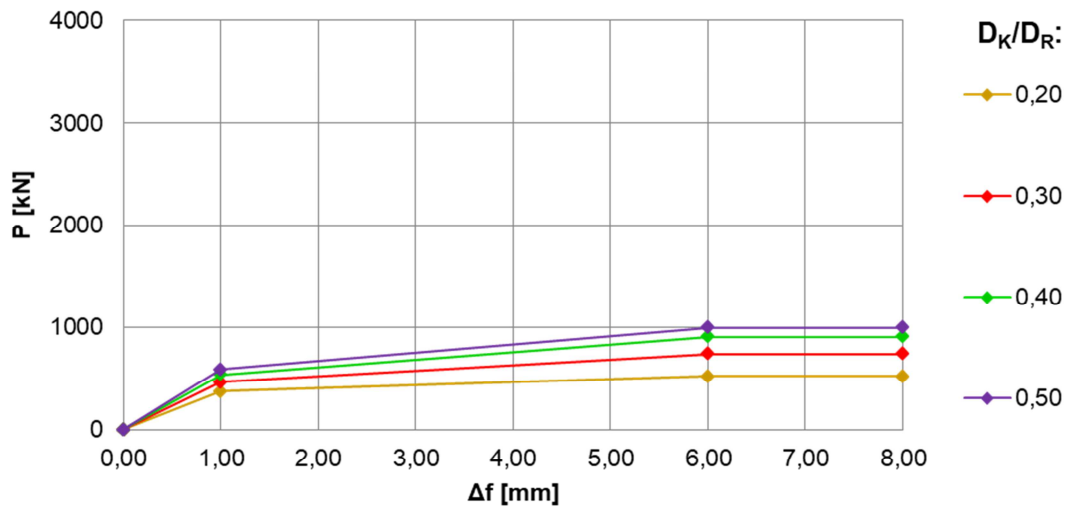


**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 28$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>

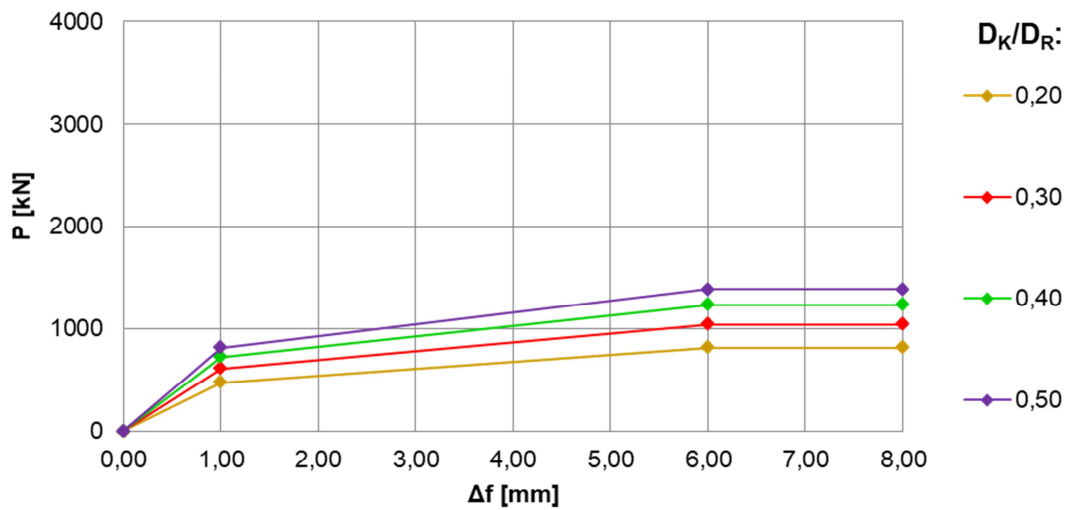


**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 48$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>

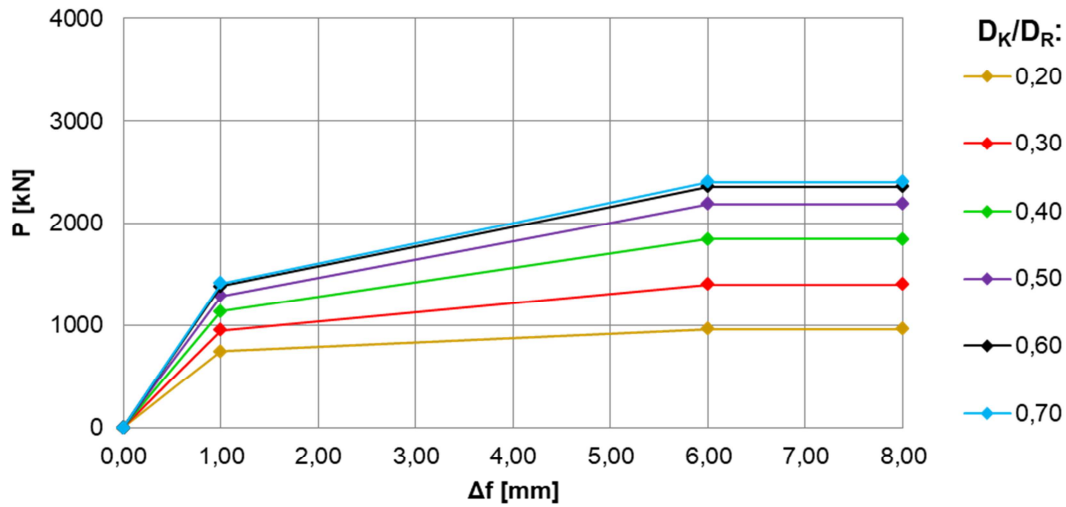




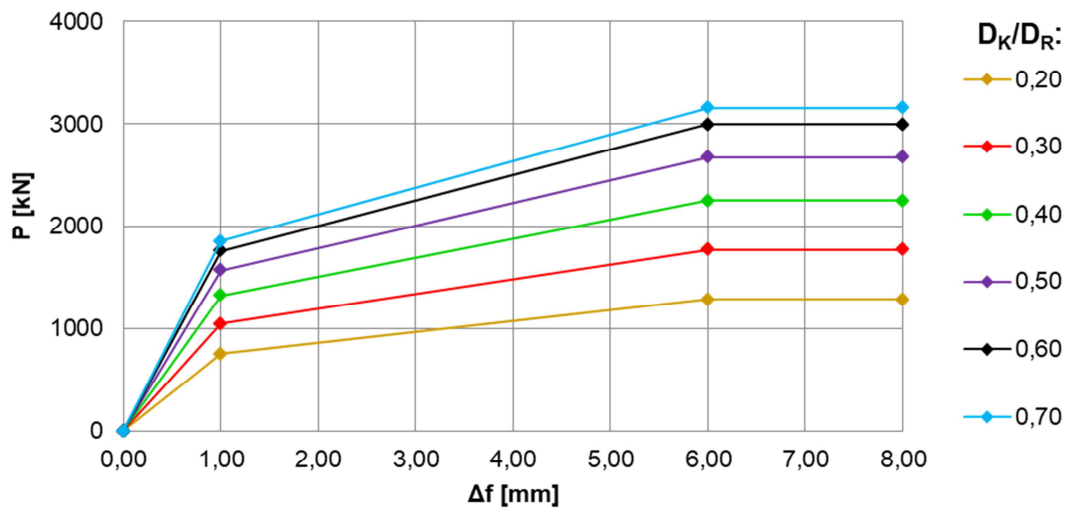
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R$  = 300 mm  
 Rohrdicke:  $t_R$  = 6 mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR}$  = 10 mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm}$  = 38 N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y$  = 235 N/mm<sup>2</sup>



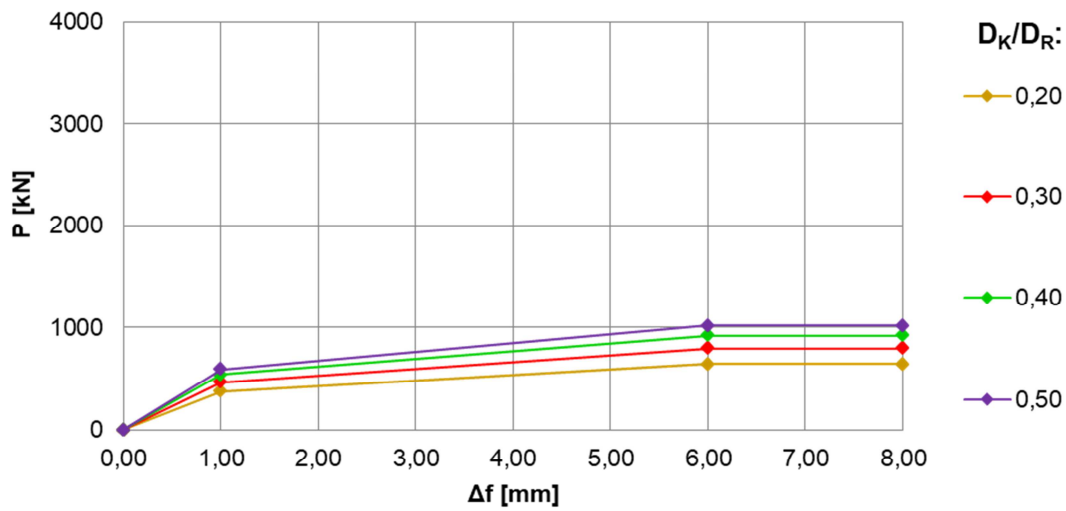
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R$  = 300 mm  
 Rohrdicke:  $t_R$  = 6 mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR}$  = 10 mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm}$  = 38 N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y$  = 460 N/mm<sup>2</sup>



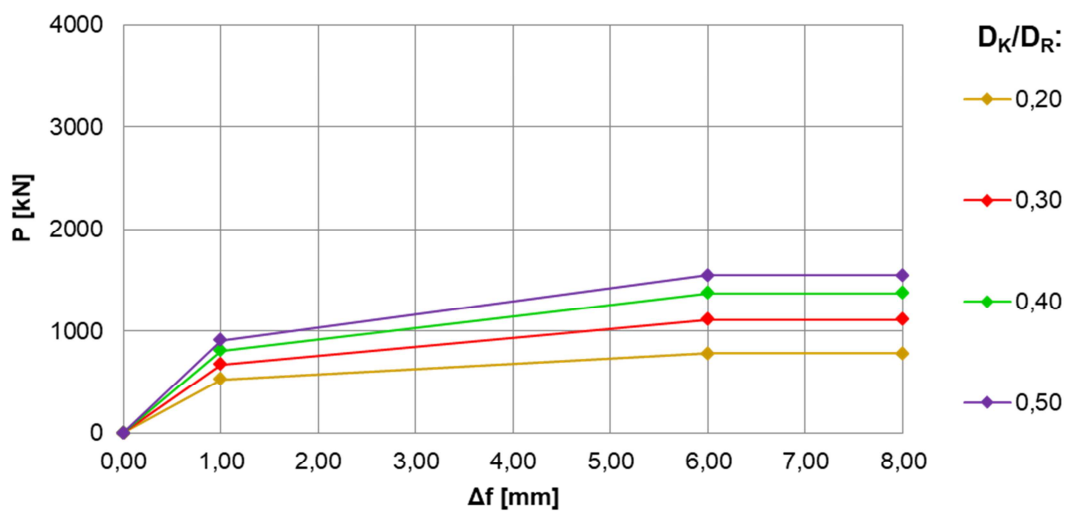
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 235$  N/mm<sup>2</sup>



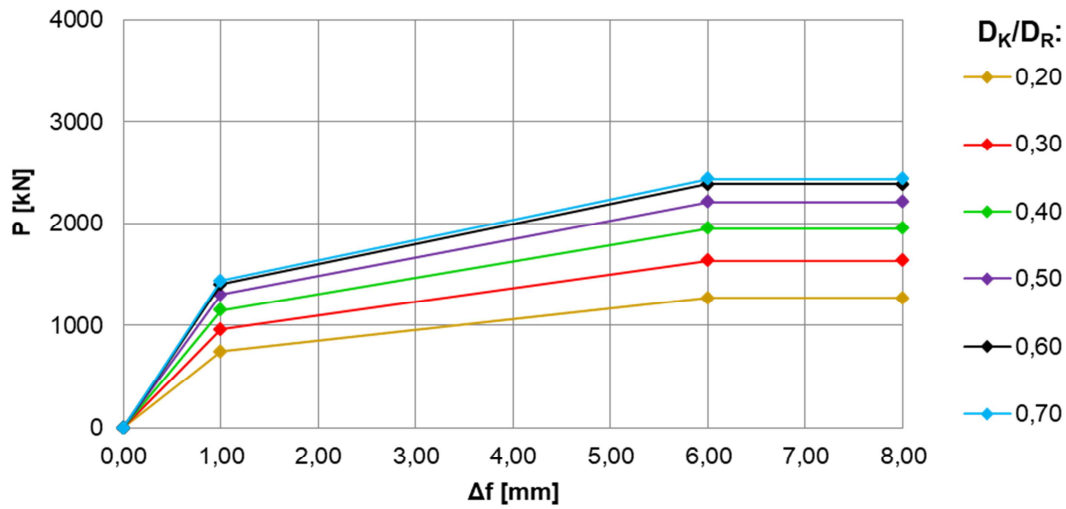
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 460$  N/mm<sup>2</sup>



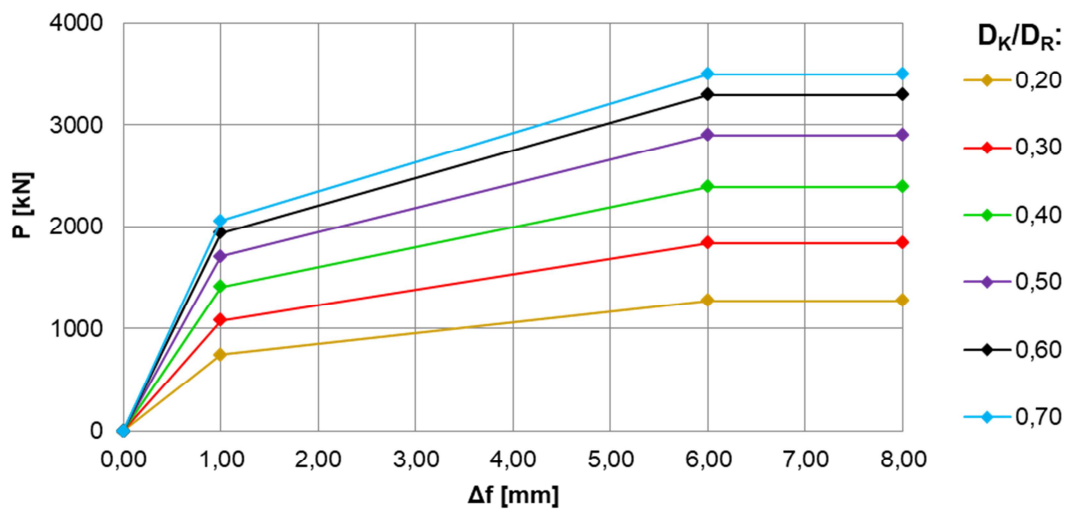
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 4$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



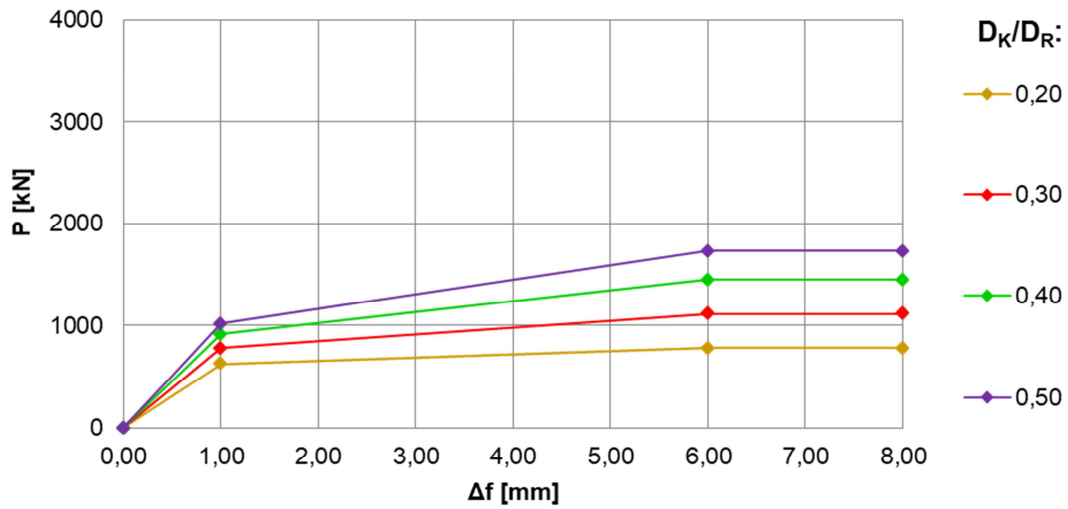
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 10$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



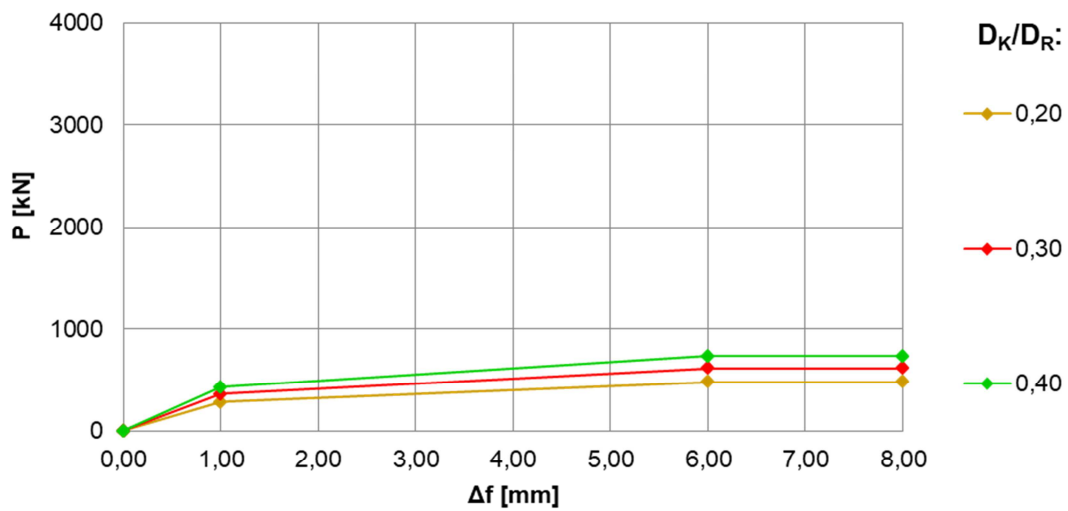
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 4$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



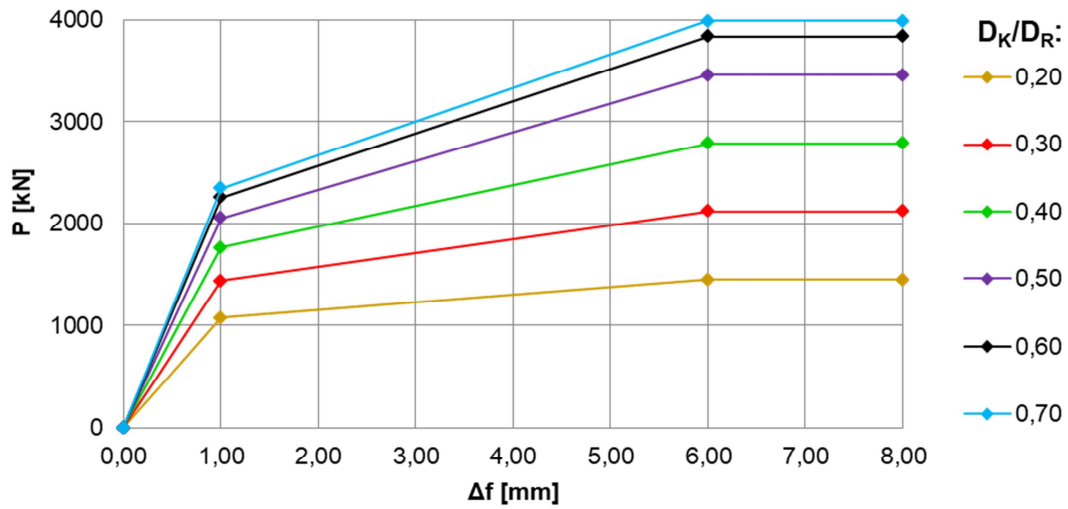
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 10$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 10$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



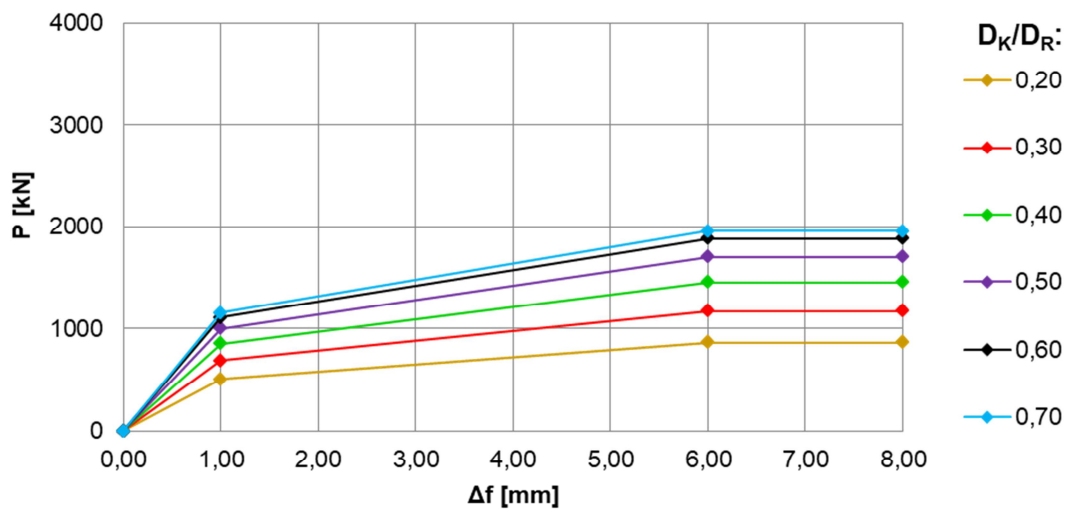
**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 5$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 300$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 20$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 5$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>



**Stützenkennwerte:** Rohrdurchmesser:  $D_R = 600$  mm  
 Rohrdicke:  $t_R = 6$  mm  
 Schubringdicke:  $t_{SR} = 20$  mm  
 Betonfestigkeit:  $f_{cm} = 38$  N/mm<sup>2</sup>  
 Streckgrenze:  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>

## **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 1      Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2      Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3      Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4      Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5      Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6      Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7      Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 -Projekt C8 -Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8      Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9      Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10     Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0

## **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

### Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 11 Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12 Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13 Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14 Mihajlov, Viktor: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7
- Heft 15 Neuhaus, Christian: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4
- Heft 16 Stopp, Kirsten: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1
- Heft 17 Porsch, Markus: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, Thorsten Rolf: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, Marion: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9



## **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 21      Bergmann, Marco: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall; ISBN 978-3-940795-20-5
- Heft 22      Peter, Carsten: Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einem Innenkern aus PP-Faserbeton; ISBN 978-3-940795-21-2
- Heft 23      Chanou, Mohamed: Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten, 2018; ISBN 978-3-940795-22-9
- Heft 24      Menkenhagen, Philipp: Beitrag zum Tragverhalten des Lasteinleitungsbereichs von Hohlprofil-Verbundstützen unter Berücksichtigung der Verformungseigenschaften von Schubringen; ISBN 978-3-940795-23-6