

Torsionstragmodell extern vorgespannter Kreisringsegmente mit trockenen Fugen

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur
(Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation von

M.Eng. Steffen Hartwig

2020

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue
Kommissionsmitglied: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann

Tag der Promotion: 16.12.2019

Zusammenfassung

Die Konstruktion der Segmentbauweise ist im Brückenbau schon seit vielen Jahren eine etablierte Bauweise. Seit einigen Jahren kommt diese Bauweise auch für die Errichtung von Windenergieanlagen (WEA) zum Einsatz. Die aus dieser Bauweise heraus entstehenden Fugen werden je nach Lage und Beanspruchung unterschiedlich ausgebildet. In der vorliegenden Arbeit werden die horizontalen Fugen von WEA aus Kreisringsegmenten behandelt. Diese Fugen werden seit einiger Zeit als Trockenfugen ohne ein Verfüllmaterial oder der Ausbildung von Schubnocken ausgeführt. Die Fugen werden vor der Errichtung durch eine CNC-Schleifmaschine plan geschliffen und nach dem Errichten durch eine externe Vorspannung im Inneren des Turmes vorgespannt. Lediglich der Traganteil der Reibkräfte überträgt in den Fugen entstehende Schubspannungen aus Querkräften und Torsionsmomenten.

Die vorliegende Arbeit konzentriert sich auf die Übertragung der Schubspannungen aus Torsionsmomenten, welche für den Zustand einer überdrückten Fuge und im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für klaffende Fugen betrachtet werden müssen. Die derzeitigen Tragfähigkeitsmodelle beruhen auf den bekannten Torsionsmodellen der Saint-Venantschen Torsionstheorie für dünnwandig offene und dünnwandig geschlossene Querschnitte in Kombination mit dem Coulombschen Haftreibungsgesetz. Da die ermittelten Tragfähigkeiten der aktuellen Theorie sowohl durch theoretische Überlegungen als auch durch numerische Berechnungen widerlegt werden konnten, wurde in dieser Arbeit ein neues Modell entwickelt. Das Modell beruht auf der Annahme des inneren Gleichgewichtes in der Fugenebene, durch welches es im GZT zu einer Drehpunktverschiebung kommen muss. Unter der Berücksichtigung dieser Verschiebung und der Zerlegung des Kreisringquerschnittes in ein Fasermmodell konnte ein Tragfähigkeitsmodell entwickelt werden. Die numerischen Berechnungen bestätigen zum einen die ermittelten Tragfähigkeiten und zum anderen auch die zugrundeliegende Drehpunktverschiebung in der Fugenebene.

Die versuchstechnisch ermittelten Torsionstragfähigkeiten eines Kleinversuches aus Aluminiumrohren konnten das Modell auch in der Anwendung bestätigen. Die dem Modell zugrundeliegenden Annahmen einer linearen Spannungsverteilung und eines linear-elastischen Materialverhaltens werden durch die Verwendung des Materials Aluminium nur geringfügig verletzt, sodass gute Übereinstimmungen erzielt werden konnten.

Bei der Verwendung des Materials Stahlbeton in Großversuchen konnten die im Modell ermittelten Tragfähigkeiten nur in Teilen erreicht werden. Die Versuche widerlegten zwar die aktuellen Theorien, konnten jedoch die Tragfähigkeit des neu entwickelten Fasermmodells nur bedingt bestätigen. Der grundlegende Tragfähigkeitsverlauf unter ansteigendem Biegemoment sowie

die Tragfähigkeiten der Torsion unter geringen Biegebeanspruchungen konnten festgestellt werden. Unter der Einwirkung größerer Biegebeanspruchungen fielen die versuchstechnisch bestimmten Torsionstragfähigkeiten jedoch deutlich geringer aus als im Berechnungsmodell.

Durch weitführende numerische Berechnungen der Stahlbetonversuche wurden mögliche Einflussfaktoren auf die Abweichungen der Ergebnisse zwischen dem Fasermodell und den Versuchen genannt. Eine abschließende Begründung konnte jedoch nicht gefunden werden.

Zum Ende der Arbeit wurden noch einmal die Grenzen des Berechnungsmodells genannt und im Anschluss eine mögliche vereinfachte Tragfähigkeitskurve für extern vorgespannte Kreisringquerschnitte mit trockenen Fugen dargestellt.

Schlagwörter: Torsion; Trockenfuge; Segmentbauweise; Fertigteilbauweise; Windenergie; klaffende Fuge; Kreisring; Torsionsmodell

Abstract

The segment construction method has been an established method for bridges since many years. This construction method was also applied for the building of wind turbine towers several years ago. The joints resulting from this construction method are formed differently depending on positions and loads. This dissertation deals with the horizontal joints of wind turbines towers with circular ring segments. These joints have been made as dry joints without filling material and without shear keys. They are ground flat by a CNC grinding machine before erection and are externally pre-stressed inside the tower after erection. The friction in the joints has to transmit all the shear stresses arising in the joints due to transverse forces and torsional moments.

This work focuses on the transmission of shear stresses from torsional moments, which have to be considered for overpressed joints and gaping joints in the ultimate limit state (ULS). The current load-bearing capacity models are based on the well-known torsion models of Saint-Venant's torsion theory for thin-walled open and thin-walled closed cross-sections in combination with the Coulomb's static friction law. Since the load capacities evaluated with the current theory could be proved wrong by theoretical considerations as well as numerical calculations, a new model is developed in this work. The model is based on the assumption of the internal equilibrium in the joint plane, which must result in a displacement of the cross-section rotation center in the ULS. By considering this displacement and the division of the circular ring cross-section into small elements, a load-bearing capacity model is developed. The numerical calculations not only confirm the movement of the rotation center in the joint plane but also determine the load carrying capacities.

The results of torsional load capacities tests on a small aluminum tubes also prove the applicability of this new model. The assumptions of a linear stress distribution and a linear-elastic material behavior, on which the model is based, are only minimally violated by the use of aluminum material. Therefore, good matches of the results are achieved. In comparison, when applying reinforced concrete material in large-scale tests, the load capacities determined with the new model could only be partly reached. Although the tests results disprove the current theories, the newly developed model could only determine the load-bearing capacity within limited range. The general load-bearing capacity curve under increasing bending moment as well as the torsion bearing capacity under low bending moment can be determined. When under greater bending loads, however, the torsional load capacities determined with experiments are significantly lower than those determined with the calculation model.

Further numerical calculations on reinforced concrete are carried out to identify possible influencing factors, which could be responsible for the deviations between the new model and the tests results. However, no conclusive justification could be found.

At the end of the work, the limits of the calculation model are identified again. Additionally, a possible simplified load carrying capacity curve for externally prestressed circular ring cross-sections with dry joints are presented.

Keywords: torsion, dry joints, segmental construction, precast construction, wind energy, gab joint, circular ring, torsion model

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover.

Danken möchte ich ganz besonders meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx für das entgegengebrachte Vertrauen sowie für die Anregungen und die wissenschaftliche Begleitung meiner Arbeit. Weiter danke ich ihm für das interessante Forschungsthema und die schöne Zeit am Institut.

Ich danke Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue für sein Interesse an der Arbeit und die Übernahme des Korreferates und Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus für seine Arbeit als Kommissionsmitglied. Mein Dank gilt weiterhin Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Des Weiteren danke ich meinen Kolleginnen und Kollegen für die gemeinsame Zeit am Institut für Massivbau - Hannover. Besonders möchte ich Matthias Bode, Katarzyna Zdanowicz, Chongjie Kang, Daniel Gebauer, Dennis Birkner und Fabian Klein danken, die meine Zeit am Institut durch Freundschaft, Hilfe, Anregungen und Diskussionen zu etwas ganz Besonderem gemacht haben.

Ebenfalls danke ich René Wallschläger, Ernst Heine und Olaf Menze für die technische Umsetzung meiner durchgeführten Versuche welche für die vorliegende Arbeit entscheidend waren.

Danken möchte ich auch Marlene Bruns und Sarah Pitters für das Korrekturlesen der Arbeit sowie für die wichtigen konstruktiven Anmerkungen.

Mein größter Dank gilt meiner Frau Pia.

Hannover, im Januar 2020

Steffen Hartwig

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	2
1.2	Zielsetzung / Hypothese	3
1.3	Aufbau der Arbeit	4
2	Stand von Wissenschaft und Technik	5
2.1	Segmentbauweise im Turmbau	5
2.2	Fugenausbildung	7
2.3	Schubkraftübertragung in Segmentfugen	9
2.4	Reibung in Segmentfugen	12
3	Verwendete Methoden und Verfahren	14
3.1	Materialverhalten von Beton und Stahlbeton	14
3.1.1	Beton	14
3.1.2	Betonstahl	15
3.1.3	Verhalten des Verbundbaustoffes	16
3.2	Numerische Berechnungen	19
3.2.1	Kontakte in der FE-Analyse	19
4	Modellentwicklung	25
4.1	Grenzen der aktuellen Theorie	25
4.2	Torsionstragmodell	28
4.3	Referenzbeispiel	34
5	FE-Simulationen	38
5.1	Torsionstragverhalten einer Kreisringfuge	38
5.1.1	Modellbeschreibung	38
5.1.2	Allgemeine Simulationsergebnisse	40
5.1.3	Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit	43
5.2	Torsionstragverhalten eines Segmentturmes	47
5.2.1	Modellbeschreibung	47
5.2.2	Allgemeine Simulationsergebnisse	48
5.2.3	Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit	50

6.1	Aluminiumrohrversuch.....	52
6.1.1	Versuchsaufbau	52
6.1.2	Versuchsdurchführung	53
6.1.3	Allgemeine Versuchsergebnisse.....	55
6.1.4	Versuchsergebnisse zur Torsionstragwirkung.....	55
6.2	Segmentturm Stahlbeton.....	59
6.2.1	Versuchsaufbau	59
6.2.2	Versuchsdurchführung	63
6.2.3	Allgemeine Versuchsergebnisse.....	65
6.2.4	Versuchsergebnisse zur Torsionstragwirkung.....	71
7	Erweiterte FE-Simulationen zur Torsionstragfähigkeit	76
7.1	Veränderung des Reibbeiwertes im Versuch.....	76
7.1.1	Modellbeschreibung	76
7.1.2	Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit.....	77
7.2	Einfluss des nichtlinearen Betonverhaltens	78
7.2.1	Modellbeschreibung	78
7.2.2	Allgemeine Simulationsergebnisse	79
7.2.3	Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit.....	80
7.3	Einfluss von Rissbildungen	82
7.3.1	Modellbeschreibung	83
7.3.2	Allgemeine Simulationsergebnisse	85
7.3.3	Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit.....	86
8	Erweiterte Modellbetrachtungen.....	88
8.1	Modellgrenzen	88
8.1.1	Geometrische Randbedingungen (Steifigkeiten)	88
8.1.2	Materielle Einflüsse	91
8.2	Reduzierter Modellansatz.....	94
8.2.1	Geometrische Zusammenhänge.....	94
9	Zusammenfassung und Ausblick	96
9.1	Zusammenfassung.....	96
9.2	Ausblick	97
	Literaturverzeichnis	99

Bezeichnungen

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

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_m	Über die Mittellinie eingeschlossenen Fläche
D	Durchmesser
E	Einwirkung
E_c	Elastizitätsmodul Beton als Sekante
E_s	Elastizitätsmodul Bewehrungsstahl
E_T	Tangentenmodul (bilineares Material)
EI	Biegesteifigkeit
F	Kraft
F_d	Bemessungswert einer Einwirkung
F_c	charakteristischer Wert einer Einwirkung
G	Schubmodul
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
I	Flächenträgheitsmoment
L	Länge
M	Biegemoment
N	Normalkraft
P	Vorspannkraft
R	Tragwiderstand
T	Torsionsmoment
V	Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

b	Wandstärke
e	Lastausmitte (Exzentrizität)
f_c	einaxiale Betondruckfestigkeit
l	(oder L) Länge, Stützweite, Spannweite
n	Anzahl
r	Radius
r_a	Außenradius
r_m	mittlerer Radius
r_i	Innenradius

Kleine griechische Buchstaben

α	Winkel, Verhältnis
β	Winkel
ε	Dehnung
ε_c	Dehnung des Betons
ε_s	Dehnung des Bewehrungsstahls
μ	Reibungsbeiwert
τ	Schubspannung
ν	Querdehnzahl
σ	Spannung
σ_N	Normalspannung
\varnothing	Durchmesser
Δ	Differenz

1 Einleitung

Anfang des 20. Jahrhunderts gab es in Europa bereits die ersten Überlegungen zur fabrikmäßigen Vorfertigung von Betonbauteilen im Betonbrückenbau. Die aus dieser Idee entstandene Segmentbauweise im Zusammenspiel mit der Entwicklung des Spannbetons mit hochfesten Stählen durch Eugène Freyssinet erfährt seit dieser Zeit immer größere Bedeutung [Lor87]. Durch die fabrikmäßige Vorfertigung der einzelnen Segmente in industrieller Fertigung können die Bauzeit verkürzt, die Baukosten gesenkt und die Qualität des Bauwerks erhöht werden. In Deutschland genauso wie in Europa ist die Segmentbauweise im Brückenbau durch die DIN EN 1992 (Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken) im Zusammenspiel mit der DIN 15050 (Betonfertigteile - Fertigteile für Brücken) geregelt.

Die aufgrund der Bauweise entstehenden Fugen wurden in der Vergangenheit bereits vielfach erforscht. Die Untersuchungen befassten sich dabei unter anderem mit den unterschiedlichen Ausführungsmöglichkeiten der Fugen. Die Variation der Fugenausbildung geht von sehr glatten, glatten, rauhen bis hin zu feinprofilierten, gewellten oder mit Schubnocken ausgebildeten Fugen. Eine weitere Differenzierung der Fugen entsteht durch das Füllmaterial sowie die Größe der Fugen. Somit gibt es Verfüllfugen (mit oder ohne Übergreifung der schlaffen Bewehrung), Pressfugen und Trockenfugen, welche durch Beton, Feinbeton, Zementmörtel oder Epoxidharz verfüllt werden. Das Füllmaterial dient zum Ausgleich von Unebenheiten der beiden Fugenflanken sowie als Schmiermittel beim Ausrichten der Segmente im Bauzustand. Außerdem dient es als Dichtungsmittel zur Abdichtung der Fuge gegen Feuchtigkeit und somit zum Schutz vor Korrosionsschäden der Spannbewehrung [Buy90; Fra59; Gas64; Guc80; Spe01b].

In Teilbereichen des Ingenieurbaus, wie z. B. bei der Herstellung von Windenergieanlagen (WEA), wird die Segmentbauweise mittlerweile im Turmbau angewendet. Die große Anzahl an gleichen Bauwerken und die gleichbleibende Form begünstigt die Art der Konstruktion. Die Ausbildung der Fugen erfolgt meist in Form einer Trockenfuge ohne zusätzliche Verbindungsmittel und Füllmaterialien. Die Kraftübertragung geschieht ausschließlich über die Reibkraft der beiden Fugenflanken, welche durch die externe Vorspannung des Turmes erzeugt wird. Zum Ausgleich von Unebenheiten auf der Fugenoberfläche werden die einzelnen Segmente plan geschliffen und passgenau aufeinandergesetzt [Bög11b; Wob09].

1.1 Problemstellung

Durch die Zerlegung eines Bauwerks im Fertigteilbau in transportable Konstruktionselemente entstehen Segmentfugen. Durch die resultierenden Fugen kann ein Bauteil aus Stahlbetonfertigteilen in der Bemessung nicht mehr grundlegend als monolithisch betrachtet werden. Somit sind für die Bemessung dieser Fugen spezielle Bemessungsregeln erforderlich. Im Laufe der Geschichte des Segmentbaus im Brückenbau wurden diese Fugen bereits vielfach untersucht und entsprechende Regeln festgelegt.

Die Anwendung des Fertigteilbaus im Bereich der Türme von Windenergieanlagen hat weitere Fragestellungen aufgeworfen. Die Ausführung der Fugen als geschliffene Trockenfugen sowie die Anwendung einer externen Vorspannung ist durch die aktuellen Ansätze nicht ausreichend beschrieben. Die Ausführung der Fertigteilfugen im Brückenbau erfolgt in der Regel mit Schubverzahnungen. Die in dieser Arbeit betrachteten Fugen verzichten vollkommen auf eine solche Verzahnung. Die Kraftübertragung erfolgt somit ausschließlich über den Anteil der Reibung. Durch die Vorspannung der Konstruktion und das Eigengewicht der Segmente entstehen in den Fugen Normalspannungen, welche über den Reibbeiwert des Coulombschen Haftreibungsgesetzes den aufnehmbaren Traganteil der Schubspannungen ergeben. Zur Übertragung von Querkräften und Torsionsmomenten über die Fugen hinweg können diese Schubspannungen berücksichtigt werden.

Die aktuellen Regelungen bringen die aufgebrachte Vorspannung der Konstruktion ohne eine Interaktion mit der Biegebeanspruchung in Ansatz. Bei einer reinen Querkraftbemessung bedeutet dies, dass die Vorspannung multipliziert mit dem Reibbeiwert der Fugen die ertragbare Querkraft beschreibt. Eine Bemessung der Fugen unter der Beanspruchung eines Torsionsmomentes erfolgt ebenfalls unter der Anwendung des Coulombschen Haftreibungsgesetzes in Kombination mit den bekannten Torsionstheorien. Da es im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zum Aufklaffen der Fugen kommt, gilt zum einen bei überdrückten Fugen die Theorie der dünnwandig geschlossenen Querschnitte. Zum anderen wird bei klaffenden Fugen die Theorie der dünnwandig offenen Querschnitte nach Saint-Venant verwendet. Bei einem kombinierten Nachweis von Torsion und Querkraft erfolgt der Nachweis über eine quadratische Überlagerung.

Die vorliegende Arbeit betrachtet die Problemstellung der Torsion. Durch die fehlende Interaktion mit der Biegebeanspruchung liefern die aktuellen Theorien keine ausreichend genauen Ergebnisse und sind auf die in dieser Arbeit betrachtete Konstruktion nur bedingt anwendbar.

1.2 Zielsetzung / Hypothese

In der vorliegenden Arbeit wird ein Torsionstragmodell für trockene Segmentfugen von Kreisringquerschnitten mit externer Vorspannung entwickelt. Das Modell bringt eine Interaktion zwischen dem Biegemoment unter Berücksichtigung der klaffenden Fugen und der Torsionstragfähigkeit in Ansatz. Zur Bestätigung des Modells dienen experimentelle Versuche und numerische Berechnungen. Als Ausgangspunkt steht für diese Arbeit der derzeitige Modellansatz von Grünberg und Göhlmann [Ber11]. Dieser Ansatz führt die Kraftübertragung von Beanspruchungen aus Torsion in Segmentfugen auf die grundlegenden Torsionstheorien dünnwandig geschlossener und dünnwandig offener Querschnitte nach Saint-Venant zurück. Durch die aus der Konstruktion gegebenen Einflüsse kommt es zu Verletzungen der grundlegenden Randbedingungen der Theorien. Dies legt den Schluss nahe, dass die aktuellen Ansätze das tatsächliche Tragverhalten nicht richtig abbilden.

Ausgehend von einer überdrückten Fuge ohne den Einfluss von Biegebeanspruchungen erfährt diese Fuge durch die Vorspannung eine gleichmäßige Normalspannung. Unter der Einwirkung eines Torsionsmomentes stellt sich bei gleichbleibender Wandstärke auch ein ebenfalls gleichmäßiger Schubfluss ein. Diese Annahme wird in der Theorie der dünnwandig geschlossenen Querschnitte vereinfacht als Bredtscher Schubfluss bezeichnet. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) gleitet die Fuge beim Erreichen der maximalen Schubspannung unter der Berücksichtigung des Reibbeiwertes der Fuge ab. Unter dem Einfluss einer Biegebeanspruchung kommt es zu einer Umlagerung der Normalspannungen und die Ausbildung eines gleichmäßigen Schubflusses ist nicht mehr möglich. Zur Erhaltung des inneren Gleichgewichtes im Fugenbereich bildet sich eine Drehpunktverschiebung aus. Der Drehpunkt beschreibt einen Punkt, um den sich die Fugenflanken im GZT verdrehen. Ohne eine Biegebeanspruchung liegt dieser bei Kreisringsegmenten im Mittelpunkt des Segmentes. Unter einer Biegebeanspruchung verschiebt sich der Drehpunkt in Richtung des höher belasteten Randes. Das Verhalten setzt sich bei einer weiteren Steigerung der Biegung auch beim Erreichen einer klaffenden Fuge fort. So stellen sich die Schubspannungen in der Segmentfuge nicht mehr randparallel, sondern je nach Lage im Kreisring unterschiedlich ein. Ausgehend vom verschobenen Drehpunkt verlaufen die Schubspannungen immer senkrecht zum jeweiligen Hebelarm. Dieses Verhalten ist nur aufgrund der angrenzenden geschlossenen Kreisringsegmente möglich. Nach der klassischen Theorie der dünnwandig offenen Querschnitte sind ausschließlich randparallele Schubspannungen möglich. So stellt sich unter einer ansteigenden Biegebeanspruchung eine sukzessiv abnehmende Torsionstragfähigkeit ein. Verglichen mit den aktuellen Theorien ergibt sich sowohl ein Unsicherheitsbereich als auch ein ungenutztes Tragfähigkeitspotenzial.

1.3 Aufbau der Arbeit

Im Anschluss an die Einleitung folgt im Kapitel 2 die in der Literatur dokumentierten Erkenntnisse zu Konstruktionen im Turmbau von Windenergieanlagen (WEA) in Segmentbauweise. Weiter wird die Ausbildung von Fugenkonstruktionen im Segmentbau sowie der Kraftübertragung in den Fugen beschrieben

Das Kapitel 3 beinhaltet die in dieser Arbeit verwendeten Methoden und Verfahren, wie das grundlegende Materialverhalten von Beton, Stahl und Stahlbeton. Weiter werden die in den numerischen Berechnungen verwendeten nichtlinearen Randbedingungen der Kontaktelemente und deren Funktionsweise erläutert.

Im Kapitel 4 erfolgt die analytische Modellentwicklung zur Berechnung von torsionsbelasteten Kreisringsegmenten mit trockenen Fugen. Der Entwicklung ist eine Erläuterung zu den Grenzen der aktuellen Theorien vorangestellt. Durch ein Referenzbeispiel am Ende des Kapitels werden die Unterschiede der aktuellen Theorie und der neuen Modellentwicklung gegenübergestellt.

Durch numerische Berechnungen im Kapitel 5 wird die Torsionstragfähigkeit einer einzelnen Segmentfuge sowie die Torsionstragfähigkeit mehrerer Fugen in einem Turmabschnitt untersucht. Die Tragfähigkeiten werden jeweils mit denen des neu entwickelten analytischen Modells aus Kapitel 4 verglichen und bewertet.

Das Kapitel 6 beinhaltet die Darstellung der experimentellen Untersuchungen, die Auswertung sowie die Beurteilung der Ergebnisse in Bezug auf das Tragfähigkeitsmodell aus Kapitel 4. Es werden zum einen Kleinversuche aus segmentierten Aluminiumrohren und zum anderen großmaßstäbliche Versuche an einem Turmabschnitt aus Stahlbetonsegmenten durchgeführt.

Im Kapitel 7 werden ergänzende numerische Berechnungen durchgeführt. Diese sollen mögliche Erklärungen zu den Differenzen zwischen den Stahlbetonversuchen und dem Torsionstragmodell liefern.

Die Modellgrenzen in Bezug auf das Materialverhalten sowie die geometrischen Randbedingungen des Modells werden im Kapitel 8 erläutert. Ebenfalls erfolgt die Darstellung einer reduzierten Modellbetrachtung als möglichen praxistauglichen Bemessungsansatz.

Abschließend enthält das Kapitel 9 eine Zusammenfassung der Arbeit und einen Ausblick auf mögliche weiterführende Betrachtungen und Fragestellungen.

2 Stand von Wissenschaft und Technik

2.1 Segmentbauweise im Turmbau

Um 1942 beschrieb Hütter [Hüt42] den Stand der Technik einer Windenergieanlage wie folgt: "Der Turm der als Stahlrohrgittermast ausgeführt ist, trägt den um die Achse a-a drehbaren Turmkopf...". Neben dem damaligen Stand der Technik entwarf Hütter, in Bezug auf die Veränderung des Landschaftsbildes infolge einer Energieversorgung durch WEA, gleichzeitig wohl einen der ersten Hybridtürme für WEA und kam somit dem heutigen Stand der Technik relativ nah (siehe Abbildung 2-1).

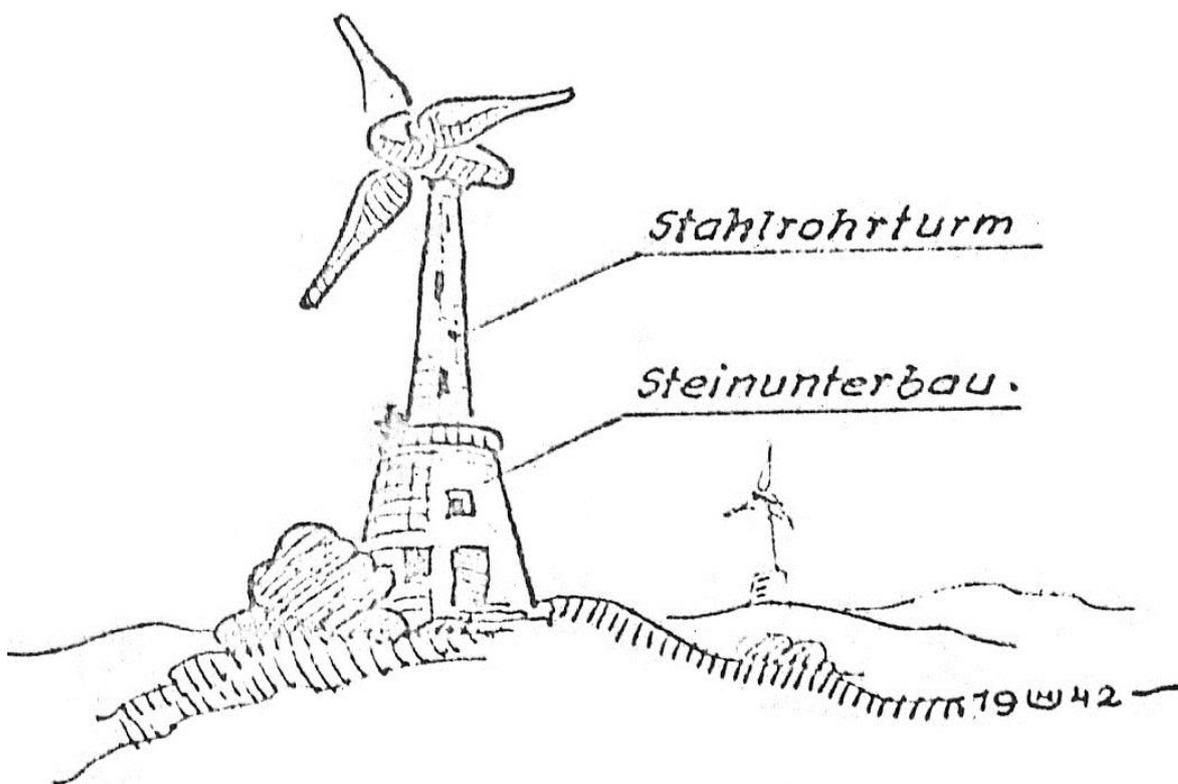


Abbildung 2-1: Hybridturm veröffentlicht in [Hüt42]

In der ersten Zeit der Stromerzeugung durch WEA wurde der Turm lediglich als Verbindung zwischen dem Fundament und der Turbine angesehen. In heutiger Zeit ist der Kostenanteil zur Herstellung und Errichtung des Turmes aufgrund von deutlich größere Turmhöhen mit bis zu 45% entscheidend geworden [Lan17].

Aktuelle Türme für WEA erreichen eine Höhe von ca. 160 m und werden in der Regel ab einer Höhe von rund 100 m als hybride Türme ausgebildet. Diese bestehen im unteren Teil aus einem vorgespannten Stahlbetonfertigteilturm und im oberen Teil aus einem Stahlrohrturm [Hau16; Web18]. Bei der Fertigung des Stahlbetonturmes hat sich nach anfänglicher

Ausführung der Türme als Ortbetonturm die Fertigteilbauweise durchgesetzt. Durch die vielen gleichen Bauteile und die fabrikmäßige Vorfertigung der Teile kann eine schnelle, witterungsunabhängige und auch wirtschaftliche Fertigung mit einer hohen Genauigkeit gewährleistet werden [Bel16]. Je nach Hersteller werden die Teile der Stahlbetontürme unterschiedlich gefertigt und haben verschiedene Querschnittsgeometrien. Ein Großteil der Hersteller (Enercon, Inneo Torres, Max Bögl) fertigt ihre Stahlbetonsegmente als Kreisringe mit unterschiedlichen Teilungen in Längs- und Ringrichtung. Die Firma Avanced Tower Systems (ATS) und die Firma Ventur GmbH setzen hingegen auf Betonbauteile, welche sich einfach herstellen lassen und möglichst wenig Sondertransporte benötigen. Bei ATS handelt es sich um einen rechteckigen Stahlbetonturm mit abgerundeten Ecken, welcher sich aus vier identischen Eckbauteilen und dazwischenliegenden Plattenelementen zusammensetzt. Durch die konisch verlaufenden Plattenelemente verjüngt sich der Turm nach oben. Die Fugen zwischen den Betonteilen werden über Bewehrungsanschlüsse und einen Verguss miteinander verbunden. Bei der Firma Ventur GmbH wird vollständig auf Plattenelemente gesetzt, welche zu einem Achteck zusammengesetzt werden. In den Ecken greifen die Elemente über Verzahnungen ineinander, werden verbolzt und stellen somit eine Gesamttragwirkung der Elemente her [Sta14]. Die meisten Hersteller setzen derzeit auf die Ausbildung der horizontalen Fugen zwischen den Segmenten als Trockenfugen. Diese Fugen werden ohne Verfüllmaterial trocken aufeinander gesetzt und erhalten erst über die Vorspannung und den Ansatz der Reibung einen Traganteil (siehe Kapitel 2.2 und 2.3). Die vertikalen Fugen werden je nach Hersteller unterschiedlich ausgebildet [Sta14; von15]. Im Übergang zwischen dem Stahlbetonfertigteilbau und dem Stahlurm ist bei allen Herstellern ein sogenannter Adapter angeordnet. Dieser dient zum einen zur Aufnahme des nach oben hin anschließenden Stahlurmes, aber auch zur Verankerung der Spannglieder des Stahlbetonturmes. Die Vorspannung erfolgt in der Regel als externe Vorspannung im Inneren des Turmes. Die Vorteile dieser Technologie überwiegen gegenüber der internen Vorspannung in der Wandung der Türme. Die Spannglieder können gut inspiziert, die Vorspannung kontrolliert, Spannglieder nachgespannt und wenn nötig sogar ausgetauscht werden. Beim Aufbau der Türme ist kein Verpressen der Hüllrohre notwendig und die Montage somit deutlich witterungsunabhängiger. Auch der Rückbau der WEA ist einfacher, da nach der Demontage des Stahlteils und dem Entspannen der Spannglieder eine einfache Demontage der Segmente möglich ist. Somit sind Sprengungen oder ein aufwändiges Zersägen der Bauteile auf der Baustelle nicht nötig [Bög13; Hil16; Sta14].

2.2 Fugenausbildung

Die grundlegenden Ausführungsmöglichkeiten von Fugen zwischen zwei Fertigteilen werden in der Abbildung 2-2 dargestellt. Die Entwicklung dieser Fugenarten stammt aus dem Brückenbau und wurde von Beadle und Guy [Bea67] zum ersten Mal zusammenfassend dargestellt.

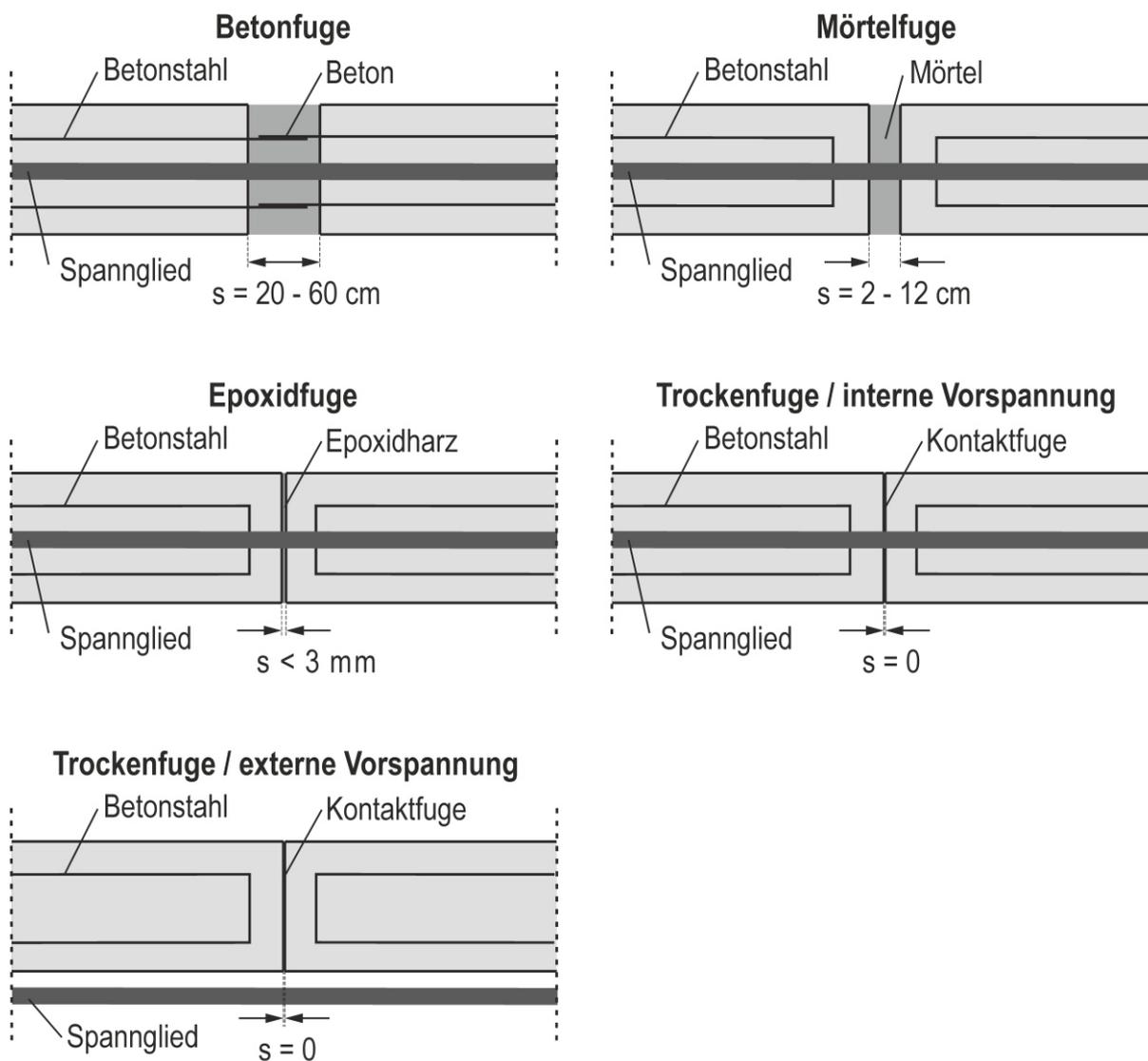


Abbildung 2-2: Möglichkeiten der Fugenausbildung im Segmentbau
 in Anlehnung an [Bea67]

Zur Herstellung eines monolithischen Bauteils kann der Übergang zwischen zwei Segmenten als Betonfuge ausgeführt werden. Durch die Übergreifung der schlaffen Bewehrung ist auch die Übertragung von Zugkräften über die Fuge möglich. Nachteilig sind jedoch die witterungsabhängige Herstellung der Fuge und die auf der Baustelle anfallenden Arbeiten [Spe01b]. Die Mörtelfuge ist in der Herstellung der Betonfuge sehr ähnlich. Eine Übergreifung der Bewehrung findet allerdings nicht statt. Durch diese Fuge

können Ungenauigkeiten aus der Produktion der Segmente oder andere Einflüsse ausgeglichen werden. Es besteht jedoch ebenfalls der Nachteil, dass die Herstellung der Fuge bauseits durchgeführt werden muss und der Bauablauf so nicht die großen zeitlichen Vorteile der Fertigteilbauweise aufweist. Die Fugenausbildungen als Epoxid- bzw. Trockenfuge setzen eine große Genauigkeit der Produktion und der Planung voraus, da entstandene Fehler nicht korrigiert werden können. In der Regel kommt im Brückenbau hierfür das sogenannte Match-Cast-Verfahren zum Einsatz (siehe Abbildung 2-3). Hierbei dient das zuletzt hergestellte Segment als Schalung für das nachfolgende Segment [Pod82].

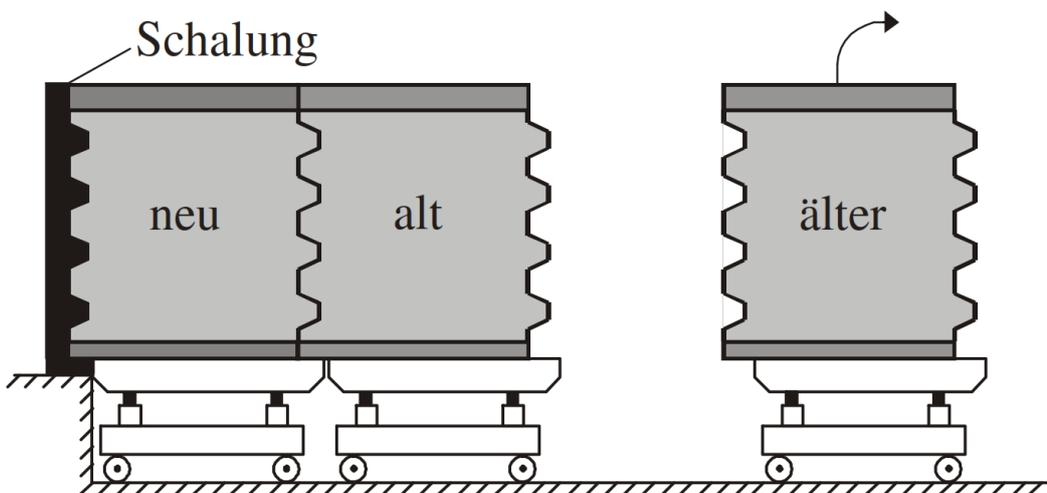


Abbildung 2-3: Match-Cast-Verfahren zur passgenauen Herstellung der Segmente [Spe01a]

Beim Einbau der Segmente dient das Epoxidharz als Schmiermittel um die in der Regel mit Schubnocken ausgebildeten Fugen passgenau zusammenfügen zu können. Nach dem Erhärten des Harzes können geringe Zugkräfte in der Fuge aufgenommen werden, vorrangig dient das Harz jedoch der Herstellung einer wasserdichten Konstruktion [Mul75]. Die Verwendung einer Epoxidfuge fand lange Zeit in der Errichtung von WEA Anwendung. Beim Bau der Segmenttürme wurde auf die Fuge ein Epoxidharz aufgetragen, welches mit dem Aufsetzen des nachfolgenden Segmentes aus der Fuge drückte und dadurch Unebenheiten ausglich sowie eine wasserdichte Konstruktion sicherstellt [Hö101].

Als Ergänzung zu den Fugenausbildungen nach Beadle und Guy [Bea67] wird in Abbildung 2-2 die Trockenfuge mit einer externen Vorspannung dargestellt. Diese Ausführungsart kommt ebenfalls aus dem Brückenbau und findet dort vielfach Anwendung. Die Ausbildung der Fugen im Turmbau unterscheiden sich zu den im Brückenbau durch die fehlenden Schubnocken und durch eine geschliffene Oberfläche [Ber11; Bög11a; Bög13].

2.3 Schubkraftübertragung in Segmentfugen¹

Allgemeine Untersuchungen zur Kraftübertragung in Fugen des Segmentbaus wurden u. a. von Specker [Spe01a] und In-Hwan [In-13] durchgeführt. Der signifikante Unterschied zu den in der Literatur festgehaltenen Forschungsarbeiten und der hier vorliegenden Arbeit liegt in der Fugenausbildung und in dem zu entwickelnden Tragmodell. Es handelt sich um eine geschliffene Fuge, welche weder eine gewellte noch eine mit Schubnocken ausgebildete Verzahnung besitzt. Die in der Vergangenheit durchgeführten Untersuchungen in Bezug auf die Schub- und Torsionstragfähigkeit von Segmentbrücken [Hua94; Shi16; Yua13] beziehen sich in der Regel auf eine verzahnte Fuge. Die über die Fuge übertragbaren Schubkräfte werden wie bei einer ebenen Fuge über das Coulombsche Haftreibungsgesetz berechnet, da sich der Beginn des Versagens einer Trockenfuge ohne Verklebung durch Mörtel oder Epoxidharz durch das Abgleiten der Fuge abzeichnet. Der versuchstechnisch ermittelte Reibbeiwert [Buy90; Hua94; Rob93], welcher zum einen in der amerikanischen Norm „Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges“ [AAS 99] mit $\mu = 0,6$ und nach dem Merkblatt [DBV 99] mit $\mu = 0,7$ festgeschrieben wurde, weicht von den Werten des Eurocodes ab. Die Werte liegen nach dem Eurocode 2 [EC2 11] im Bereich einer „glatten“ bzw. „rauen“ Fuge und somit höher als für eine geschalte Oberfläche üblich.

In den derzeitigen Bemessungsansätzen von Segmentfugen im Brückenbau wird die Schubkraftübertragung ohne eine Interaktion mit dem gleichzeitig einwirkenden Biegemoment berücksichtigt [Shi16]. Die Vorspannung wird als mittlere Normalspannung sowohl für den Nachweis der Querkraft als auch der Torsion berücksichtigt.

In der derzeitigen Bemessung von reibbehafteten, torsionsbeanspruchten Segmentfugen von Kreisringen wird auf eine solche Interaktion ebenfalls verzichtet. Nach den aktuellen Torsionstheorien stellt sich bei einer geschlossenen, überdrückten Fuge aufgrund des Kreisringquerschnittes unter der Voraussetzung eines dünnwandigen Querschnittes ein gleichmäßiger Schubfluss ein. Dieser über die Schalendicke konstante Schubfluss lässt sich anhand der 1. Bredtschen Formel über das Einwirkende Torsionsmoment T und die über die Wandungsmittellinie eingeschlossene Fläche A_m ermitteln:

$$t = \frac{T}{2 \cdot A_m} \quad 2.1$$

¹ Auszüge des Kapitels wurden bereits von Hartwig und Marx [Har17] veröffentlicht.

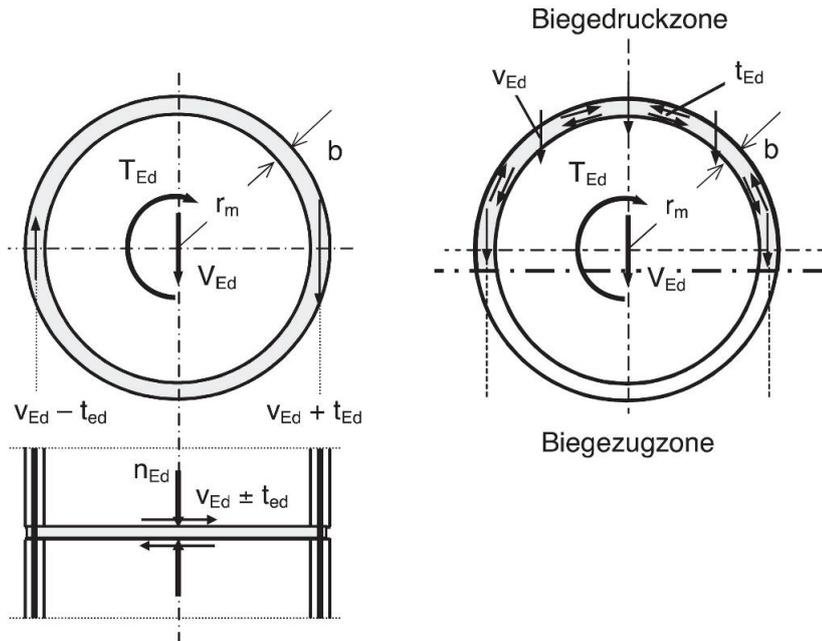


Abbildung 2-4: Bemessungsansatz nach [Ber11] für geschlossene(links) und klaffende Fugen (rechts)

Kommt es jedoch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) zu einem Aufklaffen der Fuge, sind gemäß Grünberg und Göhlmann [Ber11] die ertragbaren Schubspannungen nach der Saint-Venantschen Torsionstheorie für dünnwandig offene Querschnitte zu ermitteln und es kommt in der Folge zu einem sehr starken Abfall der zulässigen Torsionstragfähigkeit. Wegen des „scheinbar offenen Querschnitts“ in der Fuge kann sich nach dieser Theorie kein umlaufender Schubfluss mehr einstellen.

Die gleichzeitig zu berücksichtigende Schubspannungen aus Querkraftbeanspruchungen werden als quadratische Überlagerung den zulässigen Werte gegenübergestellt. In der weiteren Betrachtung wird die Beanspruchung aus Querkraften jedoch nicht weiter untersucht und der Fokus auf die Torsionsbeanspruchungen gelegt. Diese Zusammenhänge und der zugehörige Bemessungsansatz sind von Grünberg und Göhlmann [Ber11] dargestellt worden (siehe Abbildung 2-4). Die Bemessungsgleichung für Schubfugen nach [EC2 11] ist hier sinngemäß anzuwenden. Die aufnehmbare Schubspannung $v_{Rd,i}$ über die Wandstärke b ergibt sich in Trockenfugen aus der Normalspannung σ_N multipliziert mit dem Reibbeiwert μ . Der Anteil der Kohäsion c multipliziert mit der Bemessungszugfestigkeit des Betons f_{ctd} entfällt in Trockenfugen.

$$v_{Rd,i} = (c \cdot f_{ctd} - \mu \cdot \sigma_N) \cdot b \quad 2.2$$

Der Reibbeiwert als maßgebende Größe in der Kraftübertragung von ebenen Trockenfugen wird in der Bemessung grundlegend nach den aktuellen Normwerten angesetzt. Unter der Annahme eines Reibbeiwertes entsprechend dem Eurocode 2 [EC2 11] von $\mu = 0,5$ für eine sehr glatte Fuge

ermitteln sich die Beanspruchungen in Umfangsrichtung t_{Ed} aufgrund einer Torsionseinwirkung T_{Ed} bei einer geschlossenen Fuge wie folgt:

$$t_{Ed} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot \pi \cdot r_m^2} \quad 2.3$$

Wird beachtet, dass der maximal aufnehmbare Schubfluss t_{Rd} gleich der in der Fuge vorherrschenden Normalspannung σ_N aus der Normalkraft unter Berücksichtigung des Reibbeiwertes μ bezogen auf die Wanddicke b ist

$$t_{Rd} = \sigma_N \cdot \mu \cdot b, \quad 2.4$$

ergibt sich das ertragbare Torsionsmoment T_{Rd} zu:

$$T_{Rd} = \sigma_N \cdot \mu \cdot b \cdot 2 \cdot \pi \cdot r_m^2. \quad 2.5$$

Mit dem Ersetzen der Querschnittsfläche A

$$A = r_m \cdot \pi \cdot 2 \cdot b \quad 2.6$$

ergibt sich

$$T_{Rd} = \sigma_N \cdot A \cdot \mu \cdot r_m = N \cdot \mu \cdot r_m. \quad 2.7$$

Bei einer Klaffung der Fuge ergeben sich die Gleichungen zur Bemessung für den überdrückten Bereich grundlegend auch nach Formel 2.2 unter der Berücksichtigung der veränderlichen Biegedruckspannungen.

$$\sigma_{Nd} = \sigma_{cd} \cdot (r_m \cdot \cos \varphi) \leq f_{cd} \quad 2.8$$

Die maximal aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,i}$ in der Fuge ermittelt sich aus der Gesamtdruckkraft F_{cd} (Eigengewicht, Vorspannung) in der Fuge und dem Reibbeiwert μ zu:

$$V_{Rd,i} = -\mu \cdot F_{cd} \quad 2.9$$

Unter der Annahme eines Saint-Venantschen Widerstandsmomentes erfolgt die Ermittlung der Torsionswiderstandes $t_{Rd(i)}$ in der Fuge wie folgt:

$$t_{Rd(i)} = -\mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot \frac{b^2}{3} \quad 2.10$$

bzw. die Gesamttorsionstragfähigkeit $T_{Rd(i)}$ zu

$$T_{Rd(i)} = -\mu \cdot F_{cd} \cdot \frac{b}{3}. \quad 2.11$$

2.4 Reibung in Segmentfugen²

In der Vergangenheit wurde eine Vielzahl von Versuchen zur Schubtragfähigkeit von Betonfugen bei unterschiedlichen Betonoberflächen durchgeführt (siehe u. a. [Mül09; Pla16]). Die Versuche bezogen sich größtenteils auf Fugen zwischen einem Betonfertigteile und einer nachträglich aufgetragenen Ortbetonschicht. Dabei setzt sich die Schubtragwirkung aus mehreren Traganteilen zusammen. Einen Traganteil bildet der sogenannte Haftverbund, der durch das Aufbringen eines Frischbetons auf einen erhärteten Beton entsteht und durch die Oberflächeneigenschaft (sehr glatt bis verzahnt) beeinflusst wird. Einen weiteren Anteil bildet die Dübelwirkung der Bewehrung, welche die Fuge kreuzt. Den letzten Traganteil bildet die Reibkraft, die aus einer senkrecht zur Fuge wirkenden Spannung erzeugt wird. Zusammengefasst werden diese Versuchsergebnisse in [Zil07]. Dieser Bericht führte zur Festlegung der Reib- und Verbundbeiwerte im nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-1 zur Bemessung von Schubfugen. Die dort angegebenen Werte für den Reibbeiwert reichen von $\mu = 0,5$ bei sehr glatten Fugen bis hin zu $\mu = 0,9$ bei verzahnten Fugen.

Im reinen Fertigteilebau wurden ebenfalls Fugenuntersuchungen bei unterschiedlichen Fugenoberflächen durchgeführt (siehe u. a. [Pla15] und [Put15]). Der Unterschied zu den eingangs genannten Forschungsarbeiten und der Betrachtung einer trockenen, geschliffenen Fuge liegt in den Traganteilen der Fuge. So können geschliffene Trockenfugen im reinen Fertigteilebau ausschließlich über den Reibungsanteil Tragfähigkeiten entwickeln. In den Fugen ist weder ein Haftverbund noch ein Traganteil aus Dübelwirkungen ansetzbar. Weiter ist fraglich, ob eine geschliffene Betonoberfläche als eine sehr glatte Oberfläche angesehen werden kann. Erkenntnisse im Bereich der Reibbeiwerte bei Fertigteilen mit geschliffenen Fugen wurden von [Tue10] gewonnen. Bei diesem unveröffentlichten Bericht handelt es sich um Ergebnisse von Zulassungsversuchen für Trockenfugen bei segmentierten Türmen der Firma Max Bögl Wind AG. Die ermittelten Reibbeiwerte lagen zwischen $\mu = 0,68$ und $\mu = 0,72$. Am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover wurden ebenfalls Reibversuche an trockenen, geschliffenen Fugen mit einem Beton der Festigkeitsklasse C70/85 durchgeführt [Har19a]. Der Versuchsaufbau (Abbildung 2-5) bestand jeweils aus drei aufeinander gestapelten Probekörpern mit einer Größe von jeweils $B/L/H = 150/150/100$ mm. Die ermittelten (charakteristischen) Reibbeiwerte befinden sich im Bereich zwischen $\mu = 0,53$ und $\mu = 0,87$ und bestätigten damit den in der [EC2 11] festgeschriebenen Wert für sehr glatte Fugen von $\mu = 0,5$, welcher zur Zeit für die rechnerische Bestimmung der Tragfähigkeit von geschliffenen Segmentfugen angesetzt wird.

² Auszüge des Kapitels wurden bereits von Hartwig und Marx [Har19a] veröffentlicht.

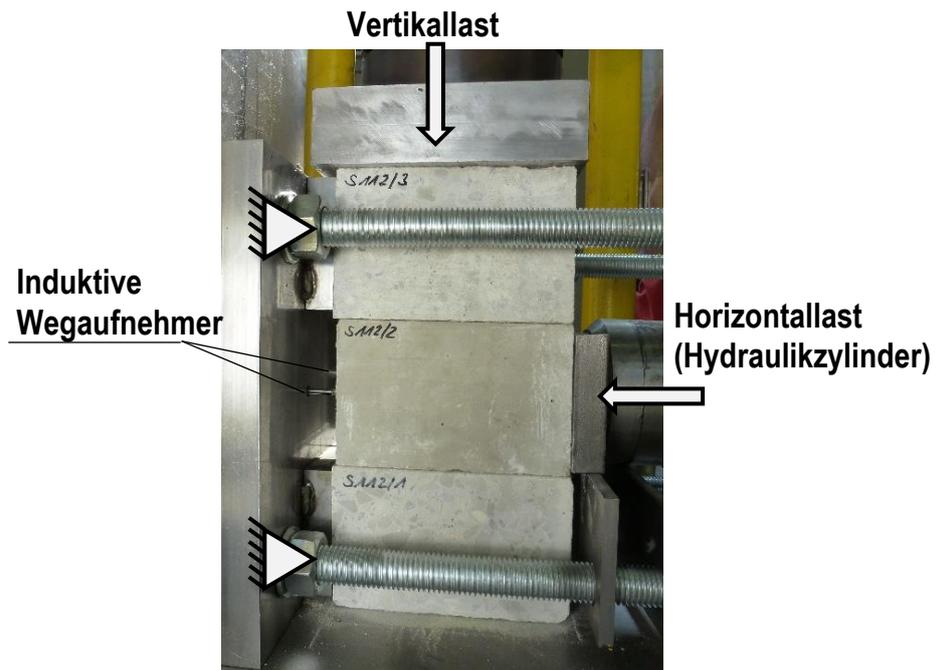


Abbildung 2-5: Versuchsaufbau der Reibversuche [Har19a]

Unter Beachtung der in Abbildung 2-6 dargestellten Ergebnisse kann davon ausgegangen werden, dass sich der Reibbeiwert unter ansteigender Last konstant verhält. Dieses Verhalten zeigt sowohl der gleichmäßige Anstieg der Schubspannungen im Verhältnis zu den Normalspannungen als auch die Tatsache, dass sich die Reibbeiwerte bei ausmittiger Lasteinleitung unter Betrachtung einer natürlichen Streuung gleich den Werten ohne Ausmitte einstellen. Dies ist auch bekannt als „Amontons' Gesetz“ [Pop15].

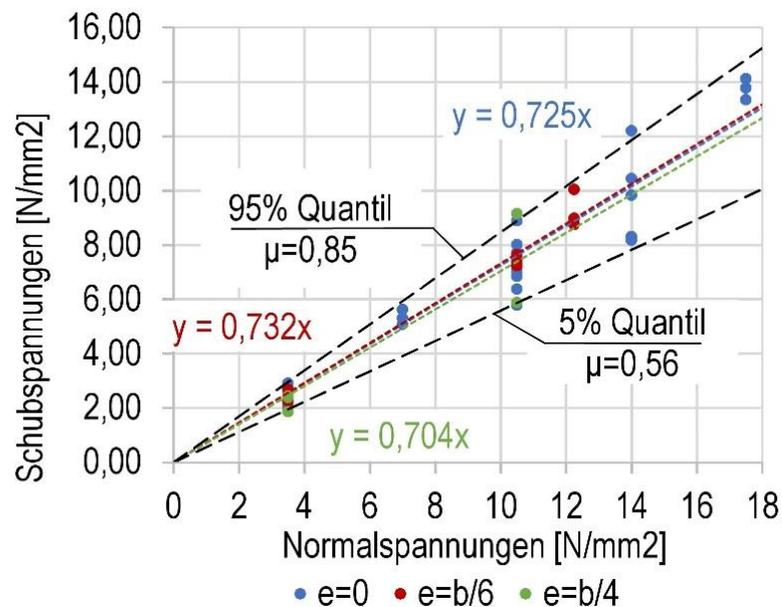


Abbildung 2-6: Versuchsergebnisse statischer Reibversuche [Har19a]

3 Verwendete Methoden und Verfahren

3.1 Materialverhalten von Beton und Stahlbeton

„Stahlbeton ist ein stark inhomogener Verbundbaustoff mit nichtlinearem Verhalten“ [Bin15]. Die Bestandteile Stahl und Beton wirken in ihrer Tragwirkung entsprechend ihrer charakteristischen Eigenschaften. Der „druckfeste Beton“ nimmt vornehmlich die Druckkräfte und der „zugfeste Stahl“ in der Regel die Zugkräfte in einer Konstruktion auf [Bin15]. Die Stahleinlagen in einem Stahlbetonteil werden durch Bewehrungsstäbe realisiert. Eine gemeinsame Tragwirkung der beiden Materialien wird erst durch den Verbund zwischen dem Stahl und dem Beton ermöglicht. Dieser Verbund wird durch eine gerippte Oberfläche der Stahlbewehrung erreicht. Der große Vorteil des Verbundbaustoffes ist die freie Formbarkeit des Frischbetons durch die Schalung. Es ist möglich, Querschnitte und Formen dem Schnittgrößenverlauf der Gesamtkonstruktion anzupassen [Zil06].

3.1.1 Beton

Beton ist ein heterogenes Materialgemisch aus Zement, Gesteinskörnung, Wasser und evtl. Zusatzmitteln bzw. Zusatzstoffen [Bin15]. Durch das Erhärten des Zementleims (Gemisch aus Wasser und Zement) entsteht durch Hydratation Zementstein, welcher die einzelnen Gesteinskörner miteinander verbindet und dem Beton seine Festigkeit verleiht. Die wichtigste Eigenschaft des Betons ist die Druckfestigkeit, die sich aus den Qualitäten und den Mischungsverhältnissen der einzelnen Komponenten des Frischbetons ergibt. Für die Tragfähigkeitsanalyse von Betonquerschnitten bzw. Betonbauwerken ist ebenfalls die Beziehung zwischen der Spannung und der Dehnung unter einer Belastung entscheidend. In der Abbildung 3-1 ist exemplarisch eine Spannungs-Dehnungs-Linie für einen Beton unter Druckbelastung dargestellt. Zur Vereinfachung von Berechnungen des Verformungsverhaltens ist es möglich, die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Materials als Elastizitätsmodul (E-Modul) zu ermitteln bzw. zu beschreiben [Baa17]. Über die Dehnung des Beton unter einer Belastung des 0,4-fachen Wertes der Betondruckfestigkeit wird nach dem Eurocode 2 [EC2 11] der mittlere E-Modul bestimmt (siehe Abbildung 3-1). Diese Annahme ist für niedrige Spannungsniveaus eine gute Näherung, jedoch nicht für die Abbildung des nichtlinearen Verhaltens des Betons im höheren Beanspruchungsbereich. Neben der Verwendung der vereinfachten Annahme des E-Moduls sind alle Vereinfachungen nach dem Eurocode 2 [EC2 11] zulässig, die gleichwertig bzw. konservativer als die tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Linie sind.

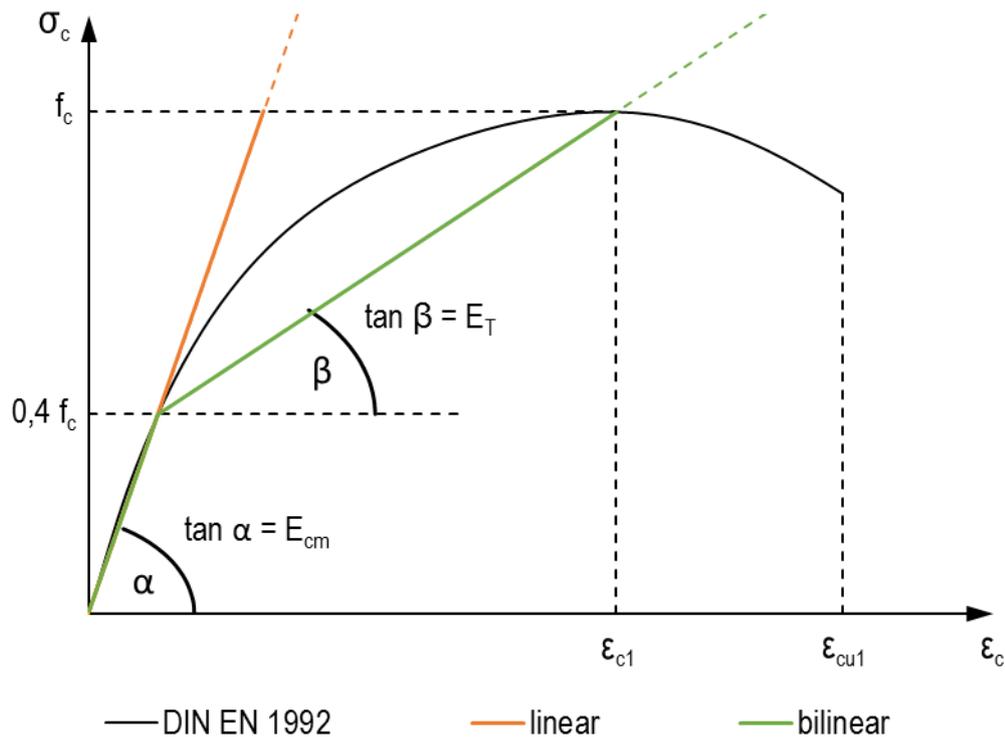


Abbildung 3-1: Spannungs-Dehnungs-Linie von einem Beton unter Druckbelastung mit zwei vereinfachten Annahmen des Materialverhaltens

In der Abbildung 3-1 wird neben der Kurve nach dem Eurocode 2 [EC2 11] und der Verwendung eines mittleren E-Moduls E_{cm} auch das Materialverhaltens als bilinear dargestellt. Im ersten Bereich des Kurvenverlaufes entspricht das Spannungs-Dehnungsverhalten dem mittleren E-Modul des Betons. Im weiteren Verlauf wird ab einer Spannung entsprechend des 0,4-fachen Wertes der Betondruckfestigkeit ein Tangentenmodul E_T bis zur Erreichung des maximalen Wertes der Betondruckfestigkeit in Ansatz gebracht. Hintergrund dieses vereinfachten Verfahrens ist in erster Linie die Berücksichtigung des linearen Verhaltens im Bereich geringer Spannungen und gleichzeitig eine einfache Berücksichtigung von nichtlinearen Effekten des Betontragverhaltens.

3.1.2 Betonstahl

Als Betonstahl werden stabförmige Bewehrungsstähle aus speziellen Stahlsorten bezeichnet, die als Einlagen in Betonbauteilen dienen. Die Aufgabe des Betonstahls im Stahlbetonbauteil ist die Aufnahme entstehender Zugkräfte bzw. Zugspannungen. In der Regel kommt unter der Anwendung des Eurocodes 2 [EC2 11] nur Stahl mit einer charakteristischen Streckgrenze (f_{yk}) von 500 N/mm² zum Einsatz (Betonstahl B500). Geregelt wird die Herstellung und die Anwendung von Betonstahl in [DIN 488].

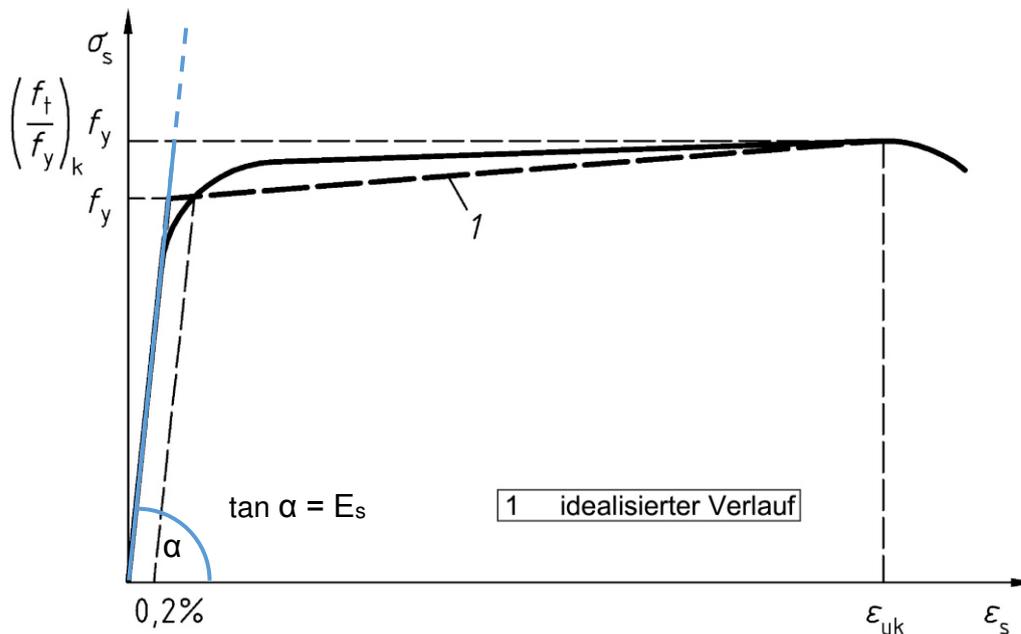


Abbildung 3-2: Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Schnittgrößenermittlung in Anlehnung an Baar und Ebeling [Baa17]

Die Übertragung der im Beton vorherrschenden Beanspruchungen auf den Betonstahl erfolgt über den Verbund zwischen dem Stahl und dem Beton. Erreicht wird dieser Verbund über die auf den Bewehrungsseisen aufgewalzten Rippen. Je nach Herstellung kann die Rippengeometrie voneinander abweichen.

Wie auch beim Beton ist das Verhalten zwischen Spannung und Dehnung für die Tragwirkung bzw. das Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen entscheidend. In der Abbildung 3-2 ist eine Spannungs-Dehnungs-Linie eines Betonstahls dargestellt. Zur Vereinfachung sieht die Norm einen idealisierten Verlauf im Sinne eines bilinearen Materialverhaltens vor, welcher ebenfalls eingezeichnet ist [Baa17]. In der vorliegenden Arbeit spielt das Dehnungsverhalten des Bewehrungsstahls eine untergeordnete Rolle. Aus diesem Grund wird das Materialverhalten in der Regel als linear-elastisch unter der Verwendung des Elastizitätsmoduls E_s und einer Begrenzung der Spannungen auf die Streckgrenze f_y des Materials angenommen. Im Kapitel 7.3 erreicht der Bewehrungsstahl in den Simulationen aufgrund von Rissbildungen im Beton die Streckgrenze. Daraufhin erfolgt eine Erweiterung der Spannungs-Dehnungs-Linie als bilineares Materialverhalten.

3.1.3 Verhalten des Verbundbaustoffes

Unter der Betrachtung eines biegebeanspruchten Bauteils kann das Tragverhalten in zwei wesentliche Zustände unterteilt werden.

Als Zustand I wird ein Stahlbetonquerschnitt bezeichnet, der unter der gegebenen Beanspruchung am gezogenen Rand die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten hat.

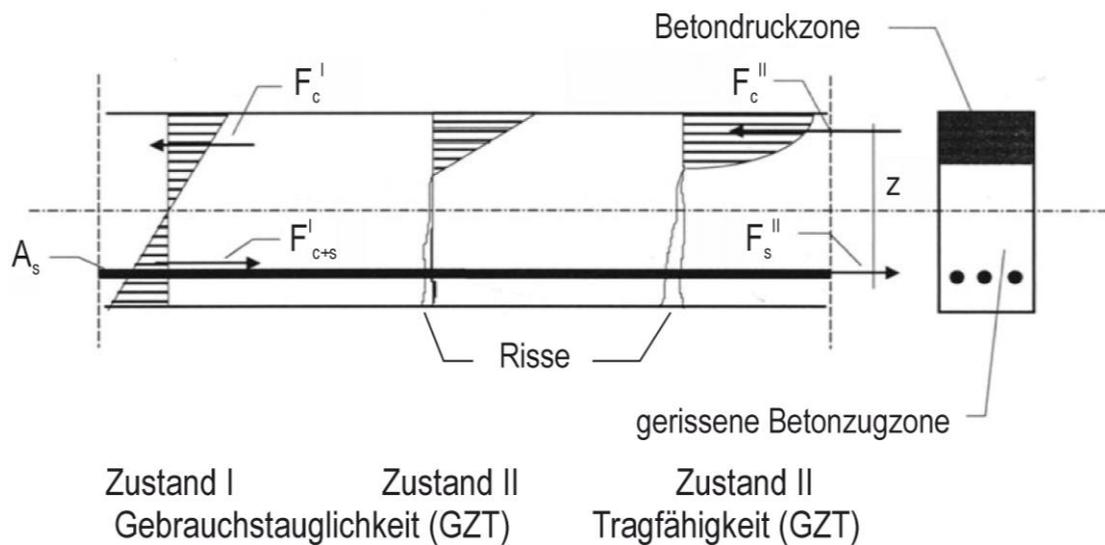


Abbildung 3-3: Spannungszustände eines auf Biegung belasteten Balkens [Bin15]

Der Querschnitt ist somit ungerissen und der Beton sowie der Betonstahl sind im Dehnungsverhalten auf Höhe der Bewehrung gleich ($\varepsilon_c = \varepsilon_s$). Wie in Abbildung 3-3 (Zustand I) dargestellt, wird im Querschnitt eine lineare Spannungsverteilung angenommen. Dieser Zustand gilt nur für sehr geringe Beanspruchungen unterhalb des Rissmomentes [Zil06]. Der Zustand II beschreibt das Tragverhalten eines Stahlbetonbauteils im gerissenen Zustand. Sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, kommt es zu Rissbildungen und zur Umlagerung der Spannungen im Querschnitt. Die Zugspannungen werden nur noch durch die Bewehrung aufgenommen. Auf der Druckseite konzentrieren sich die Spannungen in der Betondruckzone.

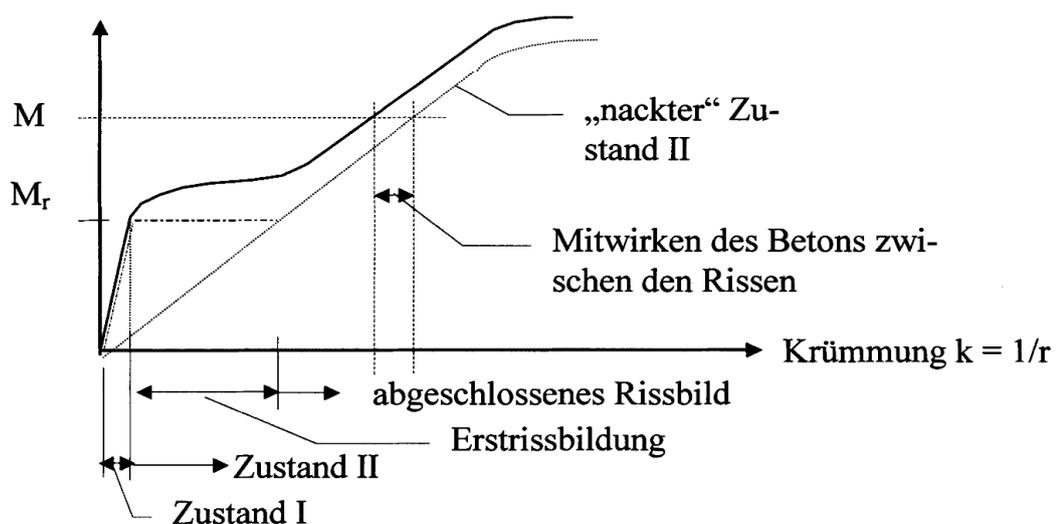


Abbildung 3-4: Momenten-Krümmungsbeziehung (qualitativ) aus [Bin15]

Die inneren Kräfte im Querschnitt lassen sich nun auf ein Kräftepaar reduzieren, bestehend aus der Stahlzugkraft und der resultierenden Betondruckkraft [Bin15]. Durch das Erreichen des Rissmomentes M_r , beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II, kommt es zu einem deutlichen Steifigkeitsabfall wie in der Abbildung 3-4 gezeigt. Die Abbildung stellt den Zusammenhang zwischen einem einwirkenden Biegemoment und der verschmierten Krümmung in einem Balkenabschnitt dar. Aus dem Grunde, dass sich die Risse nicht beliebig dicht nebeneinander ausbilden, setzt sich die Kurve aus verschiedenen Zuständen der Rissbildung zusammen. In einem Rissquerschnitt ist der „nackte“ Zustand II vorherrschend, wohingegen sich zwischen den Rissen auch Abschnitte im Zustand I befinden. Diese Art des Verhaltens resultiert aus dem Verbund der Bewehrung mit dem Beton und wird in Abbildung 3-5 dargestellt [Zil06].

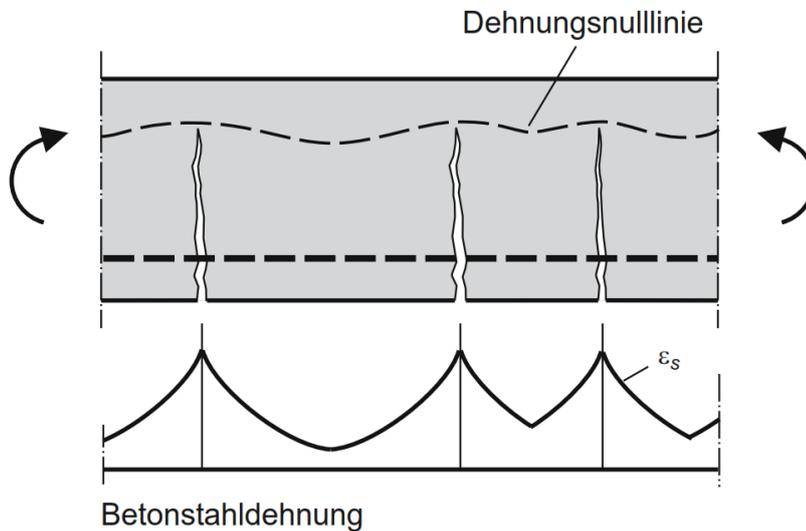


Abbildung 3-5: Verlauf der Betonstahldehnungen zwischen den Rissen im konstanten Momentenbereich [Zil06]

3.2 Numerische Berechnungen

3.2.1 Kontakte in der FE-Analyse

Zur numerischen Berechnung von Kontaktbedingungen zwischen zwei Oberflächen sind spezielle Elemente (Kontaktelemente) erforderlich. Diese sind in der Lage, die Randbedingungen und das Verhalten eines solchen Kontaktes zu beschreiben. Die in dieser Arbeit verwendeten Kontakte sind als "Punkt-zu-Oberfläche-Kontakt" definiert (siehe Abbildung 3-6). Die Oberfläche 1 wird als Master bezeichnet und auf einen Kontakt mit einem Knoten der Oberfläche 2 der sogenannten Slave-Seite hin überprüft [Rus16]. Die Master-Fläche sollte in einer Simulation die steifere und gröber diskretisierte Fläche sein, um Konvergenzprobleme zu reduzieren [Nas12]. Da die hier simulierte Kontaktflächen jeweils gleiche Randbedingungen und Steifigkeiten aufweisen, ist es unerheblich, welche Seite als Master- oder als Slave-Fläche definiert wird.

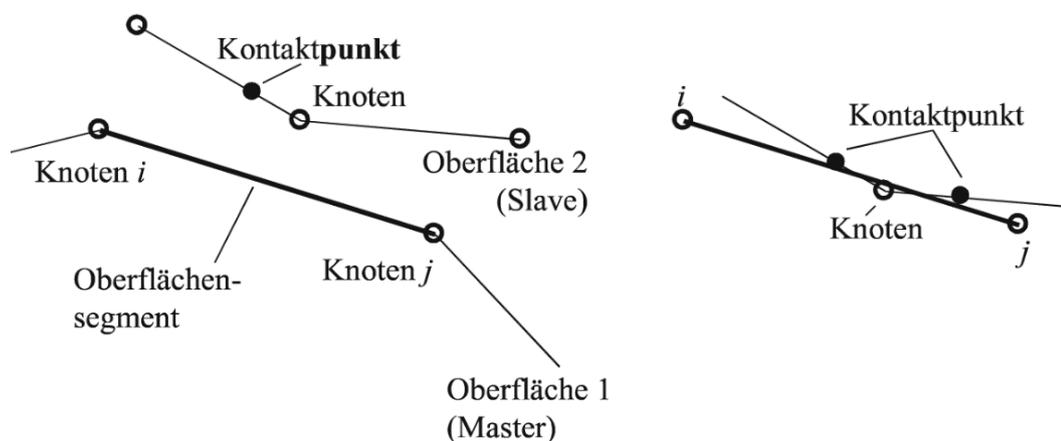


Abbildung 3-6: Punkt-zu-Oberfläche-Kontakt aus [Rus16]

Grundlegend handelt es sich bei Berechnungen mit Kontakten um nichtlineare Berechnungen, welche einen entsprechend aufwändigen Iterationsprozess erforderlich machen. Erst durch eine erste Berechnung des Systems wird klar, inwieweit der zuvor angenommene Kontaktstatus zutrifft. Gegebenenfalls muss der Status korrigiert und die Berechnung wiederholt werden [Nas12]. Deutlicher wird diese Problematik an dem nachfolgend skizzierten Beispiel [Rus16].

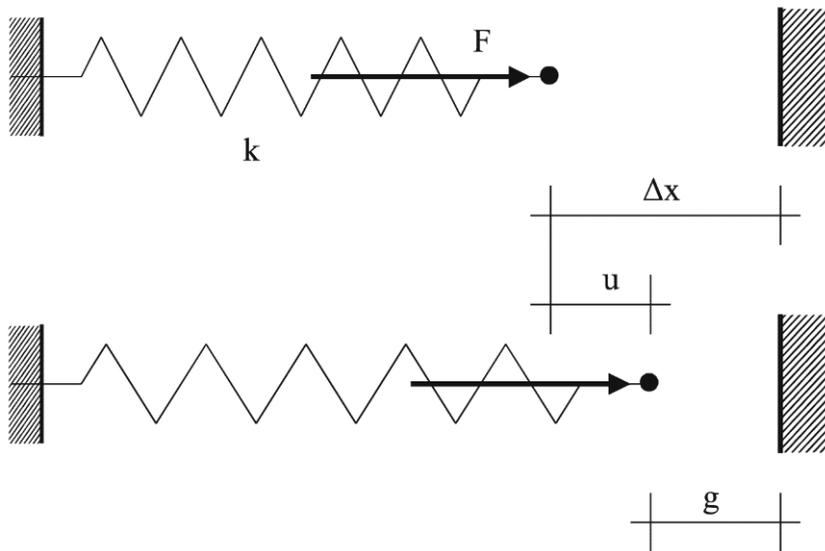


Abbildung 3-7: Kontakt-Modellproblem [Rus16]

Die Kraft F wirkt auf die dargestellte Feder mit der Steifigkeit k ein. Das Hindernis in der Entfernung Δx ist als starr definiert. Ohne das Hindernis würde die mathematische Beziehung zwischen der Kraft und der Verschiebung wie folgt lauten:

$$F = k \cdot u \quad 3.1$$

Solange der Abstand g größer oder gleich null ist, gilt folgende Beziehung:

$$g = \Delta x - u \geq 0 \quad 3.2$$

Es wird von einem offenen Kontakt gesprochen. Sobald $u = \Delta x$ ist, handelt es sich um einen geschlossenen Kontakt und die Körper berühren sich. Erst wenn sich in einem nicht beschränkten System $g < 0$ einstellt, muss die Gültigkeit wie folgt erzwungen werden.

$$g = 0 \quad 3.3$$

Es kommt zu einer Kontaktkraft F_c , die als Druckkraft negativ definiert ist.

$$F_c = k \cdot \Delta x - F \quad 3.4$$

Die Berechnung als geschlossener Kontakt kann durch unterschiedliche Methoden erfolgen. Die in der angewandten Berechnungssoftware ANSYS möglichen Methoden werden nachfolgend genannt. Als Standardeinstellung

ist das Augmented-Lagrange-Verfahren gewählt. Eine weitere Möglichkeit bietet die Penalty-Methode oder auch die Multi-Point Constraints (MPC) – die direkte Einführung von Nebenbedingungen in das Gleichungssystem. Eine Kombination aus zwei Verfahren bietet die dritte Möglichkeit, die sich dem Lagrange-Verfahren in der Normalenrichtung und der Penalty-Methode in tangentialer Richtung des Kontaktes bedient. Als letzte Methode ist die Lagrange-Multiplier-Methode wählbar [ANS18]. Da es sich bei den verwendeten Kontakten sowohl um Druckkontakte als auch Reibkontakte in tangentialer Richtung handelt, dezimiert sich bereits die Zahl der sinnvollen Möglichkeiten der Kontaktsimulation. Oft genutzt und als sinnvoll erwiesen hat sich die Penalty-Methode zur Verwendung sowohl in Normalen- als auch in Tangentialrichtung [Nas12].

Die verwendete Penalty-Methode, bei der das Gleichgewicht über die Größe der potentiellen Energie W beschrieben wird, erfährt Gleichgewicht beim Erreichen des Minimums der potenziellen Energie (Prinzip vom Minimum der potenziellen Energie). Bei einem offenen Kontakt gilt folgende Gleichung für das Beispielsystem aus Abbildung 3-7:

$$W = \frac{1}{2} \cdot k \cdot u^2 - u \cdot F \rightarrow Min. \quad 3.5$$

Kommt es zu einer Verletzung der Kontaktbedingung ($g < 0$), wird ein zusätzlicher Strafterm (Penalty) ergänzt und die potenzielle Energie ergibt sich zu:

$$W = \frac{1}{2} \cdot k \cdot u^2 - u \cdot F + \frac{1}{2} \cdot \varepsilon \cdot g^2 \rightarrow Min. \quad 3.6$$

Die enthaltene Penalty-StEIFigkeit ε wird nachfolgend erläutert. Das Minimum der potenziellen Energie aus Formel 3.6 wird erreicht, wenn

$$\frac{\partial W}{\partial u} = \frac{\partial}{\partial u} \left[\frac{1}{2} k u^2 - u F + \frac{1}{2} \varepsilon (\Delta x - u)^2 \right] = 0 \quad 3.7$$

$$k u - F - \varepsilon (\Delta x - u) = 0$$

$$k u - F - \varepsilon \cdot \Delta x + \varepsilon u = 0$$

$$(k + \varepsilon) \cdot u = F + \varepsilon \cdot \Delta x$$

$$u = \frac{F + \varepsilon \cdot \Delta x}{k + \varepsilon} \quad 3.8$$

Wenn eine Eindringung vorliegt ($g < 0$), ist

$$F > k \cdot \Delta x \quad 3.9$$

unter einer einwirkenden Kraft F

$$F = 1,5 \cdot k \cdot \Delta x \quad 3.10$$

ergibt sich aus Formel 3.8 und 3.10 die Verformung u zu

$$u = \frac{1,5 \cdot k \cdot \Delta x + \varepsilon \cdot \Delta x}{k + \varepsilon} = \frac{1,5 \cdot k + \varepsilon}{k + \varepsilon} \cdot \Delta x \quad 3.11$$

Unter der Annahme einer sehr kleinen Penalty-Steifigkeit $\varepsilon \ll k$ ergibt sich die Verformung zu

$$u \rightarrow 1,5 \cdot \Delta x \quad 3.12$$

Somit hätte das Hindernis keinen Einfluss und es würde sich keine Kontaktkraft einstellen. Wenn der Penalty-Parameter gegen unendlich strebt $\varepsilon \gg k$, wäre die Kontaktbedingung vollständig erfüllt.

$$u \rightarrow \Delta x \quad 3.13$$

Da dies aus numerischen Gründen nicht möglich ist, muss es zu einer Eindringung g in das starre Hindernis kommen (siehe Abbildung 3-8).

$$g = \left(1 - \frac{1,5 \cdot \Delta x + \varepsilon}{k + \varepsilon}\right) \cdot \Delta x \quad 3.14$$

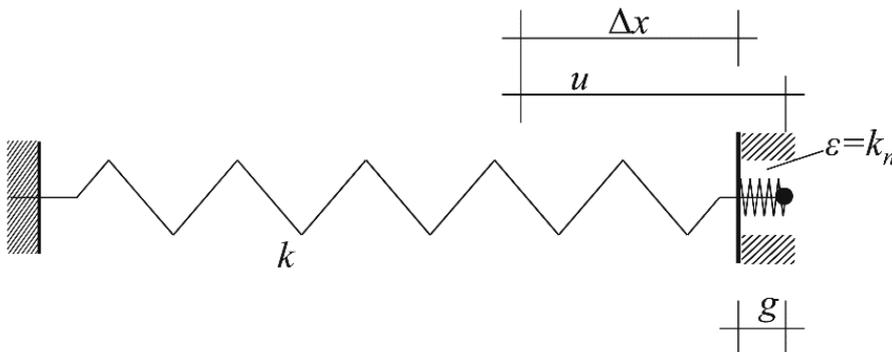


Abbildung 3-8: Penalty-Steifigkeit nach [Rus16]

Bei einem Vergleich zwischen dem Verhältnis zwischen ε und k und einer zu erfüllenden Verschiebung ist ein Verhältnis von 100 sinnvoll, um eine ausreichend genaue Kontaktbedingung zu erhalten [Rus16]. Unter der Betrachtung, dass g eine Länge ist, und der Strafterm $\frac{1}{2} \cdot \varepsilon \cdot g^2$ mit einer Federenergie verglichen wird, wird deutlich, dass diese formal gleich sind und somit als Federsteifigkeit k_n in Normalenrichtung interpretiert werden kann:

$$\varepsilon = k_n \quad 3.15$$

Die zu ermittelnde Kontaktkraft ergibt sich damit zu

$$F_c = k_n \cdot g(u) \quad 3.16$$

und unter der Anwendung der Formeln 3.2 und 3.8 folgt

$$F_c = k_n \cdot (\Delta x - u) = k_n \cdot \left(\Delta x - \frac{F + k_n \cdot \Delta x}{k + k_n} \right) \quad 3.17$$

$$\begin{aligned} &= k_n \cdot \Delta x - \frac{k_n}{k + k_n} \cdot F - \frac{k_n^2}{k + k_n} \cdot \Delta x \\ &= \left(k_n - \frac{k_n^2}{k + k_n} \right) \cdot \Delta x - \frac{k_n}{k + k_n} \cdot F \\ &= \frac{k_n \cdot (k + k_n) - k_n^2}{k + k_n} \cdot \Delta x - \frac{k_n}{k + k_n} \cdot F \end{aligned}$$

$$F_c = \frac{k_n \cdot k}{k + k_n} \cdot \Delta x - \frac{k_n}{k + k_n} \cdot F \quad 3.18$$

Unter der Annahme, dass $k_n \gg k$, tendiert der Wert der Kontaktkraft F_c zu dem Wert aus Formel 3.4.

Zur Simulation der Reibung in der Fuge ist zusätzlich zu der Normalenrichtung auch eine Kontaktbedingung in tangentialer Richtung der Fuge erforderlich. Die tangentielle Richtung kann ebenfalls durch die aufgezählten Verfahren berechnet werden [Nas12]. Auch hier wurde auf das Penalty-Verfahren zurückgegriffen. Zusätzlich wurde der Kontakt mit dem Coulombschen Reibgesetz belegt, nach dem die Reibkraft F_R kleiner sein muss als die einwirkende Kontaktkraft F_c (als Druckkraft negativ) multipliziert mit dem Reibbeiwert μ [Rus16].

$$F_R \leq -\mu \cdot F_C \quad 3.19$$

Kommt es zu einer Überschreitung der Reibkraft, gleitet der Kontakt ab und findet in der numerischen Berechnung keine Konvergenz. Dieses starrplastische Verhalten ist in der Abbildung 3-9 dargestellt.

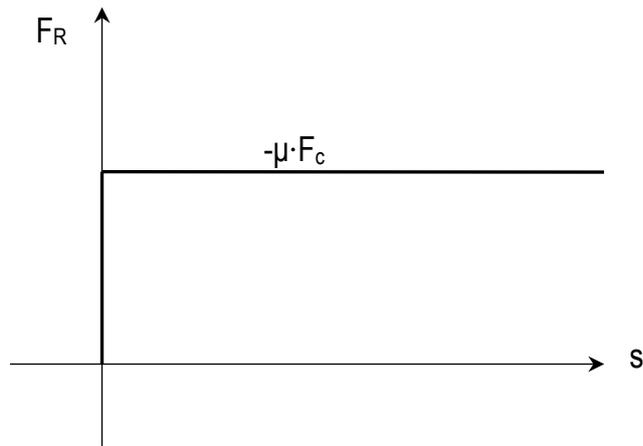


Abbildung 3-9: Starrplastische Kontaktcharakteristik eines Reibkontaktes [Rus16]

4 Modellentwicklung

4.1 Grenzen der aktuellen Theorie³

Unter Anwendung der Gleichungen 2.7 und 2.11 stellt Abbildung 4-1 den Verlauf des maximal aufnehmbaren Torsionsmomentes unter Einwirkung eines Biegemomentes dar. Der sprunghafte Übergang zwischen beiden aktuellen Torsionstheorien ist deutlich zu erkennen. Im vorderen Teil der Kurve führt das Biegemoment noch nicht zur Klaffung der Fuge und das ertragbare Torsionsmoment bleibt konstant bei einem Wert. Kommt es jedoch zu einer weiteren Steigerung des Biegemomentes, beginnt die Fuge zu klaffen und das rechnerisch ermittelte Torsionsmoment bricht um ein Vielfaches ein.



Abbildung 4-1: Ertragbares Torsionsmoment (normiert) unter ansteigendem Biegemoment

Schon der Verlauf der Kurve in Abbildung 4-1 lässt erkennen, dass es sich aufgrund des sprunghaften Übergangs zwischen einer geschlossenen und einer klaffenden Fuge um eine Näherung bzw. um eine grobe Annahme der zurzeit gültigen Theorien handelt. Bei einer genauen Betrachtung der Situation fällt auf, dass es sich bei dem offenen Fugenquerschnitt nicht um einen offenen Stabquerschnitt im Sinne der Saint-Venantschen Torsionstheorie handelt. So kommt es lediglich auf wenigen Millimetern zu der beschriebenen Querschnittsänderung, direkt oberhalb und unterhalb der Fuge ist weiterhin ein geschlossener Querschnitt vorhanden. Durch diese Gegebenheit kommt es zu gravierenden Verletzungen der zur Berechnung von dünnwandigen offenen Querschnitten nach Saint-Venant definierten Randbedingungen [Mah15].

³ Auszüge des Kapitels wurden bereits von Hartwig und Marx [Har17] veröffentlicht.

Eine dieser Bedingungen beschreibt die freie Verformbarkeit des Querschnittes in Längsrichtung der Drehachse. Diese Verwölbung kann sich jedoch aufgrund der angrenzenden, geschlossenen Ringe nicht einstellen.

Eine weitere gravierender Fehleinschätzung besteht in der Annahme, dass sich bei einer geschlossenen Fuge trotz einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung aufgrund des einwirkenden Biegemomentes ein gleichmäßiger Schubfluss einstellt. In der Segmentfuge werden die aufnehmbaren Schubspannungen durch die Normalspannung und den Reibbeiwert definiert. Da der Reibbeiwert über die Fläche konstant und die Normalspannungen aufgrund des einwirkenden Biegemomentes linear veränderlich sind, kann sich beim Erreichen der Grenzlast ein solch gleichmäßiger Schubfluss nicht länger einstellen. Abbildung 4-2 zeigt die Situation dieser ungleichmäßigen Spannungsverteilung in einem Kreisringsegment. Die sich aus der Vorspannung und dem Biegemoment ergebenden Spannungen $\sigma_{N,M}$ multipliziert mit dem Reibbeiwert $\mu = 0,5$ ergeben die dargestellten, zulässigen Schubspannungen τ_T . Aufgrund dieser ungleichmäßigen Verteilung und der Voraussetzung des inneren Gleichgewichtes muss es zu einer Verschiebung der Drehachse im Bereich der Fuge kommen.

Die beschriebene Situation lässt darauf schließen, dass es bereits vor dem Öffnen der Fuge zu einer Abnahme des Gesamttorsionswiderstandes der Segmentfuge kommen muss. Auch im Bereich der geöffneten Fuge stellt sich ein veränderter Verlauf der Kurve im Vergleich zu den aktuellen Ansätzen ein.

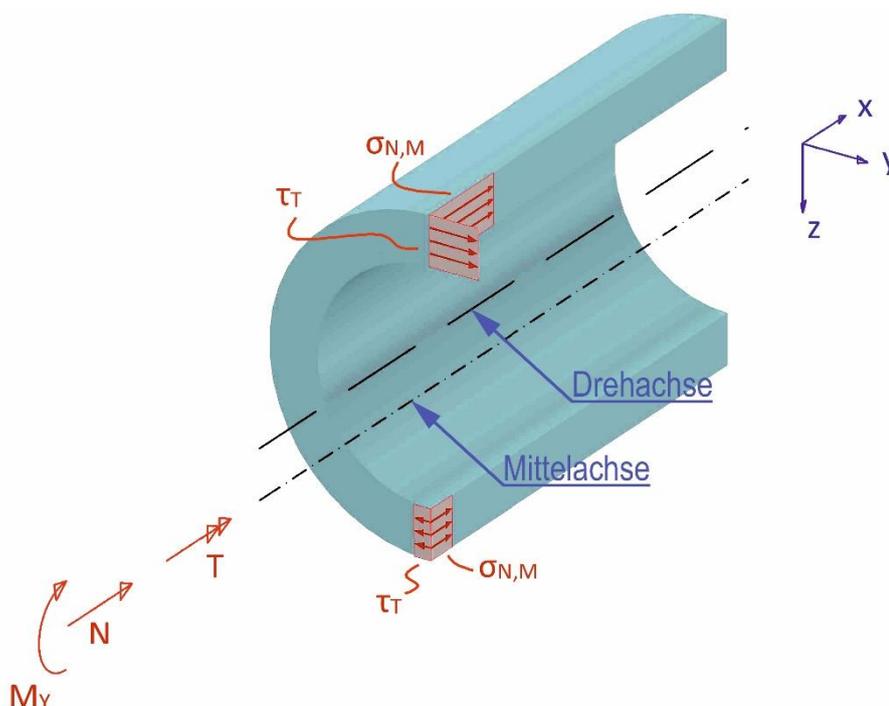


Abbildung 4-2: Spannungsverteilung aufgrund einer Normalkraft, eines Biegemomentes und eines Torsionsmomentes [Har17]

Ein weiterer Punkt unterscheidet sich von den aktuellen Theorien. Bei der Betrachtung der Torsionstragfähigkeit von Trockenfugen an Kreisringsegmenten ist grundlegend keine Unterscheidung von dünn- oder dickwandigen Querschnitten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) erforderlich. Voraussetzung hierfür ist jedoch, dass sich die Haft- und Gleitreibung in der Fuge in gleicher Größe einstellt.

Durch die Vorspannung entstehen in der Fuge gleichmäßig verteilte Normalspannungen (ohne Biegebeanspruchung). Diese werden, wie zuvor erläutert, mit dem Reibbeiwert multipliziert und beschreiben so die maximal aufnehmbaren Schubspannungen in der Fuge. Unter Betrachtung eines dickwandigen Querschnittes kommt es durch eine Torsionseinwirkung zu einer linearen Schubspannungsverteilung über die Wandungsdicke des Querschnittes [Mah15]. Kurz vor dem Erreichen der Grenzlast beginnt die Fuge erst am äußeren Rand vom Zustand der Haftreibung in den Gleitzustand überzugehen. Bei einer weiteren Steigerung der Torsionsbeanspruchung geht die Fuge mehr und mehr in die Gleitreibung über, bis die gesamte Fuge den Gleitzustand bzw. die Grenzlast erreicht hat. Abbildung 4-3 stellt diese drei Stadien des Abgleitens der Fuge dar. Zur Ermittlung der Grenzscherubspannungen kann die Normalspannung aus der Druckkraft (Vorspannung und Eigengewicht) multipliziert mit dem Reibbeiwert herangezogen werden. Aufgrund dieser Zusammenhänge ist die Theorie der dünnwandigen Querschnitte mit der Betrachtung eines gleichmäßigen Schubflusses unter der Berücksichtigung des Reibbeiwertes unabhängig von der Wandstärke anwendbar.

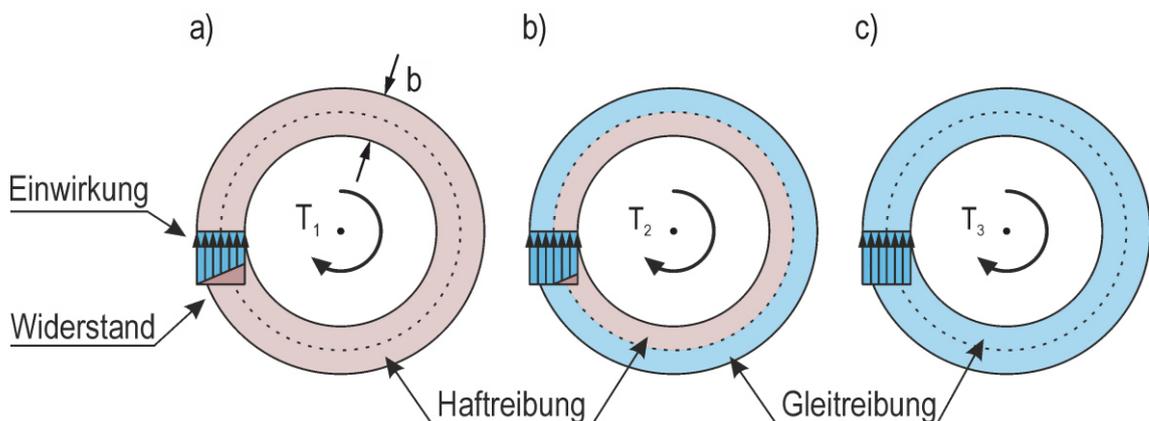


Abbildung 4-3: Abgleiten eines dickwandigen Querschnittes
a) Beginn des Abgleitens; b) Gleitzustand bis zur Mitte des Querschnittes;
c) Erreichen der Grenztragfähigkeit und Abgleiten der Fuge

4.2 Torsionstragmodell

Unter der Voraussetzung des inneren Gleichgewichtes muss es aufgrund des einwirkenden Torsionsmomentes zu der beschriebenen Drehpunktverschiebung aus Kapitel 4.1 im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) bei gleichzeitig einwirkender Biegebeanspruchung kommen. In der nachfolgenden Abbildung 4-4 sind verschiedene Spannungszustände aus Normalkraft und Biegemoment (normiert) in einer Segmentfuge eines halben Kreisringsegmentes dargestellt.

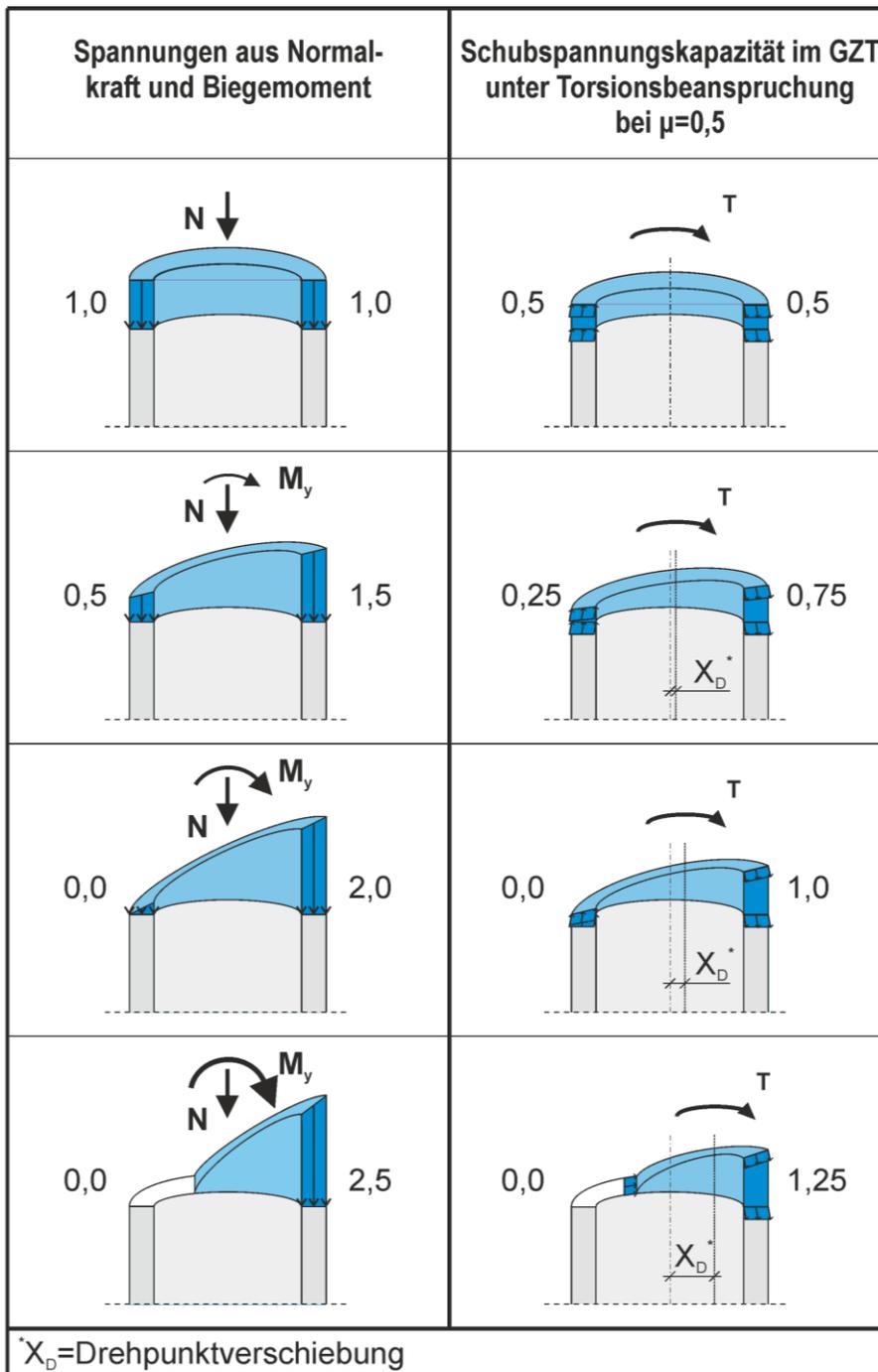


Abbildung 4-4: Schubspannungskapazität im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Ebenfalls wird die Schubspannungskapazität im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter der Annahme eines Reibbeiwertes von $\mu = 0,5$ abgebildet. Als Ergebnis der Darstellung wird die qualitative Drehpunktverschiebung X_D angegeben. Unter der konsequenten Anwendung des Coulombschen Reibgesetzes [Pop15] und der Voraussetzung des inneren Gleichgewichtes ist es möglich, die für das Gleichgewicht erforderliche Drehpunktverschiebung zu ermitteln. Hierfür wird für den Kreisringquerschnitt ein Fasermodell [Mar00] (siehe Abbildung 4-5) entwickelt und die in der Fuge vorherrschende Normalspannung $\sigma_{N,M,n}$ aus Biegung und Normalkraft für jede einzelne Faser ermittelt. Über den Reibbeiwert μ und die in jeder einzelnen Faser vorherrschende Normalspannung sowie der Faserfläche A_n lässt sich nun die maximal aufnehmbare Schubkraft F_n je Faser ermitteln.

$$F_n = \sigma_{N,M,n} \cdot A_n \cdot \mu \quad 4.1$$

Zur Erfüllung des inneren und äußeren Gleichgewichtes müssen sich die entstehenden Schubkräfte in der Fuge aufgrund einer Torsionsbeanspruchung um einen zentralen Drehpunkt anordnen. Auch der Bredtsche Schubfluss (siehe Kapitel 2.3) geht von einem zentralen Drehpunkt aus und unterliegt den gleichen theoretischen Betrachtungen. Bei einer reinen Normalkraftbeanspruchung in der Fuge zeigt die Abbildung 4-5 die mögliche Kraftübertragung in der Fuge, welche sich zu dem Gesamttorsionsmoment T ergibt.

$$T = \sum F_n \cdot e_n \quad 4.2$$

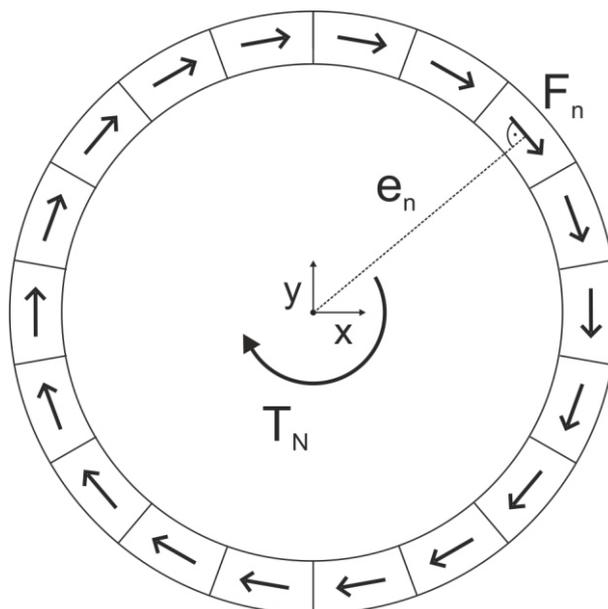


Abbildung 4-5: Fasermodell bei gleichmäßiger Spannungsverteilung in der Fuge

Bei einer reinen Normalkraftbeanspruchung in der Fuge ergibt sich der Hebelarm e_n der einzelnen Schubkräfte in der Fuge zum mittleren Radius r_m .

$$T_N = \sum F_n \cdot r_m \quad 4.3$$

Wenn Formel 4.1 in Formel 4.3 eingesetzt wird, ergibt sich das maximal aufnehmbare Torsionsmoment zu:

$$T_N = N \cdot \mu \cdot r_m \quad 4.4$$

Dies entspricht der Formel 2.7 und somit der Theorie nach Bredt für reibbehaftete Fugen.

Kommt es jedoch durch eine Biegebeanspruchung zu einer Umverteilung der Normalspannungen in der Fuge, stellt sich eine andere Situation ein. In der Abbildung 4-6 ist dieser Fall bei einer nicht klaffenden Fuge, jedoch mit einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung in Anlehnung an die aktuelle Theorie nach Bredt mit einem in der Kreisringmitte liegenden Drehpunkt dargestellt. Bei einer Zerlegung der Schubkräfte F_n in die Achsenrichtungen x und y ist zu erkennen, dass sich die inneren Kräfte in x -Richtung ausgleichen und somit Kräftegleichgewicht herrscht.

$$\sum F_{n,x} = 0 \quad 4.5$$

Die Bildung des Gleichgewichtes in der y -Richtung ist jedoch nicht ohne weiteres möglich. Hierfür sind zwei Randbedingung zu berücksichtigen. Zum einen der Ausgleich der inneren Schubkräfte in y -Richtung und zum anderen, dass sich aus den Einzelkräften unter Berücksichtigung der inneren Hebelarme ein gemeinsamer Drehpunkt ergeben muss. Unter Betrachtung dieser Randbedingungen muss es zu der schon erwähnten Drehpunktverschiebung kommen, da die maximal aufnehmbaren Kräfte in den einzelnen Fasern variieren. In der nachfolgenden Abbildung 4-7 ist diese Drehpunktverschiebung X_D dargestellt und es zeigt sich, dass sich die Schubkräfte der einzelnen Fasern nicht länger randparallel ausrichten. Die Einzelkräfte weisen eine Kraftkomponente quer zu der Wandungsdicke auf, da die Kräfte weiterhin senkrecht zum Hebelarm stehen müssen. Die Aufnahme dieser Komponente ist nur durch den geschlossenen Querschnitt möglich.

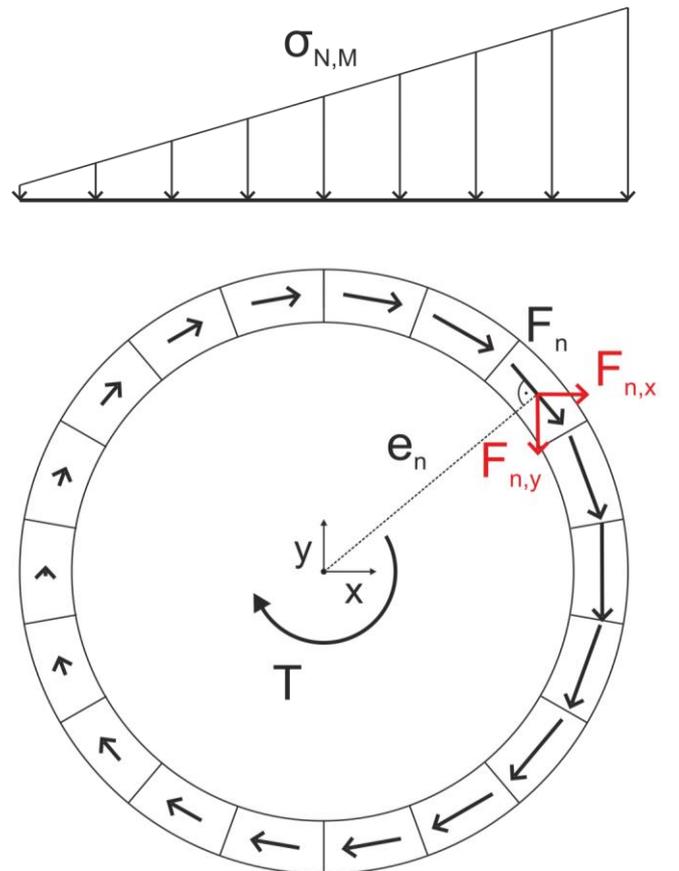


Abbildung 4-6: Fasermmodell bei ungleichmäßiger Normalspannungsverteilung

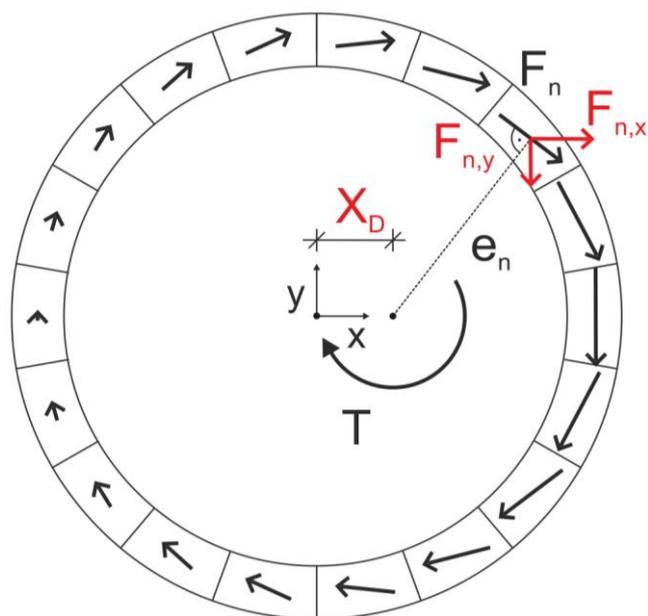


Abbildung 4-7: Fasermmodell bei ungleichmäßiger Normalspannungsverteilung und Drehpunktverschiebung

In der Abbildung 4-7 ist ebenfalls zu erkennen, dass sich die Schubkräfte durch die Drehpunktverschiebung in y-Richtung mehr ausgleichen und in x-Richtung weiterhin Gleichgewicht herrscht. Durch eine Betrachtung dieses Verhaltens als Grenzwertbetrachtung ist es möglich, die Lage des Drehpunktes zu bestimmen. Als Voraussetzung für das Gleichgewicht gilt:

$$\sum F_{n,y} = 0 \quad 4.6$$

Die geometrischen Abhängigkeiten in der Fuge in Bezug auf jede einzelne Faser im Modell sind in der Abbildung 4-8 dargestellt und nachfolgend erläutert.

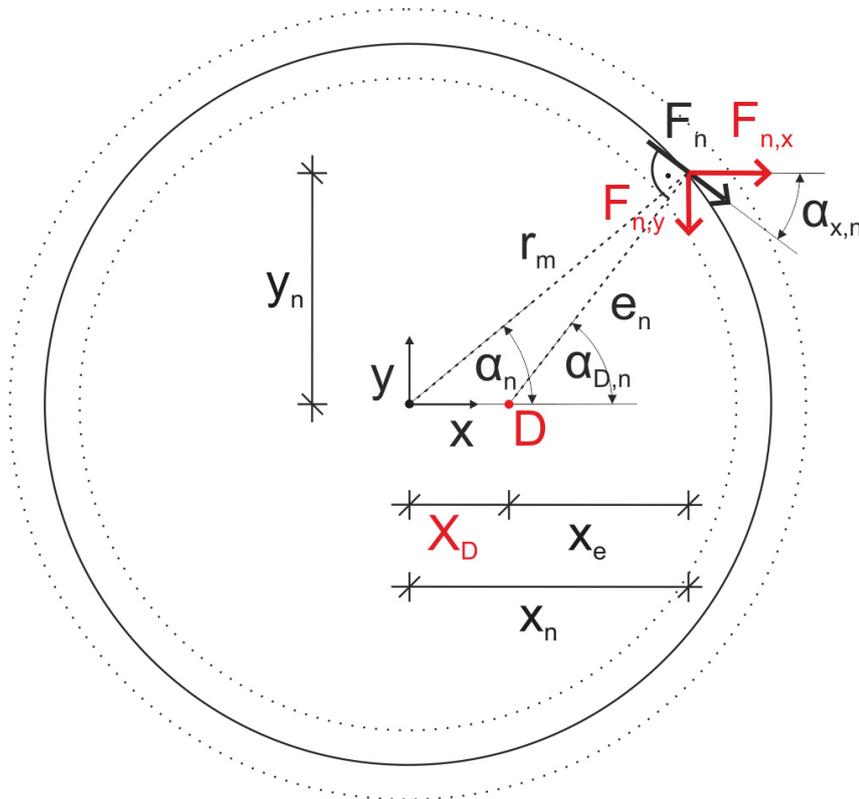


Abbildung 4-8: Ermittlung der Drehpunktverschiebung

Ausgehend vom Mittelpunkt des Kreisringsegmentes mit einem mittleren Radius r_m ergeben sich die Abstände zur Schubkraft F_n wie folgt:

$$x_n = -\cos \alpha_n \cdot r_m \quad 4.7$$

$$y_n = \sin \alpha_n \cdot r_m \quad 4.8$$

Die Differenz x_e zwischen dem zu ermittelnden Drehpunkt und der Kraft ergibt sich damit zu:

$$x_e = -\cos \alpha_n \cdot r_m - X_D \quad 4.9$$

Durch das Einsetzen der Formeln 4.8 und 4.9 in die Winkelbeziehung zur Ermittlung des auf den Drehpunkt bezogenen Winkels $\alpha_{D,n}$ zur Last folgt:

$$\alpha_{D,n} = 90 + \tan^{-1} \left(\frac{-\cos \alpha_n \cdot r_m - X_D}{\sin \alpha_n \cdot r_m} \right) \quad 4.10$$

Der Winkel $\alpha_{x,n}$ zwischen der Schubkraft F_n und der richtungsbezogenen Schubkraft $F_{n,x}$ wird somit wie folgt ermittelt:

$$\alpha_{x,n} = \tan^{-1} \left(\frac{-\cos \alpha_n \cdot r_m - X_D}{\sin \alpha_n \cdot r_m} \right) \quad 4.11$$

Die zugehörige Schubkraft $F_{n,y}$ ergibt sich zu:

$$F_{n,y} = \sin \alpha_{x,n} \cdot F_n \quad 4.12$$

Durch das Einsetzen der Formeln 4.1 und 4.11 in die Formel 4.12 ergibt sich die nachfolgende Formel zur Bestimmung der Schubkraft $F_{n,y}$ mit einer Unbekannten.

$$F_{n,y} = \sin \left(\tan^{-1} \left(\frac{-\cos \alpha_n \cdot r_m - X_D}{\sin \alpha_n \cdot r_m} \right) \right) \cdot F_n \quad 4.13$$

Wird diese Formel für alle Fasern im Fasermodell eingefügt und durch eine Iteration das Maß der Drehpunktverschiebung bis zum Erreichen des Kräftegleichgewichtes nach Formel 4.6 ermittelt, kann das Maß der Drehpunktverschiebung X_D ermittelt werden. Als minimaler Grenzwert ist mit keiner Verschiebung zu rechnen und als maximaler Wert ist der Außenradius des Segmentes zu betrachten. Somit grenzt sich die Zielwertsuche entsprechend Formel 4.14 ein.

$$0 \leq X_D \leq r_a \quad 4.14$$

Die Berechnung der Hebelarme vom Drehpunkt zu den einzelnen Fasern erfolgt nach der Formel 4.15 unter Verwendung des Maßes der Drehpunktverschiebung.

$$e_n = (\cos \alpha_n \cdot r_m - X_D) / \cos \alpha_{x,n} \quad 4.15$$

Anschließend kann anhand der Formel 4.2 das maximal aufnehmbare Torsionsmoment T bestimmt werden.

4.3 Referenzbeispiel

Zur Veranschaulichung des Modells wurde eine Berechnung an dem in Abbildung 4-9 dargestellten System durchgeführt. Bei dem System handelt es sich um zwei aufeinander gestapelte Kreisringsegmente mit einem Durchmesser von $D = 4\text{ m}$ und einer Wandstärke von $b = 0,4\text{ m}$. Zwischen den beiden Segmenten befindet sich eine trockene Kontaktfuge. Der Reibbeiwert der Fuge wurde mit $\mu = 0,5$ und die Vorspannkraft mit $P = 80\text{ MN}$ angenommen, welche sich gleichmäßig über den Umfang verteilt.

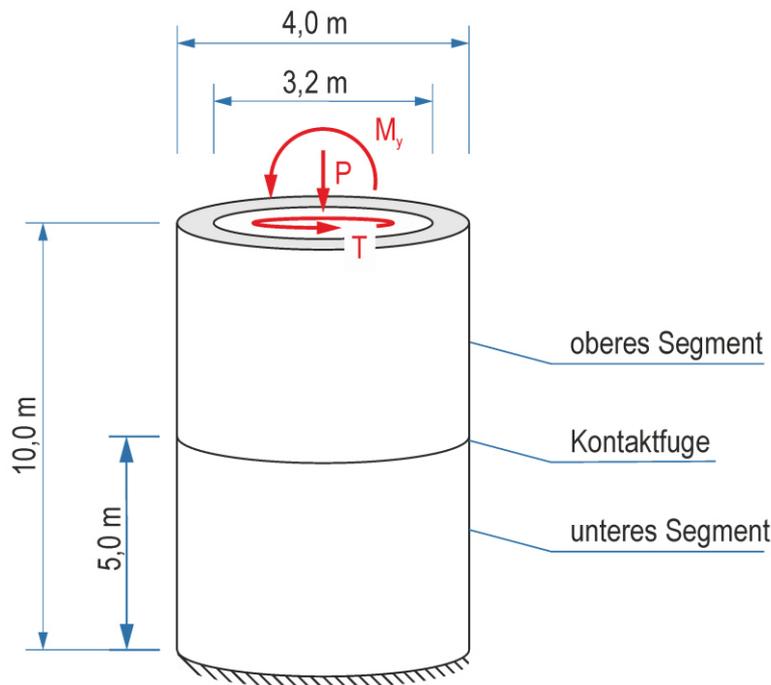


Abbildung 4-9: Systemdarstellung der Beispielberechnung

Das Fasermmodell berücksichtigt jeweils eine Faser über die Dicke der Wandung und ist in Umfangsrichtung in 40 Fasern zerteilt (siehe Abbildung 4-11). Die Spannungsermittlung in der Fuge erfolgte nach der Momenten-Krümmungs-Beziehung nach Grünberg und Göhlmann [Ber11]. Die weitere Berechnung erfolgte über eine iterative Bestimmung der Drehpunktverschiebung bis zum Erreichen des inneren Gleichgewichtes in der Fuge. Dieser Vorgang wurde für die unterschiedlichen Beanspruchungen aus dem Biegemoment wiederholt und so die nachfolgende in Abbildung 4-10 dargestellte Tragfähigkeitskurve ermittelt. An der Kurve ist deutlich zu erkennen, dass es zu keinem stetigen Kurvenverlauf der Torsionstragwirkung bei ansteigendem Biegemoment kommt. Deutlich wird auch, dass der Kurvenverlauf der aktuellen Theorie und des Fasermmodells wie erwartet im gleichen Punkt starten. Der Wert entspricht dem Torsionstragmoment nach der Theorie dünnwandig geschlossener Querschnitte (Bredtsche Formel).

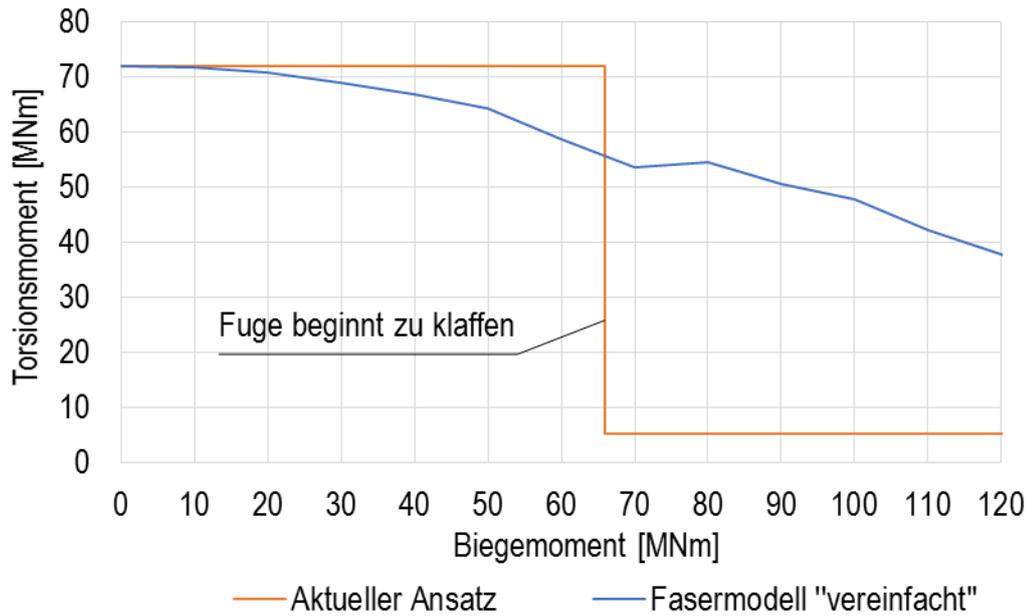


Abbildung 4-10: Torsionstragverhalten einer "vereinfachten" Fasermodellberechnung

Der ungleichmäßige Verlauf der Kurve ist besonders im Übergang zwischen einer geschlossenen und einer klaffenden Fuge zu erkennen. Hier kommt es zu deutlichen Unregelmäßigkeiten im Kurvenverlauf. Der Grund hierfür ist, dass sich die Hebelarme zu den einzelnen Fasern immer auf den mittleren Radius des Segmentes beziehen. Gerade im Übergangsbereich der Klaffung der Fuge wird so die Drehpunktverschiebung nicht korrekt ermittelt und es kommt zu einer Fehleinschätzung der Tragfähigkeit.

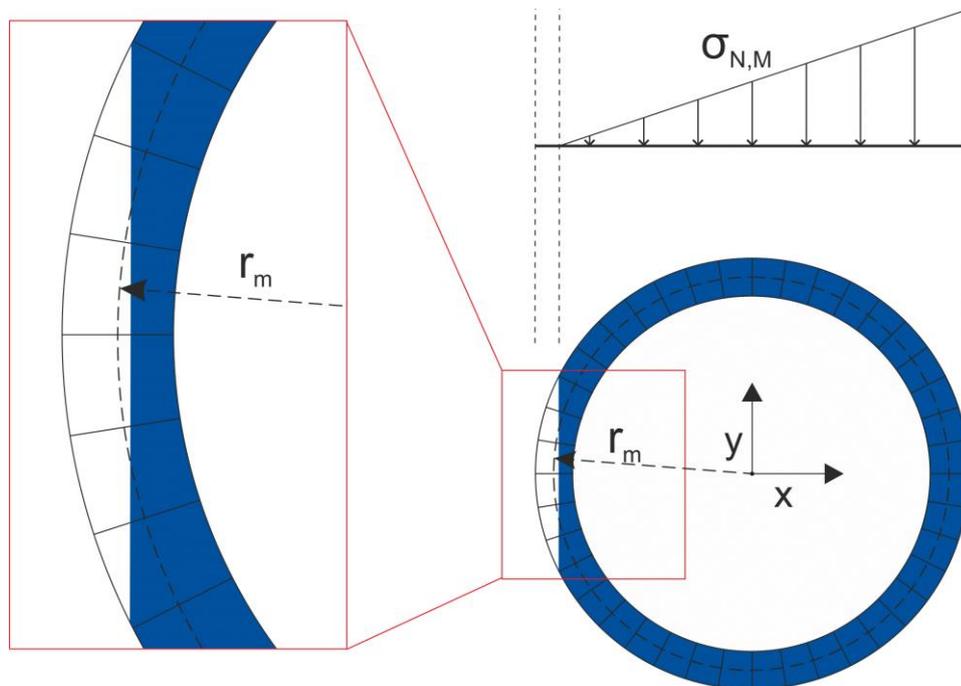


Abbildung 4-11: "Vereinfachtes" Fasermodell mit der Annahme des Hebelarms im Torsionstragmodell

In der Abbildung 4-11 wird diese Situation für eine teilweise Klaffung über die Wandstärke dargestellt. Zur genaueren Ermittlung der Tragfähigkeit wurde eine weitere Berechnung unter den gleichen äußeren Randbedingungen durchgeführt. Das Fasermodell wurde allerdings deutlich verfeinert.

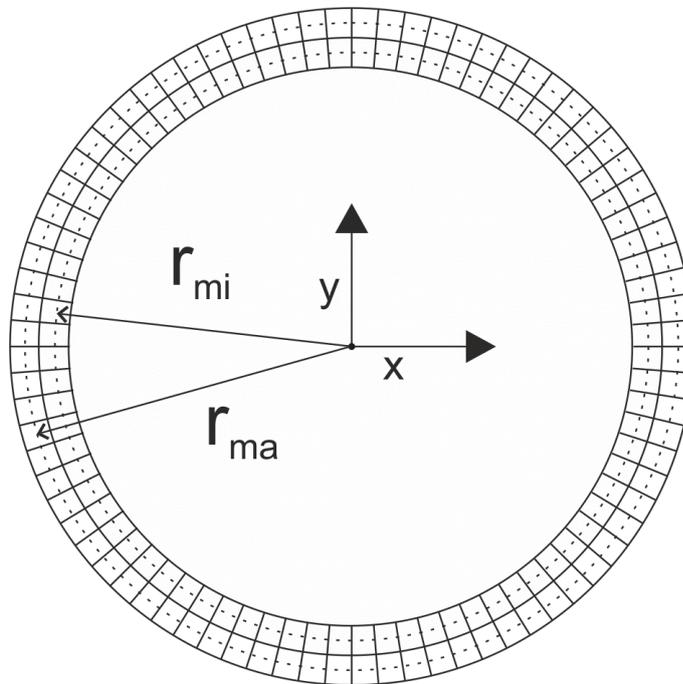


Abbildung 4-12: Verfeinertes Fasermodell mit zwei Fasern über die Wandstärke

Über die Wanddicke wurden zwei Fasern angeordnet und in Umfangsrichtung eine Teilung von 80 Fasern gewählt. So entsteht ein Fasermodell mit insgesamt 160 Fasern. Die Berechnung zeigt einen deutlich besseren Verlauf der Kurve in der Abbildung 4-13 im Vergleich zu der "vereinfachten" Fasermodellberechnung aus der Abbildung 4-10.

Der Kurvenverlauf stellt die Abnahme der Torsionstragfähigkeit bei ansteigendem Biegemoment und der damit einhergehenden Klaffung der Fuge dar. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die Torsionstragfähigkeit bereits im geschlossenen Zustand der Fuge reduziert. Kurz vorm Aufklaffen der Fuge ist der größte Unterschied zur aktuellen Theorie erkennbar.

Bei einer weiteren Steigerung des Biegemomentes und einer entstehenden Klaffung der Fuge kommt es zwar zu einer zusätzlichen Abnahme der Torsionstragfähigkeit, die jedoch stetig stattfindet. Im Bereich der offenen Fuge besteht ein bislang nicht ausgeschöpftes Potenzial zwischen der Fasermodellberechnung und der aktuellen Theorie nach Saint-Venant.

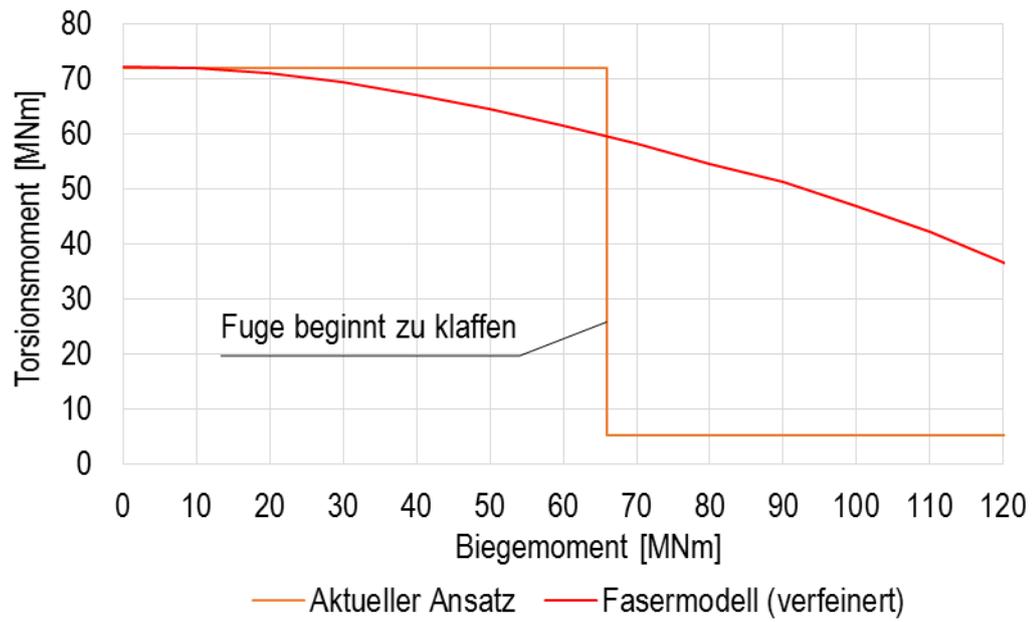


Abbildung 4-13: Torsionstragverhalten einer Fasermodellberechnung unter ansteigendem Biegemoment

5 FE-Simulationen

5.1 Torsionstragverhalten einer Kreisringfuge⁴

5.1.1 Modellbeschreibung

Zur Simulation der Torsionstragfähigkeit wurden numerische Berechnungen an einer einzelnen Segmentfuge durchgeführt. Die numerischen Simulationen erfolgten mit dem Programmsystem ANSYS. Bei dem Berechnungsmodell handelt es sich im Bereich der Segmente um ein Volumenmodell mit linear-elastischen Materialeigenschaften. Die einzelnen Elemente haben die Form eines trapezförmigen Prismas und werden über acht Knoten definiert. Simuliert wurden zwei aufeinander gestapelte Stahlbetonsegmente der Festigkeitsklasse C70/85 mit einem E-Modul von 41.000 N/mm^2 , einem Außendurchmesser von $D = 4 \text{ m}$, einer Wandstärke von $b = 0,4 \text{ m}$ und der Höhe eines Segmentes von je $H = 5 \text{ m}$ entsprechend der Referenzberechnung aus Kapitel 4.3. Die Unterseite des ersten Segmentes ist im Berechnungssystem durch direkte Lagerungen starr gehalten. An der Oberseite des Turmausschnittes wurde eine starre Scheibe mit Schalenelementen zur Einleitung der Belastungen generiert. Diese wurde über Kopplungsbedingungen gelenkig an der Mittellinie des oberen Ringsegmentes angeschlossen.

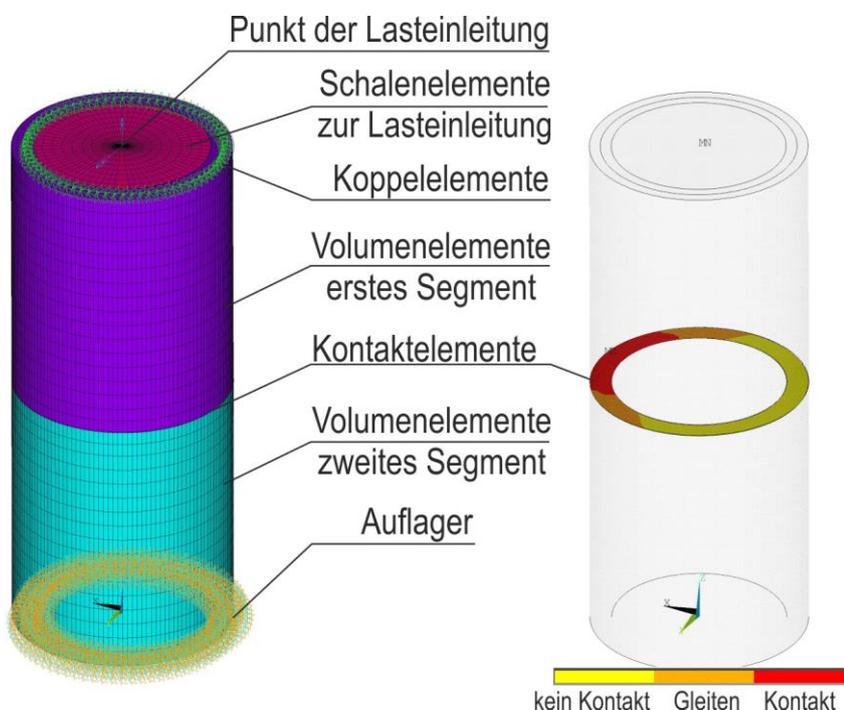


Abbildung 5-1: Räumliches FE-System (links) Fuge mit Kontaktelementen (rechts)

⁴ Auszüge des Kapitels wurden bereits von Hartwig und Marx [Har17] veröffentlicht.

Zwischen den Segmenten erfolgte die Eingabe von sogenannten Master- (TARGE170) und Slave-Elementen (CONTA173), welche den Kontakt zwischen den beiden Segmenten simulieren (siehe Abbildung 5-1). Die Kontaktbedingungen zwischen den Elementen wurden als "Punkt-zu-Oberfläche-Kontakt" definiert und beschreiben das Tragverhalten senkrecht zur Fuge als Druckkontakt und in Fugenebene über das Coulombsche Haftreibungsgesetz. Durch die hier erforderliche Anwendung von Kontaktelementen erfolgt die Simulation als nichtlineare Berechnung. Jedes einzelne Element erfährt durch eine veränderte Beanspruchungssituation einen möglichen Wechsel des Kontaktstatus, was eine große Anzahl von Iterationen nach sich zieht und die Berechnung entsprechend aufwändig macht. In den Kontakten wird der Reibbeiwert als signifikante Größe zu $\mu = 0,5$ definiert. Die Festlegung des Reibbeiwertes ist in der Berechnung sowohl für den Haft- als auch für den Gleitzustand gültig. Die Korrektheit dieser Definition wurde für geschliffene Segmentfugen von Hartwig et al. [Har19a] bestätigt. Die Lasten wurden als äußere Lasten aufgebracht und wirken im Zentrum der steifen Scheibe am Turmkopf auf das System ein. Die Reihenfolge der aufzubringenden Beanspruchungen ergibt sich aus der Konstruktion. Im ersten Lastschritt wird die Vorspannung als signifikante Last erzeugt, was das Aufbringen weiterer Lasten erst ermöglicht. Die Vorspannung wird in ihrer Größe in Anlehnung an die Situation bei Windenergieanlagen zu 25 % der Betondruckfestigkeit gewählt. Bei der gegebenen Segmentgröße und Schalendicke ergeben sich für das System 80 MN Vorspannkraft. Im zweiten Schritt folgt das Biegemoment als Einzelmoment und im letzten Schritt das Torsionsmoment, ebenfalls als Einzelmoment im Zentrum der Scheibe am oberen Segment. Das Torsionsmoment wird so weit gesteigert, bis es zu einem Abgleiten der Fuge kommt und die Berechnung somit nicht mehr konvergiert. In Abbildung 5-2 ist exemplarisch die Veränderung des Fugenstatus in der Berechnung dargestellt. Aufgrund des einwirkenden Biegemomentes klappt die Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes. Durch das zusätzlich einwirkende Torsionsmoment nimmt der Anteil des geschlossenen Kontaktes mehr und mehr ab und der Anteil der gleitenden Fläche nimmt entsprechend zu.

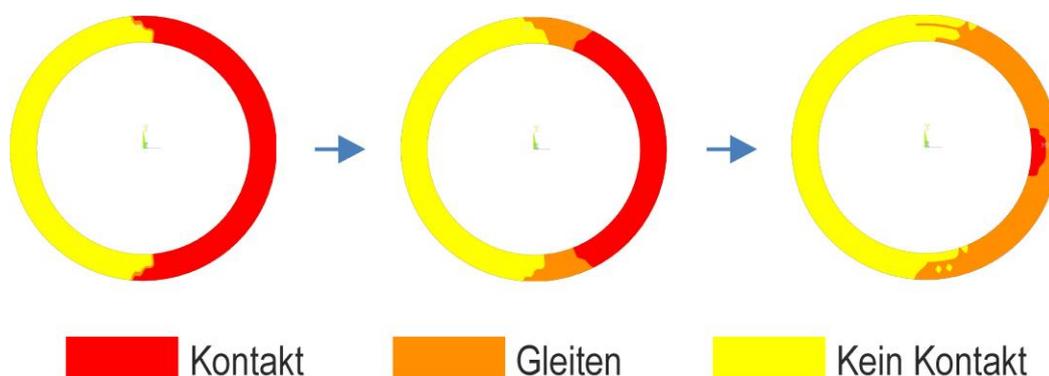


Abbildung 5-2: Prozess des Abgleitens einer bis zur Hälfte klaffenden Fuge im Berechnungssystem bei steigendem Torsionsmoment

Durch die Festlegung eines gleichbleibenden Reibbeiwertes zwischen dem Haft- und Gleitzustand konvergiert die Berechnung weiterhin. Wenn die gesamte Fläche ins Gleiten übergegangen ist, ist das Torsionstragmoment erreicht, die Fuge gleitet ab und eine Konvergenz der Berechnung wird nicht mehr erreicht. Die Berechnung erfolgt nach dem Newton-Verfahren mit einem unsymmetrischen Gleichungslöser aufgrund der Kontaktbedingungen im System.

5.1.2 Allgemeine Simulationsergebnisse

Die Abbildung 5-3 zeigt die 20-fach überhöhte Verformungsfigur des Berechnungsmodells unter der Einwirkung einer Normalkraft und einem Biegemoment. Die Klaffung der Fuge sowie der zu erwartende Knick in der Verformungsfigur des Systems auf Höhe der Fuge sind gut zu erkennen. Weiter lässt sich in Abbildung 5-4 das nichtlineare Verformungsverhalten des Systems erkennen. So kommt es unter der Beanspruchung des Systems durch eine Normalkraft und einem ansteigenden Biegemoment zunächst zu einer linearen Zunahme der Verformungen. Wird das Moment gesteigert und die Fuge beginnt zu klaffen, steigt die Verformung überproportional an und spiegelt somit die Steifigkeitsabnahme bzw. die Querschnittsreduzierung in der Fuge wider. Lediglich die Verformungen unterhalb der Fuge wachsen weiter linear an, da dort die Fugenklaffung keinen Einfluss auf die Verformung hat. Die Druckspannungsverteilung bei unterschiedlichen Biegebeanspruchungen bzw. Klaffungszuständen wird in der Abbildung 5-6 dargestellt. Die Abbildung 5-5 beschreibt die Auswertung der Normalspannungen in der Kontaktfuge.

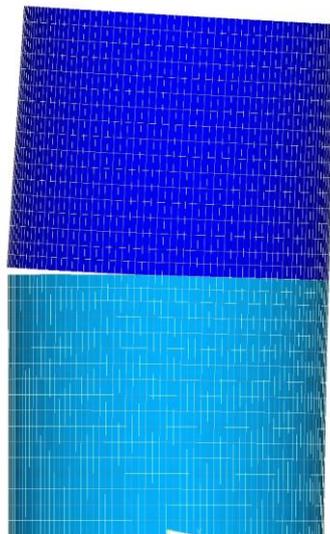


Abbildung 5-3: Verformungsfigur unter Biegung und Normalkraft bei einer Klaffung der Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes, 20-fach überhöht [Har17]

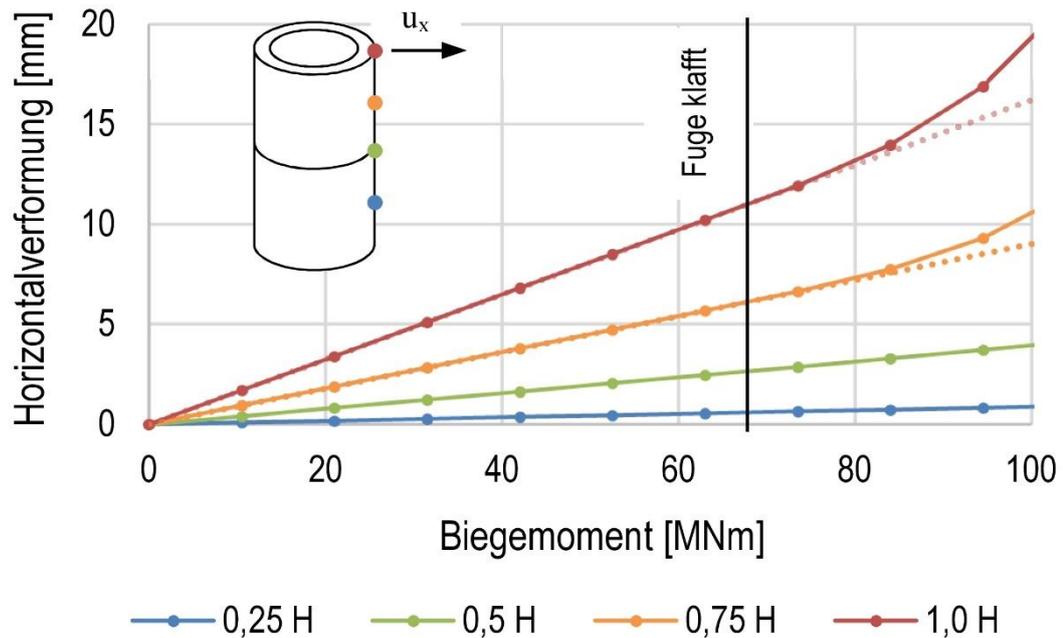


Abbildung 5-4: Horizontalverformungen unter ansteigendem Biegemoment [Har17]

Die Spannung wurde über drei Pfade ausgelesen, dargestellt, miteinander verglichen und bewertet. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich bei geringen Biegebeanspruchungen die Druckspannungen, wie erwartet, linear veränderlich einstellen (siehe Abbildung 5-6). Bei einer ersten Klaffung der Fuge beginnt sich die Verteilung der Spannungen jedoch konvex auszubilden. Dieser Effekt wird umso deutlicher, je größer die Klaffung ausgeprägt ist.

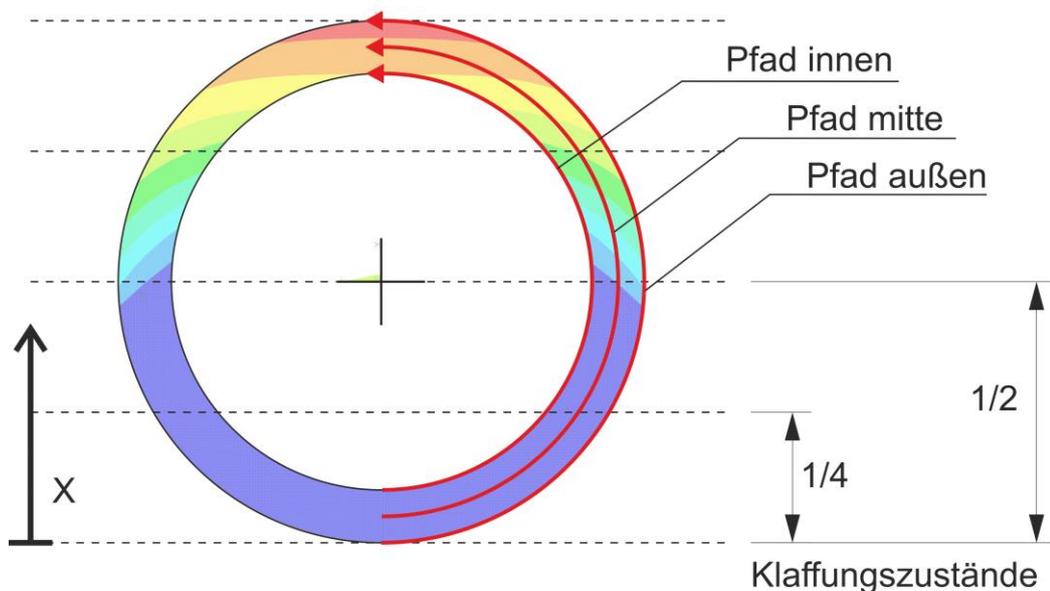


Abbildung 5-5: Erläuterung zur Ergebnisdarstellung in Abbildung 5-6
Hier: Spannungsverteilung einer bis zur Hälfte klaffenden Fuge

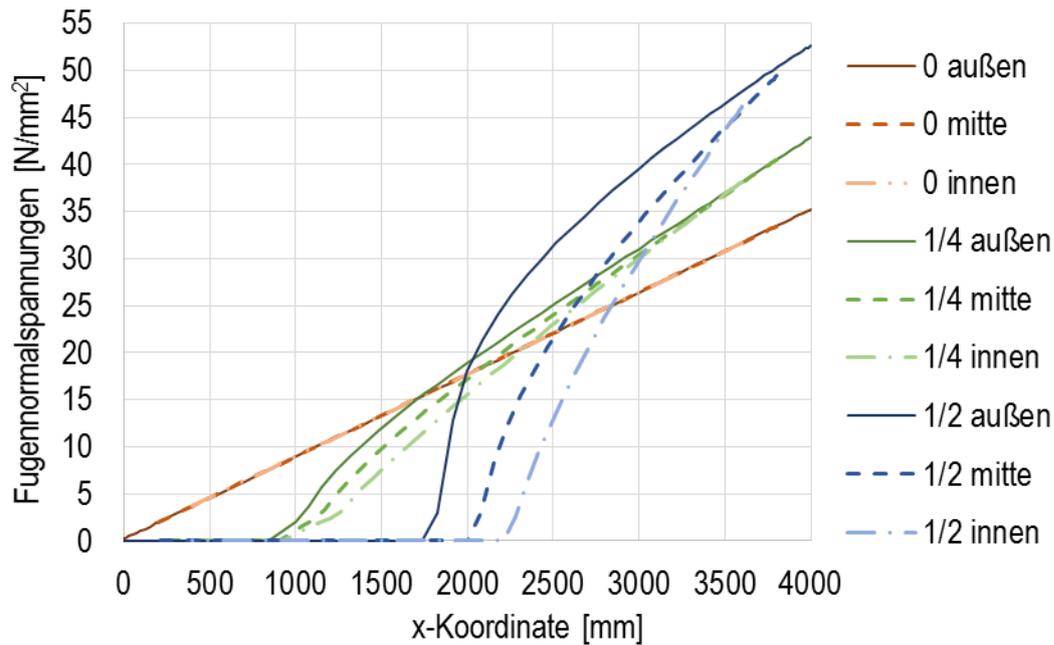


Abbildung 5-6: Druckspannungsverteilung in der Fuge unter verschiedenen Biegebeanspruchungen (Klaffungszuständen)

Der Hintergrund hierfür ist, dass die Spannungen, welche in der Regel gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sind, durch die klaffende Fuge eingeschnürt werden. Die Drucktrajektorien konzentrieren sich mehr im direkten Umfeld der Klaffung als am Querschnittsrand mit der maximalen Spannung. In der Abbildung 5-7 wird dieses Verhalten noch einmal verdeutlicht. Eine erneute Auswertung der Spannungen am äußeren Pfad bei einer Klaffung der Fuge bis zur Hälfte wurde durch die Darstellung einer linearen Spannungsverteilung ergänzt. Durch die Bildung der Differenz zwischen dem konvexen Verlauf und der linearen Verteilung wurden die Differenzspannungen gebildet. Der Verlauf der Spannungen macht den beschriebenen Einfluss aus der Spannungsumlagerung der klaffenden Fuge deutlich.

Ein weiterer auffälliger Punkt der Spannungsverteilung bildet der Übergang zwischen der klaffenden und geschlossenen Fuge in der Abbildung 5-5. Die dargestellten Spannungen und somit auch die Klaffung der Fuge verlaufen nicht senkrecht zum Rand. Dieser Verlauf wird auch in der Abbildung 5-6 beim Klaffungszustand der Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes widergespiegelt. Der Beginn der Spannungen bzw. der Klaffung ist auf der x-Koordinate versetzt. Durch die große Biegebeanspruchung und der daraus folgenden Klaffung der Fuge ist ein Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli Hypothese) nicht mehr gewährleistet. Weiter kommt es zu einer Ovalisierung des Querschnittes. Durch die Kombination der Verformung des Querschnittes sowohl in der Querschnittsebene als auch senkrecht dazu kommt es zu den dargestellten Spannungs- und Klaffungszuständen.

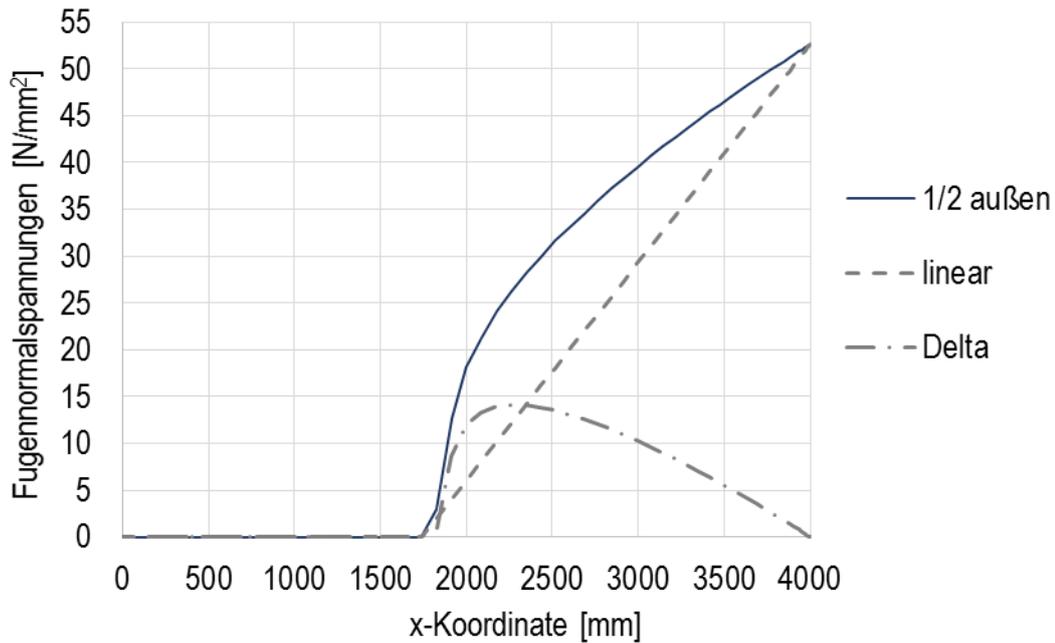


Abbildung 5-7: Spannungskonzentration im Umfeld der Fugenklaffung

5.1.3 Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit

Zur Verdeutlichung der wesentlichen Ergebnisse aus den Berechnungen in Bezug auf die Torsionstragfähigkeit wurde in der Abbildung 5-8 die Tragfähigkeitskurve der Torsion bei steigendem Biegemoment dargestellt. Zum Vergleich wurde die Grafik zusätzlich mit den derzeit gültigen Tragfähigkeiten nach den aktuellen Theorien sowie der Referenzberechnung aus Kapitel 4.3 ergänzt. Die Unterschiede der aktuellen Ansätze und der numerischen Simulation machen deutlich, dass die aktuellen Theorien, wie unter Kapitel 4.1 beschrieben, die Wirkungsweise der Fuge nicht ausreichend genau beschreiben. Weiter ist zu erkennen, dass die Kurve der Simulation im gleichen Punkt wie die der aktuellen Theorien startet. Wenn die Fuge ausschließlich durch die Vorspannung belastet ist und sich über die Fuge eine gleichmäßige Normalspannung einstellt, decken sich, wie erwartet, die Ergebnisse des maximal aufnehmbaren Torsionsmomentes zwischen der numerischen Berechnung und dem Ergebnis der Theorie dünnwandig geschlossener Querschnitte (1. Bredtsche Formel).

Entscheidend bei der Darstellung ist, dass es sowohl einen Unsicherheitsbereich als auch ein großes nicht ausgeschöpftes Potential in der Fugenberechnung gibt. So kommt es bereits bei einer geschlossenen Fuge mit einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung zu einer Abnahme des aufnehmbaren Torsionsmomentes. Bei einer weiteren Steigerung des Biegemomentes würde das ertragbare Torsionsmoment mit dem ersten Öffnen der Fuge nach den grundlegenden Torsionstheorien um ein Vielfaches einbrechen.

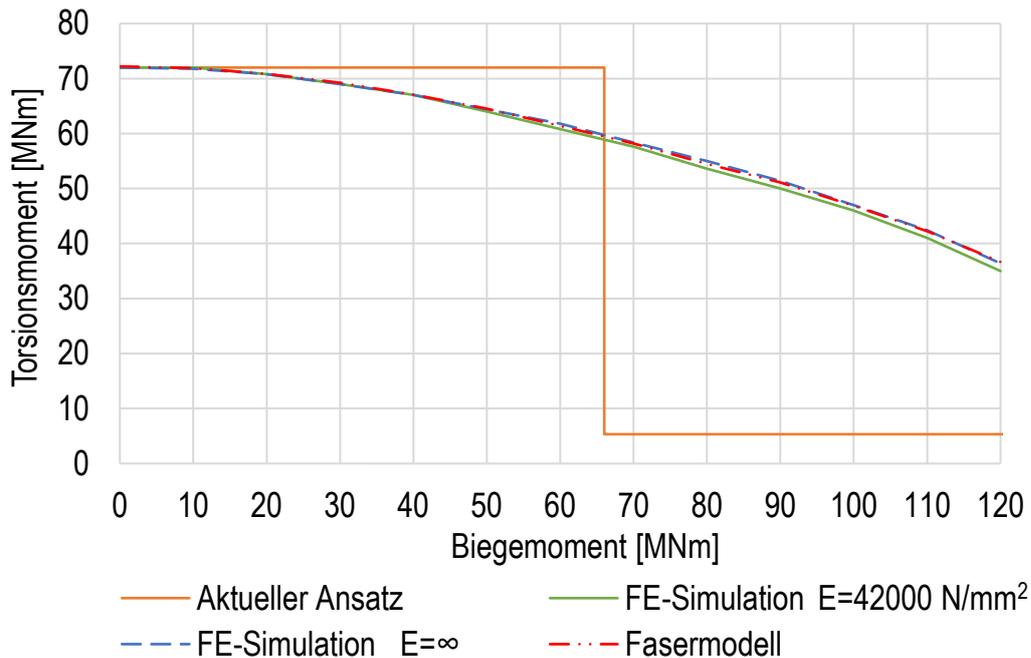


Abbildung 5-8: Aufnehmbares Torsionsmoment bei steigendem Biegemoment

Die Berechnungen zeigen jedoch, dass die Fuge in diesem Fall ein mehr als 10-fach größeres Torsionsmoment aufnehmen kann und es zu keinem Sprung in dem Verlauf der Kurve kommt. Bei einer Klaffung der Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes nimmt das ertragbare Torsionsmoment zwar deutlich ab, es ist aber dennoch ein etwa 7-fach größeres Moment im Vergleich zu der aktuellen Theorie aufnehmbar.

Bei der Bewertung der Ergebnisse gilt es zu beachten, dass die dargestellte Grenztragfähigkeitskurve über das Abgleiten der Fugen beschrieben wurde. Die Grenzen der Betontragfähigkeiten auf materieller Ebene wurden bei der hier vorliegenden Berechnung nicht betrachtet.

Der Vergleich der Tragfähigkeiten aus der FE-Berechnung und der unter Kapitel 4.2 beschriebenen Modellentwicklung (Fasermmodell) zeigen, dass das neue Modell die Torsionstragfähigkeiten im Vergleich mit der FE-Berechnung gut abbilden kann. Die geringfügigen Abweichungen zwischen der FE-Berechnung und dem Fasermmodell werden auf die unter Kapitel 4.2 angenommenen Vereinfachungen zurückgeführt, wie das Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli Hypothese) und die Annahme einer linearen Spannungsverteilung in der Fuge. Im Kapitel 5.1.2 wird deutlich, dass ein solches Verhalten in der numerischen Simulation nicht zutreffend ist und für eine reale Konstruktion ebenfalls nicht zugrunde gelegt werden kann. Durch eine weitere FE-Berechnung konnten unter der Annahme eines sehr hohen E-Moduls für die Betonsegmente die Einflüsse der zuvor beschriebenen Vereinfachungen im Fasermmodell reduziert werden. In der Abbildung 5-8 ist ebenfalls die sich ergebende Torsionstragfähigkeitskurve abgebildet. Die Ergebnisse der FE-Berechnung decken sich vollkommen mit der Tragfähigkeitskurve des unter Kapitel 4.2 entwickelten Fasermodells.

Für eine zusätzliche Validierung der numerisch ermittelten Ergebnisse wurde zu dem bereits bestehenden numerischen Modell (ANSYS) ein weiteres Modell im Programmsystem ABAQUS erstellt. Das Berechnungssystem entsprach dem Modell aus Kapitel 5.1.1 unter Berücksichtigung eines sehr großen E-Moduls. Der wesentliche Vorteil dieser zusätzlichen Modellierung ist die Möglichkeit der Darstellung der gerichteten Schubspannungen in der Segmentfuge. Die Spannungen der Reibkontakte werden nicht wie in ANSYS als Resultierende, sondern als Schubspannungen in x- und y-Richtung ausgegeben. Dies bringt den entscheidenden Vorteil, dass die Drehpunktverschiebung aus den Berechnungsergebnissen ermittelt werden kann. Um einen Vergleich zu der Modellentwicklung aus Kapitel 4.2 zu erhalten, wurde das Modell mit dem Klaffungsmoment (Moment zu Beginn der Klaffung) von 65,5 MNm um die y-Achse und dem Grenztorsionsmoment von 59 MNm belastet. Die sich ergebenden Schubspannungen in der Fuge sind in Abbildung 5-9 für die x-Richtung und in Abbildung 5-10 für die y-Richtung dargestellt. Die Schubspannungen in der x-Richtung ergeben sich annähernd spiegelsymmetrisch mit verändertem Vorzeichen in Bezug auf die x-Achse.

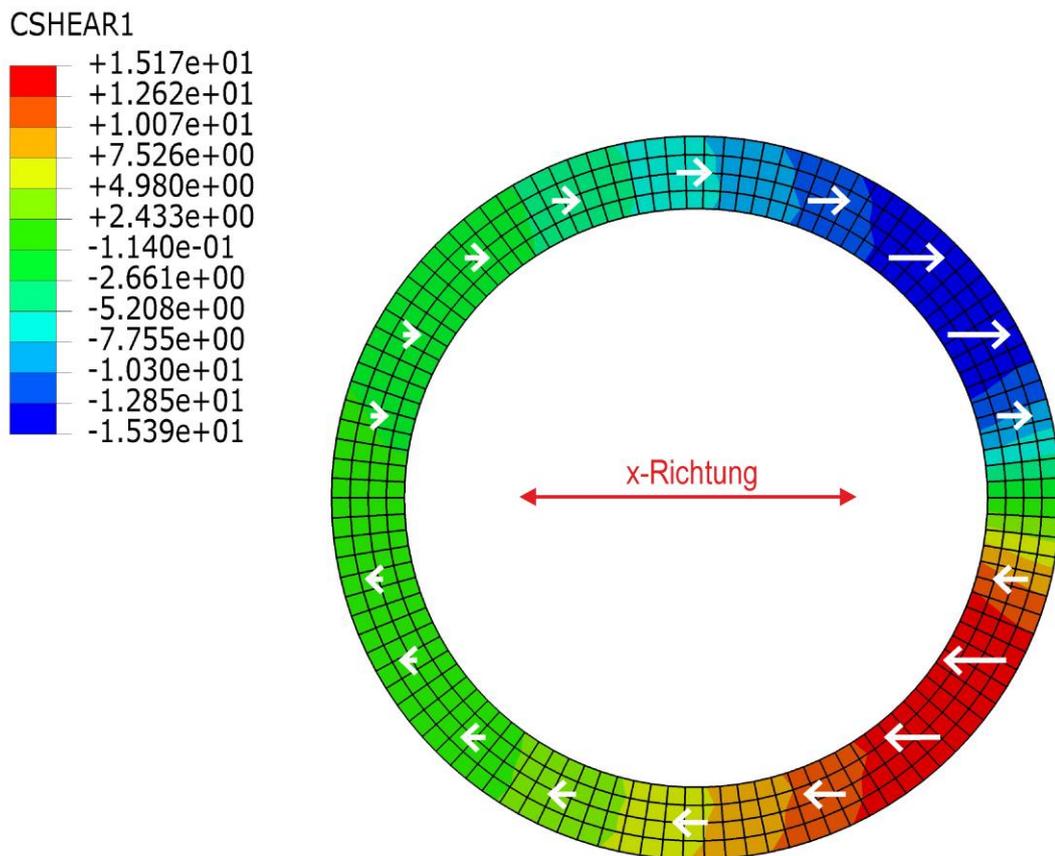


Abbildung 5-9: Schubspannungen in x-Richtung in der Fuge [N/mm²]

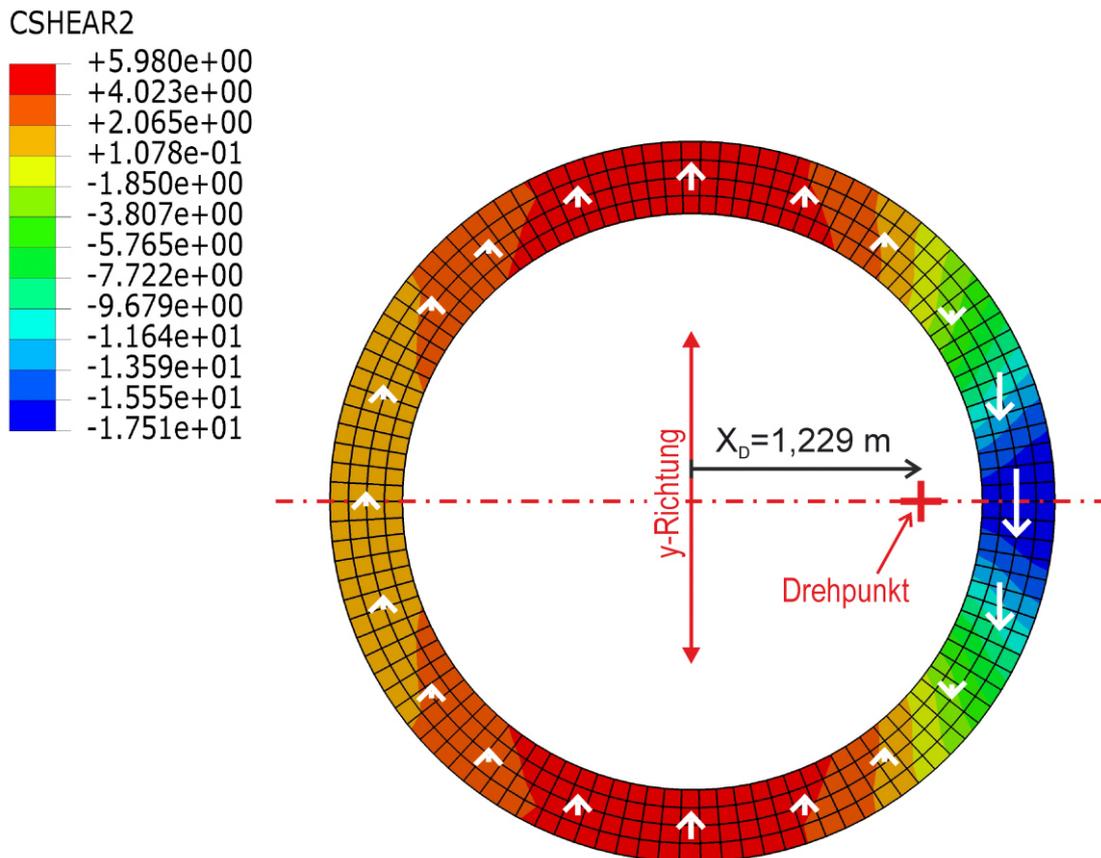


Abbildung 5-10: Schubspannungen in y-Richtung in der Fuge [N/mm²]

Aus dieser Darstellung wird deutlich, dass sich eine Verschiebung der Drehachse nur in x-Richtung einstellen kann, da sich oberhalb und unterhalb der Achse Gleichgewicht in x-Richtung eingestellt hat. Die Schubspannungen in y-Richtung beginnen auf der linken Seite der Abbildung 5-10 bei Werten von ca. 0 N/mm² und steigen in x-Richtung mit positiven Werten sukzessiv bis ca. zur Mitte des Querschnittes an. Im weiteren Verlauf nehmen die Werte ab, bis es zu einem Nulldurchgang kommt. Im Anschluss steigen die Werte mit negativem Vorzeichen stark an. Das Maximum der Schubspannungen in der y-Richtung wird am rechten Rand des Querschnittes erreicht. Zur Erfüllung der inneren Gleichgewichtsbedingungen müssen sich die Schubspannungen auch in y-Richtung in der Summe bzw. rechts und links des Drehpunktes aufheben. Diese Bedingung stellt sich ein, wenn der angenommene Drehpunkt vom Mittelpunkt des Kreisrings auf der x-Achse bis zum Nulldurchgang der Schubspannungen in y-Richtung verschoben wird. Das Maß der Drehpunktverschiebung kann so mit den Spannungswerten der Berechnung auf 1,229 m bestimmt werden. Die sich aus dem unter Kapitel 4.2 entwickelten Modell ergebende Drehpunktverschiebung beträgt 1,224 m und stimmt somit vergleichsweise gut überein.

5.2 Torsionstragverhalten eines Segmentturmes

5.2.1 Modellbeschreibung

Zur Simulation der Versuche aus dem Kapitel 6.2 wurde das numerische Modell aus dem Kapitel 5.1.1 erweitert. In das Modell wurde eine Spannstange in der Mitte des Systems implementiert, um die Vorspannung nicht mehr als äußere Last, sondern als definierte Vorspannung im System aufbringen zu können. Der Hintergrund hierbei ist, dass es zu keinen Effekten aus der Theorie II. Ordnung aus der Vorspannkraft kommt wie es bei einer äußeren Last gegeben wäre. Weiter muss der Einfluss einer zusätzlichen Erhöhung der Vorspannung beim Einsetzen der Klaffung der Fugen im System berücksichtigt werden [Shi16]. Die Spannstange wird über eine Kopplung im Mittelpunkt der Lasteinleitungsplatte mit dem oberen Segment verbunden. Am unteren Ende erhält die Spannstange auf Höhe der Lagerung des untersten Segmentes ein festes Auflager.

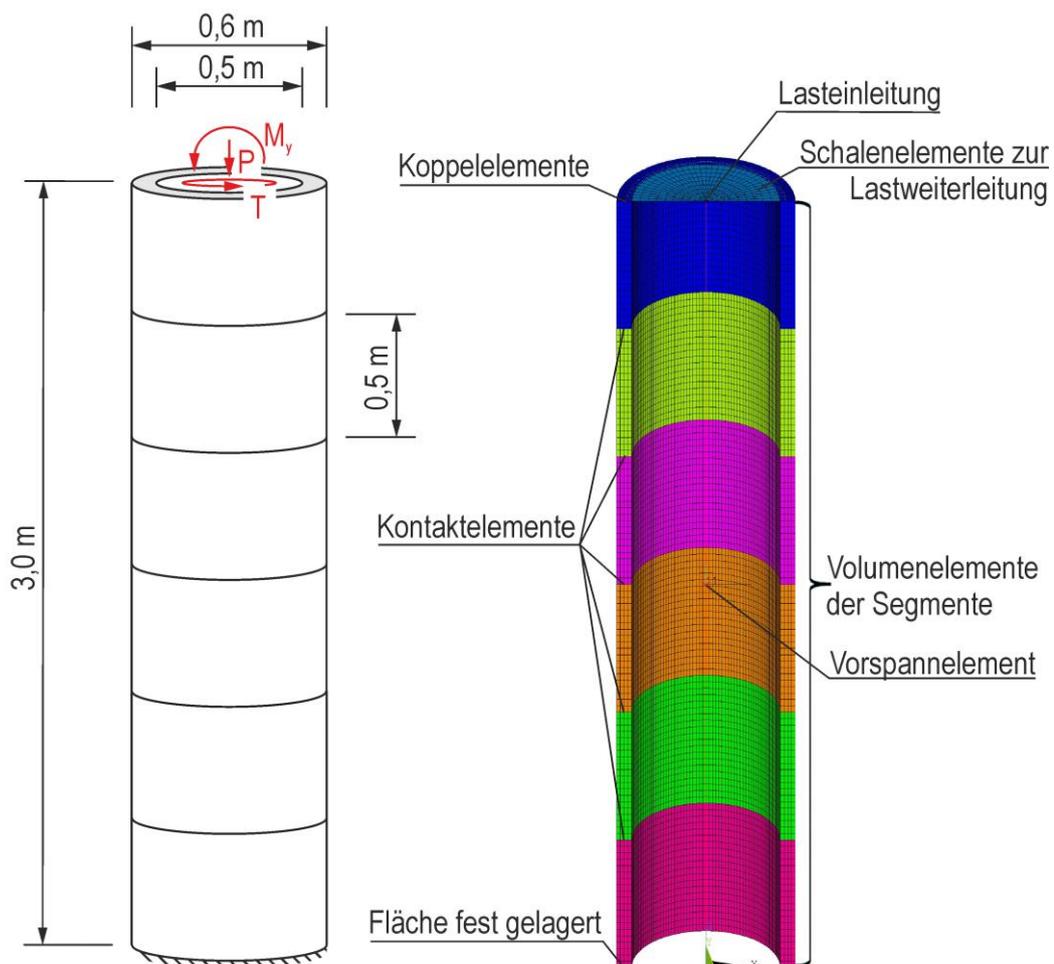


Abbildung 5-11: Systemdarstellung Modellversuch, links: Systemskizze; rechts: Zur Hälfte dargestelltes 3D-Modell der Simulation

Die Vorspannung wird über eine Trennung der Spannstange in der Mitte des Systems und das entgegengesetzte Verschieben der beiden Trennungspunkte bis zum Erreichen der gewünschten Vorspannkraft erreicht. Die Einleitung der Lasten sowie die Reihenfolge der Aufbringung entspricht der Berechnung aus Kapitel 5.1.1. Die Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens wurde ebenfalls aus der vorherigen Berechnung übernommen. Zur Simulation wurde ein Beton mit einem E-Modul von 37.000 N/mm^2 entsprechend dem Versuch aus Kapitel 6.2 gewählt. Die Geometrie des Modells entsprach ebenfalls dem Versuch. Der Turmabschnitt mit sechs Segmenten besaß eine Höhe von 3 m , einen Durchmesser von $D = 60 \text{ cm}$ und eine Wandstärke von $b = 5 \text{ cm}$. Um den Versuch möglichst realistisch abbilden zu können, wurden die Simulationen unter Berücksichtigung des Eigengewichtes der Segmente und der zugehörigen Konstruktionen durchgeführt. Die Vorspannkraft wurde entsprechend des ersten Versuches der zweiten Versuchsreihe zu $P = 263,5 \text{ kN}$ gewählt. Ebenfalls wurde der Reibbeiwert dem im Versuch ermittelten Wert von $\mu = 0,55$ angepasst.

5.2.2 Allgemeine Simulationsergebnisse

Die Ergebnisse der Verformungsberechnung zeigen das bereits unter Kapitel 5.1.2 beschriebene Verhalten eines segmentierten Tragwerks.

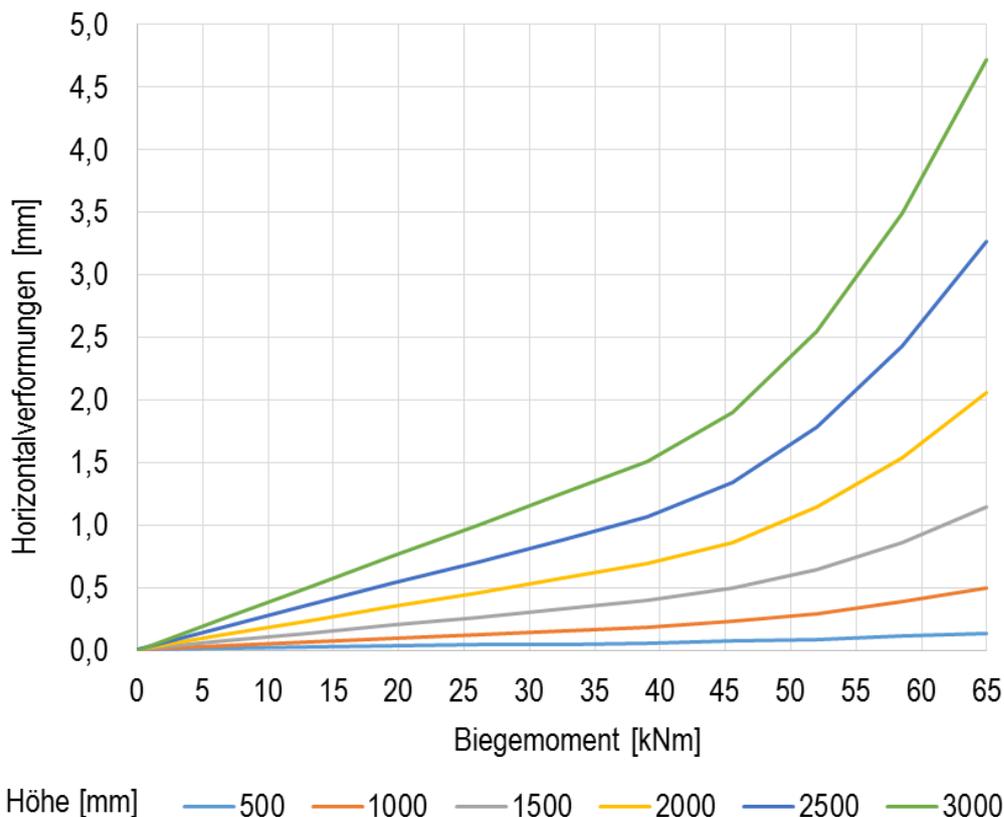


Abbildung 5-12: Horizontalverformung des Turmes in der numerischen Berechnung unter ansteigendem Biegemoment

In der Abbildung 5-12 sind die Horizontalverformungen des Turmes aus der Simulation in verschiedenen Höhenlagen unter einem ansteigenden Biegemoment dargestellt. Wie bereits im Kapitel 5.1.2 beschrieben, verhält sich das System ebenfalls im ersten Bereich der Kurve annähernd linear. Kommt es durch die Umlagerung der Normalspannungen im System aufgrund des Biegemomentes zum Aufklaffen der Fugen, wachsen die Verformungen bei einer weiteren Steigerung des Biegemomentes überproportional an. Die Verformungskurve des obersten Punktes des Turmabschnittes macht dieses Verhalten am deutlichsten, da sich die Zusatzverformungen der Klaffungen der einzelnen Fugen aufsummieren und sich so eine deutliche überproportionale Verformung zeigt.

Durch das Eigengewicht der Konstruktion erhöht sich in den unteren Fugen die Normalspannung und es kommt zu minimalen Veränderungen der Fugenklaffungen über die Höhe. Entscheidend ist dieses Verhalten für die weiteren Untersuchungen in Bezug auf die Torsionstragfähigkeit. Aufgrund der Annahme eines einheitlichen Reibbeiwertes und der größten Klaffung in der obersten Fuge stellt sich das Versagen unter Torsionseinwirkungen in dieser Fuge ein.

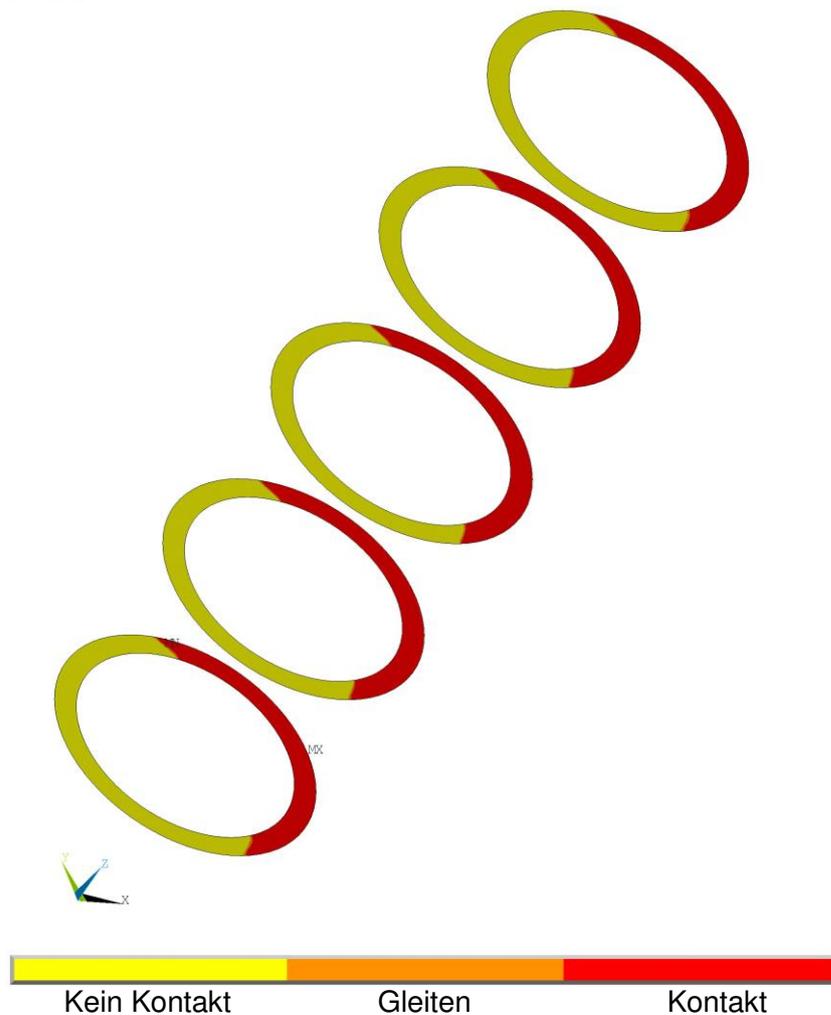


Abbildung 5-13: Klaffungszustand der Fugen unter einem Biegemoment von 65 kNm

In der Abbildung 5-13 ist der Klaffungszustand der Fugen unter dem maximal berechneten Biegemoment von 65 kNm gezeigt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Klaffung bis über die Hälfte des Querschnittes reicht und sich wie bereits in Kapitel 5.1.2 beschrieben einstellt.

5.2.3 Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit

Für die Betrachtung der Torsionstragfähigkeit wurden die zuvor beschriebenen Untersuchungen durch eine Torsionseinwirkung ergänzt. Unter verschiedenen Biegebeanspruchungen wurde die Torsionsbeanspruchung sukzessiv bis zum Abgleiten der obersten Fuge gesteigert. In der Abbildung 5-14 ist der Zustand der Fugen kurz vor dem Abgleiten der obersten Fuge dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Bereich des noch vorhandenen Reibkontaktes in der obersten Fuge am kleinsten ist und es durch die Differenz des Eigengewichtes zum Versagen in der obersten Fuge kommt.

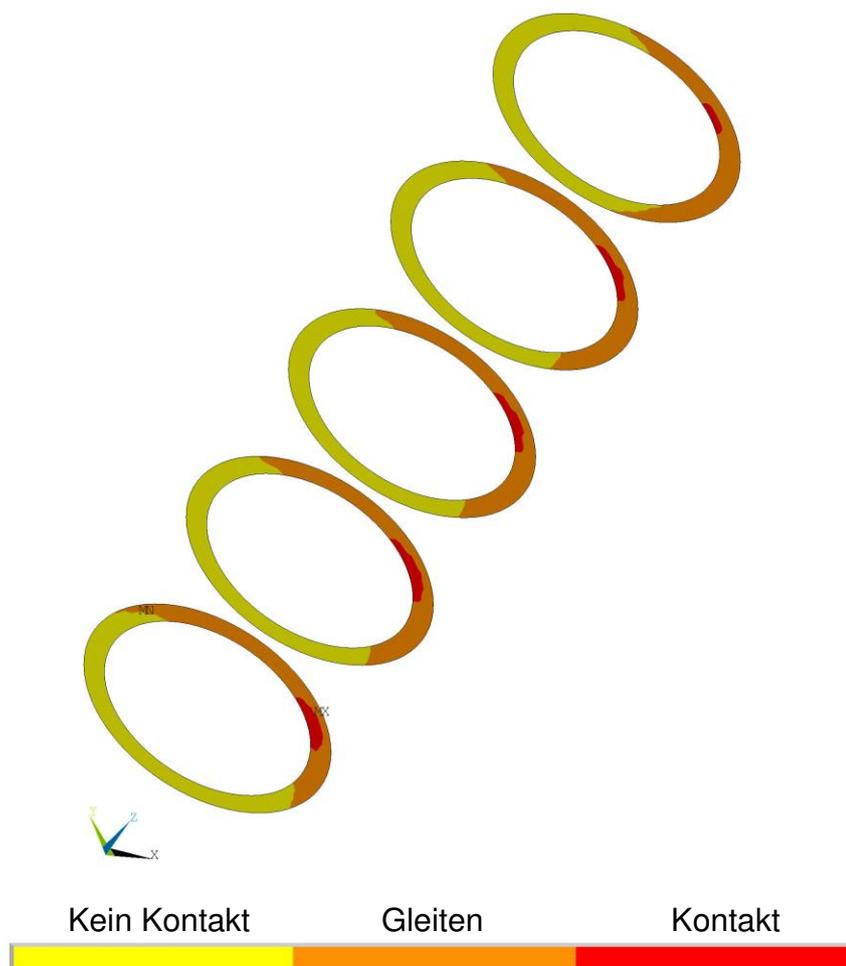


Abbildung 5-14: Klaffungszustand der Fugen unter einem Biegemoment von 65 kNm und einer Torsionsbeanspruchung von ca. 25 kNm kurz vor dem Abgleiten der Fugen

Deutlich zu erkennen ist auch der Unterschied zwischen der Abbildung 5-13 und der Abbildung 5-14. Durch die Torsionseinwirkung nimmt der Bereich des gleitenden Kontaktes sukzessiv zu und der Bereich des noch vorhandenen, festen Reibkontaktes mehr und mehr ab, bis am Ende die oberste Fuge vollkommen in den gleitenden Zustand übergeht.

Zur Erstellung der Abbildung 5-15 wurde die Berechnung des Systems unter verschiedenen großen Biegemomenten durchgeführt. Das zusätzlich aufgebrachte Torsionsmoment wurde entsprechend gesteigert und das Ende jeder Berechnung ergab sich durch das Abgleiten der obersten Fuge. Die aus den Ergebnissen erstellte Tragfähigkeitskurve ist in der Abbildung 5-15 dargestellt. Ebenfalls ist der Anstieg der Vorspannkraft im System gezeigt, zu dem es durch das Aufklaffen der Fugen kommt. Weiter wird die Tragfähigkeit mit dem unter Kapitel 4.2 entwickelten Torsionsmodell verglichen. Die Berechnungen des Fasermodells legen die Vorspannkraft der FE-Berechnung zugrunde. Durch den Anstieg der Vorspannkraft kommt es jedoch nicht zu der unter Kapitel 4.2 aufgezeigten Tragfähigkeitskurve mit einer gleichmäßigen Reduzierung der Tragfähigkeit unter einem ansteigenden Biegemoment. Die Abnahme der Torsionstragfähigkeit wird durch den Anstieg der Vorspannkraft verringert und der Kurvenverlauf flacht ab dem Klaffungsmoment ab. Die numerische Berechnung und das Torsionstragmodell stimmen in den Tragfähigkeiten annähernd überein. Die Tragfähigkeit wird mit dem Fasermodell im Vergleich zur numerischen Berechnung leicht überschätzt. Die Differenz wird, wie auch unter Kapitel 5.1.3, auf die Vereinfachungen im Modell zurückgeführt (lineare Spannungsverteilung, Ebenbleiben der Querschnitte).

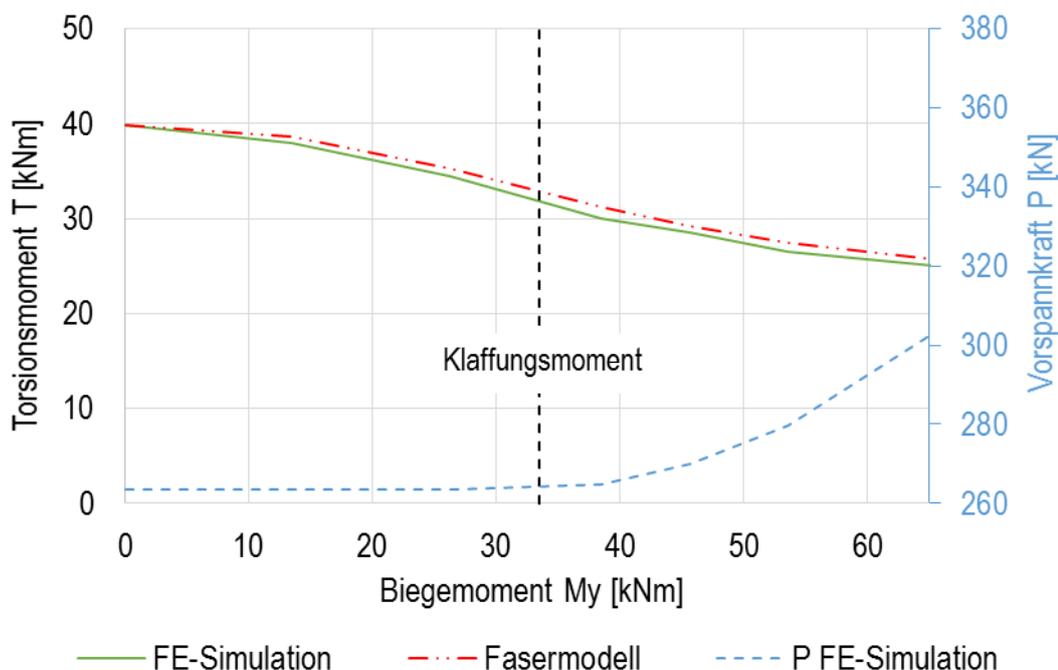


Abbildung 5-15: Torsionstragfähigkeit eines Segmentturmes unter ansteigendem Biegemoment

6 Versuche zum Torsionstragverhalten

6.1 Aluminiumrohrversuch

6.1.1 Versuchsaufbau

Zur Bestätigung der theoretischen Betrachtungen aus Kapitel 4.2 und den numerischen Berechnungen aus Kapitel 5.1 wurden Versuche zur Torsionstragfähigkeit an einem segmentierten Aluminiumrohr durchgeführt. Der Versuchskörper bestand aus einem Rohr mit einem Außendurchmesser von 200 mm, einer Wandstärke von 12,5 mm und einer Gesamtlänge von 1200 mm (siehe Abbildung 6-1). Geteilt war das Rohr in sechs Teile bestehend aus zwei Lasteinleitungssegmenten (oben und unten) mit einer Länge von je 400 mm und vier dazwischen liegenden Segmenten von je 100 mm Länge. Die Lasteinleitungssegmente waren mit Kreisplatten verschraubt, welche auf der Unterseite mit dem Spannfeld verspannt und auf der Oberseite mit dem in Abbildung 6-1 dargestellten Lasteinleitungskreuz verschraubt waren. Im Zentrum der Konstruktion verlief eine Gewindestange zur Erzeugung der Vorspannung auf die Probekörper. Zwei Lastarme des Lasteinleitungskreuzes waren mit Stahlseilen verbunden, welche zur Erzeugung gegenläufiger Kräfte zu Hydraulikzylindern führten. Eine Gleichschaltung der Hydraulikzylinder im Hydrauliksystem machte es möglich mit beiden Zylindern gleiche Lasten zu erzeugen. So wirkte auf die Aluminiumrohre ein reines Torsionsmoment ohne einen Querkrafteinfluss ein. Um den Biegeeinfluss untersuchen zu können, wurden an einem Lastarm (quer zu den "Torsionsarmen") Gewichte angehängt und je nach Erfordernis gesteigert. Gemessen wurden alle zuvor beschriebenen Lasten, um die Torsionstragfähigkeit der Segmentfugen ermitteln zu können.

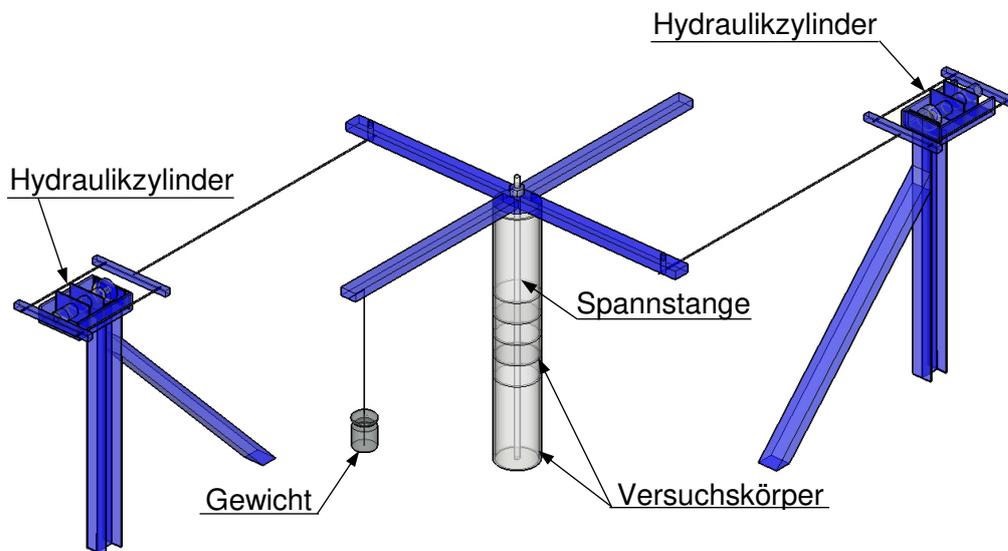


Abbildung 6-1: Versuchsstand Aluminiumrohrversuche

In der nachfolgenden Tabelle 6-1 werden die Materialdaten der verwendeten Aluminiumrohre aufgelistet.

Tabelle 6-1: Materialeigenschaften der Aluminiumrohrversuche

Aluminium AlMgSi0,5-6060		
Zugfestigkeit	R_m	215 N/mm ²
Streckgrenze	$R_{p0.2}$	160 N/mm ²
E-Modul	E	69.500 N/mm ²
Schubmodul	G	26.100 N/mm ²
Querdehnzahl	ν	0,33

Da es sich bei Aluminium um einen gut geeigneten Modellwerkstoff für Stahlbeton handelt, werden die Versuche mit Aluminiumrohren durchgeführt. Aluminium hat den großen Vorteil im Gegensatz zu Beton bzw. Stahlbeton, dass es ein isotroper Werkstoff ist. Weiterhin erfährt das Material keine Rissbildungen im Sinne des spröden Materialverhaltens von Beton auf Zug und ist somit zur Erforschung des idealisierten Tragverhaltens sehr geeignet. Ebenfalls sind auf materieller Seite, bei einem geringen Spannungsniveau, keine Nichtlinearitäten zu erwarten.

Während des Versuches wurden neben den eingeleiteten Kräften (Vorspannung, Biegung, Torsion) auch die Verdrehungen sowie die Verformungen aufgezeichnet. Hierfür waren an der Oberkannte sowie in der Mitte der untersuchten Rohre Laserdistanzsensoren angebracht. Zur Messung der Verdrehung am Ende des unbelasteten Lasteinleitungsträger war ebenfalls ein Laserdistanzsensor installiert. Die Messeinrichtungen sind in der Abbildung 6-2 dargestellt.

6.1.2 Versuchsdurchführung

Zur Durchführung der Versuche wurde im ersten Lastschritt die Vorspannung als wesentliche Lastkomponente aufgebracht. Durch das Anziehen der Mutter auf der Spannstange im Zentrum des Rohres kam es zu einer Dehnung der Gewindestange und gleichzeitig wurden die Probekörper mit der entsprechenden Druckkraft versehen. Dadurch entstand in den Fugen die erforderliche Normalspannung, welche durch Reibung eine Torsionstragfähigkeit der Fugen ermöglicht. Im ersten Versuch erfolgte im Anschluss die Steigerung des Torsionsmomentes bis zum Abgleiten einer der Fugen. Durch dieses Vorgehen lässt sich der in der Fuge vorherrschende Reibbeiwert bestimmen. Unter der Annahme eines umlaufenden Schubflusses (1. Bredtsche Formel) nach der Saint-Venantschen Torsionstheorie für dünnwandige Querschnitte und dem Ansatz der

aufgebrachten Vorspannung P erfolgt die Ermittlung des Reibbeiwertes μ nach Formel 2.7.

$$\mu = \frac{T}{P \cdot r_m}$$

6.1



Abbildung 6-2: Versuchsstand der Aluminiumrohrversuche mit Belastung

Zum Schluss erfolgte das Absenken der Torsionsbeanspruchung und der Vorspannung. Die Probekörper wurden neu ausgerichtet und der Versuch ein weiteres Mal durchgeführt. In den nachfolgenden Versuchen wurde die Belastung durch eine Biegebeanspruchung ergänzt. Nach dem Aufbringen der Vorspannung folgte die Biegung und zum Ende die Torsionsbelastung bis zum Erreichen der Grenztragfähigkeit. Nach dem Abgleiten einer Fuge wurden die Beanspruchungen wieder abgesenkt und die Konstruktion für den nächsten Versuch vorbereitet. Es erfolgte die Versuchsdurchführung für verschiedene Biegebeanspruchungen und auf zwei Lastniveaus. Für das erste Lastniveau war die Ausgangsvorspannung mit $P = 20 \text{ kN}$ vorgesehen, für das zweite Lastniveau mit $P = 30 \text{ kN}$. Bei der Versuchsdurchführung war mit kleinen Schwankungen der Vorspannung zu rechnen, da die händisch aufgebrachte Vorspannung über die Gewindestange nicht exakt eingestellt werden konnte. Die Ergebnisse in Abbildung 6-4 und Abbildung 6-5 zeigen jedoch, dass die Unterschiede zu vernachlässigen sind. Viel mehr ist die Veränderung der Vorspannung durch das Aufklaffen der Fugen zu erwähnen. Die Vorspannkraft steigt durch die Zusatzdehnungen in der Spannstange aufgrund der Fugenklaffung an. Dieser Effekt ist in den Abbildungen deutlich zu erkennen.

6.1.3 Allgemeine Versuchsergebnisse

Die gemessenen Verformungen werden in Abbildung 6-3 über das Biegemoment dargestellt. Sowohl die Messung der Kopfverformung als auch die Verformungsmessung in der Mitte des Rohrversuches zeigen das signifikante Verformungsverhalten eines segmentierten Tragwerkes. Im ersten Teil der Kurve steigt die Horizontalverformung linear mit dem Biegemoment an. Bei einem Biegemoment von $M_y \approx 880 \text{ Nm}$ kommt es zum Aufklaffen der Fugen. Bei einer weiteren Steigerung des Biegemomentes wachsen die Verformungen überproportional an.

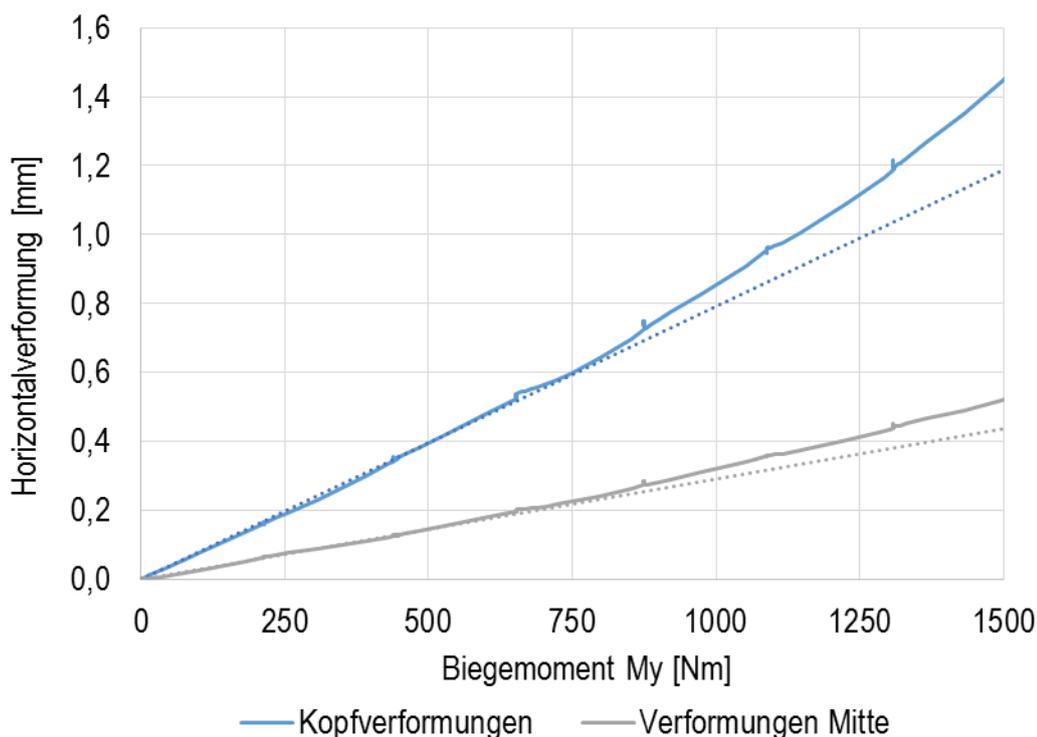


Abbildung 6-3: Biegeverformungen im Aluminiumrohrversuch ($P = 20 \text{ kN}$)

6.1.4 Versuchsergebnisse zur Torsionstragwirkung

Durch das Aufbringen einer reinen Torsion unter einer Vorspannung von $P = 20 \text{ kN}$ konnte der Reibbeiwert der Fugen zu $\mu = 0,148$ bestimmt werden. Die Torsionstragfähigkeiten aller Versuche dieser Laststufe sind in der Abbildung 6-4 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich ein sukzessiv abnehmender Verlauf der Torsionstragfähigkeit bei steigendem Biegemoment einstellt. Im Vergleich zur aktuellen Theorie stellt sich, wie nach Kapitel 4.1 erwartet, kein Sprung in der Tragfähigkeit ein. Im Übergang zwischen einer geschlossenen und einer klaffenden Fuge ist keine schlagartige Veränderung des Torsionswiderstandes detektierbar. Die Ergebnisse zeigen, dass die Torsionstragfähigkeit der Konstruktion in Bezug

auf die aktuellen Theorien bei einer geschlossenen Fuge überschätzt und im klaffenden Zustand deutlich unterschätzt wird. Die Vorspannung variiert in den Ergebnissen geringfügig. Zum einen ist dies auf Ungenauigkeiten beim Vorspannen und zum anderen auf die Klaffung der Fugen zurückzuführen.

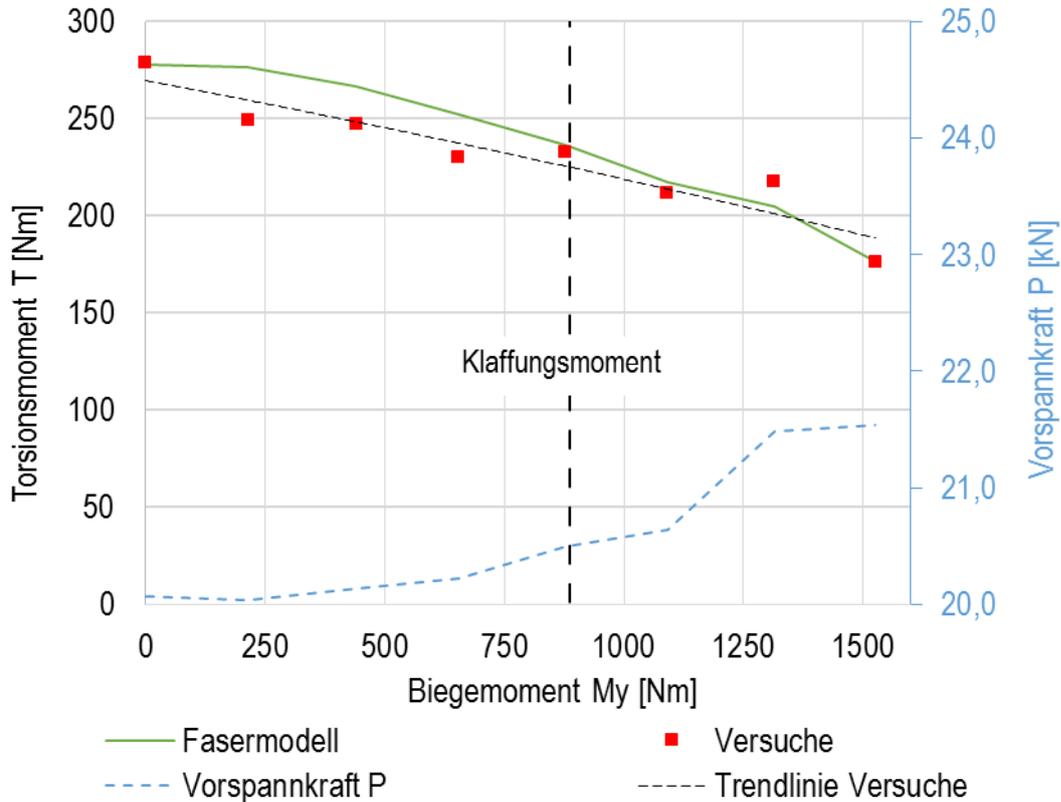


Abbildung 6-4: Torsionstragfähigkeiten im Versuch bei steigendem Biegemoment ($P = 20 \text{ kN}$)

Nach den einzelnen Versuchen unter verschiedenen Biegebeanspruchungen wurde die Bestimmung des Reibbeiwertes unter reiner Torsion wiederholt und der Wert von $\mu = 0,148$ konnte bestätigt werden. Eine grundlegende Veränderung des Reibbeiwertes durch die vorangegangenen Versuche kann somit ausgeschlossen werden.

Bei der Durchführung der Versuche auf einem höheren Lastniveau von $P = 30 \text{ kN}$ wurde erneut mit der Feststellung des Reibbeiwertes begonnen. Durch eine Reinigung der Fugen und den gesamten Neuaufbau stellt sich der Reibbeiwert bei $\mu = 0,152$ ein. Die Ergebnisse der nachfolgenden Versuche unter ansteigendem Biegemoment sind qualitativ vergleichbar zu den vorangegangenen Versuch (siehe Abbildung 6-5). Bis auf einen Ausreißer im zweiten Versuch bei einem Biegemoment von $M_y = 214 \text{ Nm}$ ergibt sich wieder ein gleichmäßig abnehmender Verlauf der Torsionstragfähigkeiten unter ansteigendem Biegemoment.

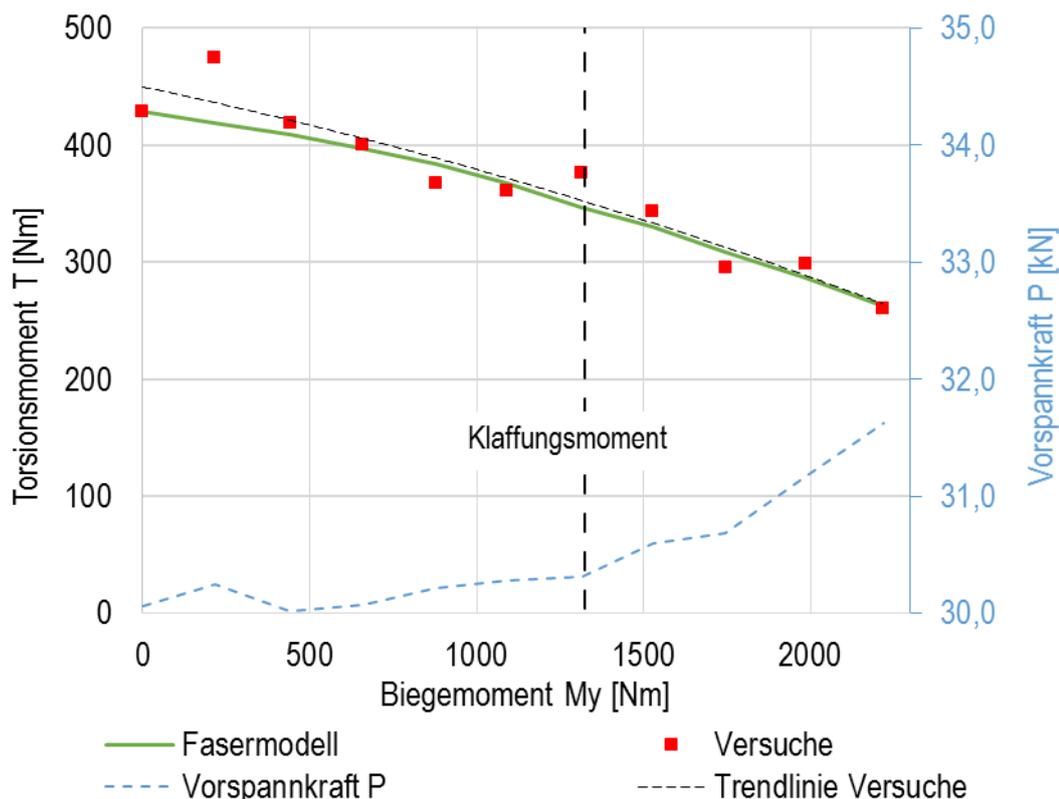


Abbildung 6-5: Torsionstragfähigkeiten im Versuch bei steigendem Biegemoment ($P = 30 \text{ kN}$)

Die Ergebnisse bestätigen, dass die aktuellen Theorien, wie unter Kapitel 2.3 beschrieben, nicht für eine derartige Konstruktion anwendbar sind und zu einer Fehleinschätzung der Tragfähigkeiten führen.

Ein wiederholungsversuch der Reibwertbestimmung am Ende der Versuche konnte den Wert mit $\mu = 0,152$ bestätigen.

Die Untersuchung der Verdrehsteifigkeit der einzelnen Versuche unter einer Vorspannung von $P = 20 \text{ kN}$ ist in der Abbildung 6-6 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich bei unterschiedlichen Biegebeanspruchungen nicht nur die maximale Torsionstragfähigkeit verändert, sondern sich auch eine veränderte Verdrehsteifigkeit einstellt. Die Kurvenverläufe sind in ihrer Charakteristik alle ähnlich. Im ersten Bereich der Kurve stellt sich ein annähernd linearer Ast ein, welcher je nach Größe der Biegebeanspruchung dann in einen abflachenden Teil übergeht. Dieser setzt sich bis zum Abgleiten der Fuge fort.

Der Abfall des Torsionsmomentes durch das Abgleiten einer Fuge ist durch die leicht abfallenden bzw. annähernd horizontal verlaufenden Kurven zu erkennen. Als entscheidende Erkenntnis der Abbildung 6-6 ist der veränderte Anstieg der Kurven anzusehen. Es zeigt sich, dass die Kurven bis zum Abgleiten einer Fuge eine veränderte Steigung haben. Dies weist auf eine veränderte Drehsteifigkeit der Konstruktion hin. Diese wird durch die Klaffung der Fugen bzw. eine ungleichmäßige Normalspannungsverteilung in der Fuge erzeugt. Die letzte Kurve (gestrichelte Kurve) zeigt den Wiederholungsversuch der Reibwertbestimmung und besitzt einen

annähernd identischen Kurvenverlauf wie der erste Versuch. Aus diesem Ergebnis kann geschlossen werden, dass es während der Versuche zu keiner Schädigung der Probekörper gekommen ist.

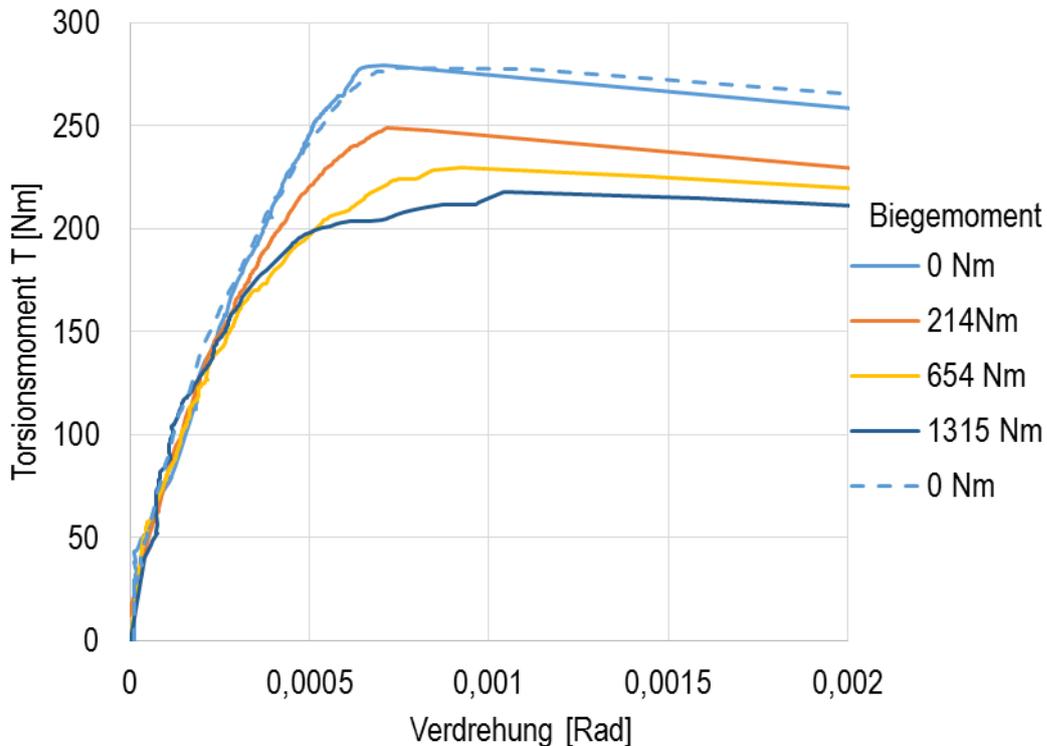


Abbildung 6-6: Verdrehsteifigkeit der Versuchskörper unter ansteigendem Biegemoment ($P = 20 \text{ kN}$)

Insgesamt zeigen die Ergebnisse der Fasermodellberechnung aus Kapitel 4.2 und der Versuchsergebnisse in den Abbildung 6-4 und Abbildung 6-5 eine sehr gute Übereinstimmung. Die Kurvenverläufe der beiden Versuchsreihen zeigen die sukzessive Abnahme der Torsionstragfähigkeit unter ansteigendem Biegemoment. Unter Berücksichtigung einer natürlichen Streuung der Versuchsergebnisse, bestätigen die Versuche das unter Kapitel 4.2 entwickelte Tragfähigkeitsmodell.

6.2 Segmentturm Stahlbeton⁵

6.2.1 Versuchsaufbau

Weitere Versuche zur Bestätigung der theoretischen Betrachtungen aus Kapitel 4.2 und numerischen Berechnungen aus Kapitel 5.1 wurden an einem Turm aus Stahlbetonsegmenten der Betonfestigkeitsklasse C70/85 durchgeführt. Die Materialeigenschaften des verwendeten Vergussbetons wurden versuchstechnisch bestimmt und sind in der nachfolgenden Tabelle 6-2 abgebildet.

Tabelle 6-2: Materialeigenschaften der Stahlbetonversuche

Betonmörtel – Betec 180 bei Versuchsdurchführung		
Festigkeitsklasse		C70/85
Druckfestigkeit	f_c	83 N/mm ²
E-Modul	E_c	37.000 N/mm ²

Der Versuch bestand aus einem Turmabschnitt mit sechs Stahlbetonsegmenten mit einem Außendurchmesser von $D = 60\text{ cm}$ und einer Wandstärke von 5 cm. In der Wandung der Segmente war eine einlagige Bewehrung mit vertikalen Bewehrungsseisen $\varnothing 6\text{ mm}$ in einem Abstand von ca. 20 cm und einer umlaufenden Bewehrung $\varnothing 6\text{ mm}$ in einem Abstand von ca. 16 cm angeordnet.



Abbildung 6-7: Bewehrungskorb und Schalung für die Segmentherstellung

⁵ Auszüge des Kapitels wurden bereits von Hartwig und Marx [Har19b] veröffentlicht.

Die Segmente wurden nach der Betonage auf der Ober- und Unterseite durch eine CNC gesteuerte Schleifmaschine plan geschliffen und so eine passgenaue Fügung der Segmente hergestellt. Die Höhe der Segmente betrug je $H = 50 \text{ cm}$, wodurch sich eine Gesamthöhe des Turmabschnittes von 3 m ergab. (siehe Abbildung 6-8).

Die grundlegende Funktionsweise des Versuches und des Versuchsaufbaus entsprach dem Aufbau des kleinmaßstäblichen Versuches aus Kapitel 6.1. An der Unterseite des Turmes wurde dieser über ein Fundament auf einem Spannfeld mit vier vorgespannten Verschraubungen fixiert. Das unterste Segment war mit dem Fundament über eine Vergussfuge verbunden. Das oberste Segment war mit einer Stahlplatte am Kopf versehen, welche bereits bei der Herstellung des Segmentes über einbetonierte Gewindestangen mit dem Segment verbunden wurde. Auf das oberste Segment war die Kopfkonstruktion aufgesetzt und über eine Schweißnaht mit der Stahlplatte am oberen Ende verbunden. Die Kopfkonstruktion bestand aus einem Rohrquerschnitt mit einem Durchmesser entsprechend dem mittleren Durchmesser der Segmente (siehe Abbildung 6-9). Auf den Rohrabschnitt folgte ein massives Kreuz aus Stahlträgern zur Einleitung der geplanten Beanspruchungen. Das Kreuz konnte je nach Bedarf mit vier Lasteinleitungsträgern versehen werden. Im Zentrum der Kopfkonstruktion befand sich ein Rohr mit einem Innendurchmesser von 55 mm, welches über

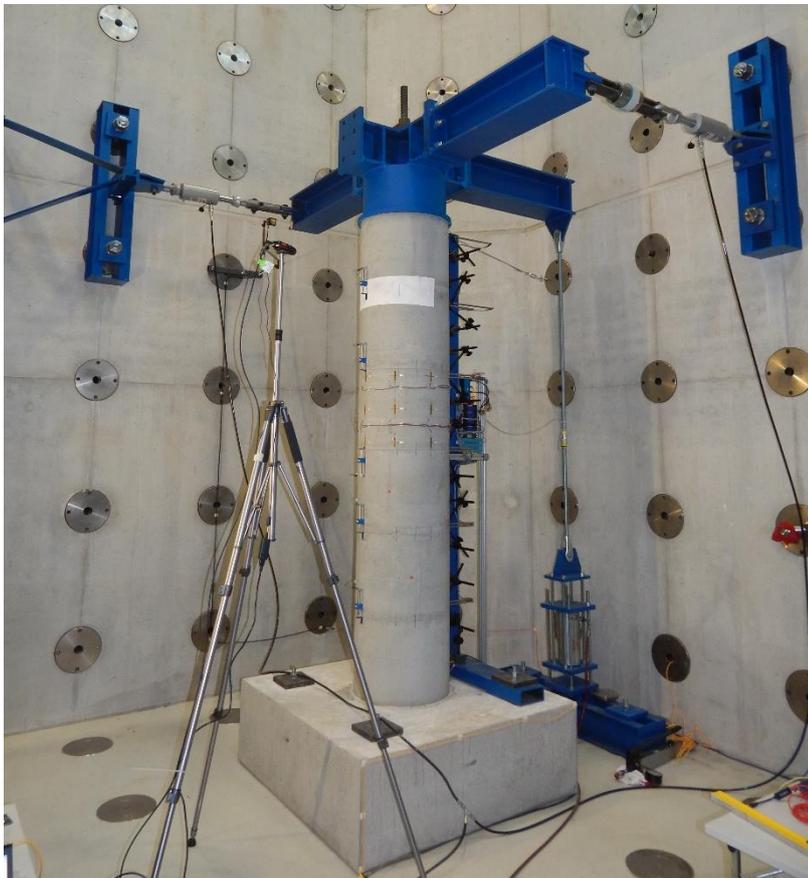


Abbildung 6-8: Großversuch zum Torsionstragverhalten von Kreisringsegmenten

Steifen sowohl mit dem Kreuz als auch mit dem Rohrabschnitt zur Lastweiterleitung in die Segmente verbunden war. Durch das Innere dieses Rohres wurde die Spannstange zur Vorspannung des Turmes geführt. Die Spannstange bestand aus einem Einzelspannstab mit einem Durchmesser von 47 mm der Stahlgüte 950/1050 N/mm². Das Spannglied war zum einen auf der Unterseite des Fundaments mit einer Lasteinleitungsplatte und einer Kugelbundmutter, zum anderen auf der Oberseite der Kopfkonstruktion ebenfalls mit einer Lasteinleitungsplatte und einer Mutter verankert. In der Regel erfolgte die Lasteinleitung der Biege- und Torsionsmomente über drei Lasteinleitungsträger. An einem der Stahlträger wurde in einem Abstand von 1,5 m über eine Gewindestange, welche mit einem Hydraulikzylinder auf dem Spannfeld verbunden war, eine Vertikallast eingeleitet. Diese Last erzeugte über den Hebelarm ein Kopfmoment am oberen Ende des Turmes. Über zwei weitere Träger, welche senkrecht zu dem bereits beschriebenen Träger angeordnet waren, wurden ebenfalls im Abstand von 1,5 m Horizontalkräfte über hydraulisch betriebene Zugzylinder eingeleitet. Diese Kräfte waren jeweils entgegengerichtet und in ihrer Größe identisch. Die Gleichheit der einwirkenden Lasten wurde durch zwei identische Zylinder und die Gleichschaltung des hydraulischen Drucks zu den Zylindern sichergestellt. So wurde am Turmkopf eine reine Torsion ohne einen Querkrafteinfluss erzeugt.

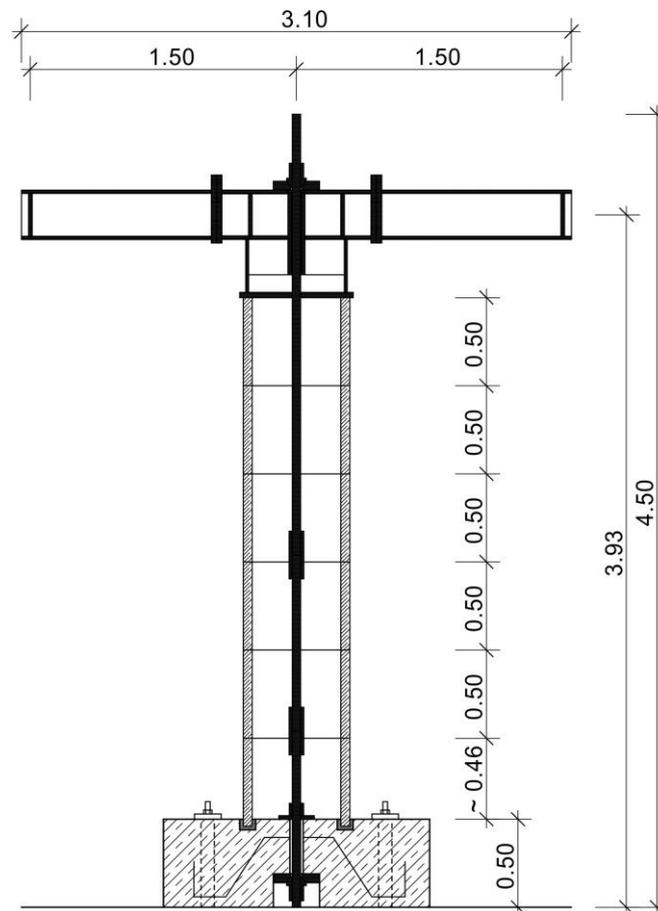


Abbildung 6-9: Schnittzeichnung des Turmversuches

Zur Aufzeichnung der Beanspruchungen und Verformungen waren mehrere Sensoren installiert. Die Spannungen in der Spannstange sowie in der Gewindestange zur Erzeugung des Kopfmomentes wurden über Dehnungsmessstreifen (DMS) erfasst. Die Messung der Lasten zur Erzeugung des Torsionsmomentes erfolgte über einen Kraftaufnehmer zwischen einem Lasteinleitungsträger und einem der Zugzylinder.

Die Verformungen des Turmes wurden über induktive Wegaufnehmer bzw. Laserdistanzsensoren gemessen. Zur Aufzeichnung der Biegeverformung des Turmes waren je Segment zwei Messstellen vorhanden. Jeweils in der Biegerichtung des Turmes waren an der Ober- und der Unterkante des Segmentes induktive Wegaufnehmer installiert. Die Verdrehung der Kopfkonstruktion wurde am Ende eines der Lasteinleitungsträger der Torsionslasten über einen Laserdistanzsensord aufgezeichnet. Um eine Bewegung im Fundament aufgrund der Torsionseinwirkung ausschließen zu können, wurde ebenfalls ein Laserdistanzsensord an einer Ecke des Fundamentes angebracht.

Zur Messung der Verformungen im Fugenbereich der Segmente wurde über die Fugen hinweg an der maximal zu erwartenden Klaffung je ein induktiver Wegaufnehmer angebracht (siehe Abbildung 6-10). Zur Überprüfung und Aufzeichnung der aufgetragenen Lasten sowie der entstehenden Dehnungen im Turmquerschnitt wurden auf der Außenseite eines Segmentes DMS installiert. Über den Umfang verteilt waren im Winkel von 45° je ein DMS an der Oberkante, in der Mitte und an der Unterkante des Segmentes angebracht. Insgesamt ergaben sich für die Erfassung der Betondehnung des Segmentes 24 DMS (siehe Abbildung 6-10).

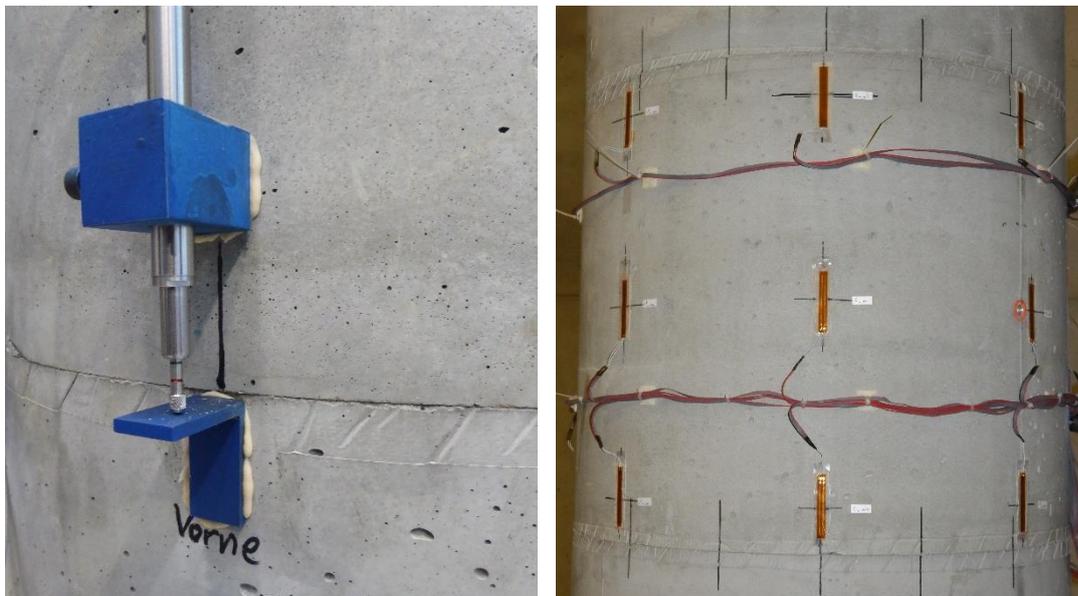


Abbildung 6-10: Messtechnische Ausrüstung am Turmversuch

Eine weitere Messeinrichtung zur Überwachung der Klaffung der Fugen waren photogrammetrische Aufnahmen während der Versuche. Da davon auszugehen ist, dass die oberste Fuge aufgrund des Eigengewichtes die geringsten Beanspruchungen erfährt und somit hier die größte Klaffung entsteht, wurde die photogrammetrischen Messungen an der obersten Fuge durchgeführt. Hierzu wurde der Fugenbereich mit einem sogenannten Specklemuster versehen (siehe Abbildung 6-11). Während der Versuche wurde mit einer Industriekamera das aufgetragene Muster alle zwei Sekunden (0,5 Hz) fotografiert und dann mit dem vor dem Versuchsbeginn entstandenen Referenzbild verglichen. Entstehende Dehnungen zwischen den einzelnen Punkten des Musters wurden erkannt und farblich dargestellt. Die hierfür benötigte Software wurde im Projekt „Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen“ [Mar14] entwickelt.

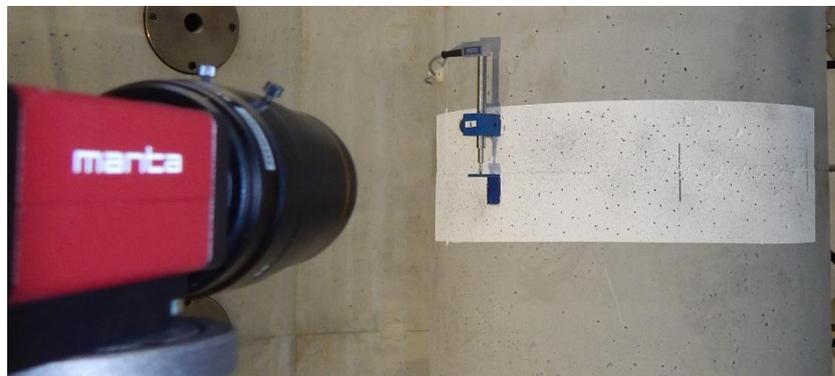


Abbildung 6-11: Industriekamera und Specklemuster im Bereich der obersten Fuge

6.2.2 Versuchsdurchführung

Zu Beginn der Versuche wurde im ersten Lastschritt eine Vorspannung auf die im Inneren des Turmes eingebaute Spannstange aufgebracht. Hierfür wurde auf dem Turmkopf eine hydraulisch betriebene Hohlkolbenpresse auf der Oberseite der Kopfkonstruktion aufgesetzt. Der Hohlkolbenzylinder wurde mit einer zusätzlichen Mutter auf der Spannstange fixiert, durch die die Vorspannkraft in die Spannstange geleitet wurde. Durch das Ausfahren des Zylinders entstand die Spannkraft und ein dazugehöriger Spannweg durch den die Kugelbundmutter unterhalb des Zylinders nachgezogen werden konnte. Nach dem Ablassen des Hydraulikdrucks wurde die Vorspannkraft noch einmal kontrolliert und diese, wenn erforderlich, noch einmal durch eine Wiederholung des Spannprozesses und das Nachziehen oder Lösen der Muttern angepasst.

In den ersten Versuchen wurde die Biegesteifigkeit des Systems untersucht. Hierfür wurde die Zugkraft in der außenliegenden Gewindestange durch den am Spannfeld fixierten Hydraulikzylinder sukzessiv erhöht. Die Kraft wurde am Ende des Lasteinleitungsträgers in die Konstruktion eingeleitet und erzeugte ein Einzelmoment am Kopf des Turmes. In den nachfolgenden

Versuchen wurde die Versuchsdurchführung durch die Lasteinleitung eines Torsionsmomentes ergänzt. Es wurde jeweils erst das Biegemoment und nachfolgend das Torsionsmoment aufgebracht. Dieses wurde sukzessiv bis zur Erreichung der Grenztragfähigkeit gesteigert. Wenn es zum Abgleiten der Fugen bzw. der Fuge kam, wurde das Torsionsmoment wieder abgelassen und im Anschluss das Biegemoment reduziert. Dieser Vorgang erfolgte jeweils unter verschieden großer Biegebeanspruchungen. Die daraus ermittelte Grenztragfähigkeitskurve wurde in einem Diagramm unter dem Kapitel 6.2.4 abgebildet.

Bei der Versuchsdurchführung kam es bereits bei der ersten Versuchsreihe unter reiner Torsionsbeanspruchung (ohne Biegebeanspruchung) zu Rissbildungen in den Segmenten, wie sie unter anderem von [Sub98] beschrieben werden (siehe Abbildung 6-12). Die Versuche wurden trotz der Risse weiter fortgeführt. Nach dem Eintreten offensichtlicher Risse wurde der Versuch abgebaut und mit neuen Segmenten wieder errichtet.

Um nachfolgende Rissbildungen auszuschließen und ideale Bedingungen zur Untersuchung der Fugentragfähigkeit zu schaffen, wurden die Segmente mit Spanngurten in Ringrichtung "extern vorgespannt" (siehe Abbildung 6-13). Eine weitere Maßnahme zur Verhinderung der Rissbildungen war die Reduzierung der Vorspannkraft des Turmes. So wurden die Normalspannungen in den Fugen geringer und das Abgleiten der Fugen erfolgte bei einer geringeren Torsionseinwirkung.



Abbildung 6-12: Torsionsrissbildungen im Stahlbetonsegment

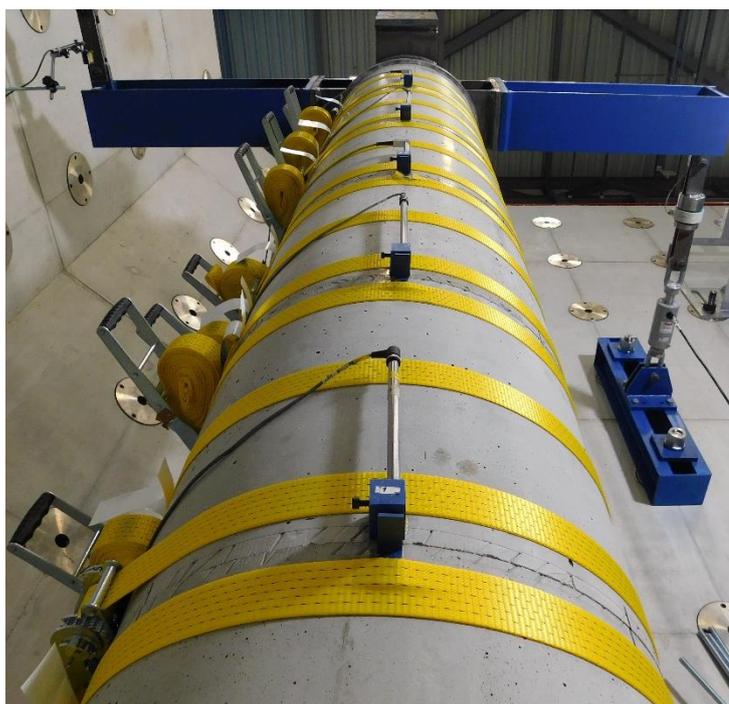


Abbildung 6-13: Verstärkung der Stahlbetonsegmente durch Spanngurte

6.2.3 Allgemeine Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse der Biegesteifigkeiten ergaben ein zu erwartendes Resultat. Nachfolgend werden diese Ergebnisse unter der im ersten Versuch vorherrschenden Vorspannung von $P = 512 \text{ kN}$ erläutert.

Durch die Momenteneinwirkung kam es zu einer Horizontalverformung des Systems. Die Abbildung 6-14 zeigt diese jeweils an der Ober- und Unterkante der einzelnen Segmente. Die Kurvenverläufe zeigen unter der ansteigenden Last im ersten Bereich des Diagramms einen annähernd linearen Anstieg der Horizontalverformungen. Im Bereich von $M_y \approx 75 \text{ kNm}$ kommt es zur Öffnung der Fugen und zu einem weiteren überproportionalen Anstieg der Verformungen bei steigendem Biegemoment. Der Hintergrund dieses Phänomens liegt in der Klaffung der Fuge und der damit abnehmenden Steifigkeit des Querschnittes im Fugenbereich. Für die oberste Messung ist der gesamte Verformungsweg abgebildet und beinhaltet sowohl die Be- als auch die Entlastung. Die Verformungsverläufe der Segmente eins bis fünf sowie die untere Messung des sechsten Segmentes sind gekürzt dargestellt, um die Übersichtlichkeit zu wahren. Die oberste Messung zeigt, dass die Verformungen nicht vollständig auf den Ausgangspunkt zurückgehen. Dies wird durch einen kleinen, irreversiblen Verformungsanteil in der Abbildung 6-14 deutlich.

Die in der Abbildung 6-10 dargestellten induktiven Wegaufnehmer zur Aufzeichnung der Verformungen in der Fugenebene brachten nicht den gewünschten Erfolg.

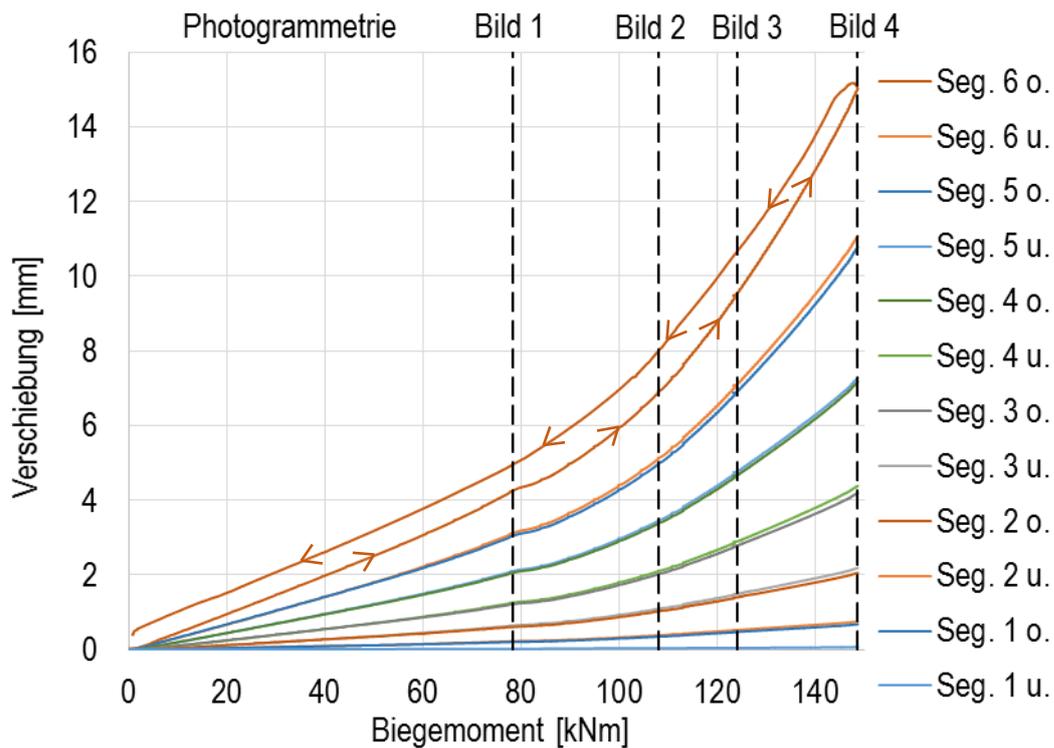


Abbildung 6-14: Horizontalverformungen der Segmente bei steigendem Biegemoment ($P = 512 \text{ kN}$)

Da die Messeinrichtung über die Fugen mit einer gewissen Entfernung zur Fuge angebracht war, wurden in der Messung sowohl die Betondehnung als auch eine mögliche Klaffung in diesem Bereich gemessen. Somit konnte kein signifikanter Punkt im Messverlauf erkannt und auch die Klaffungsgröße nicht sicher bestimmt werden.

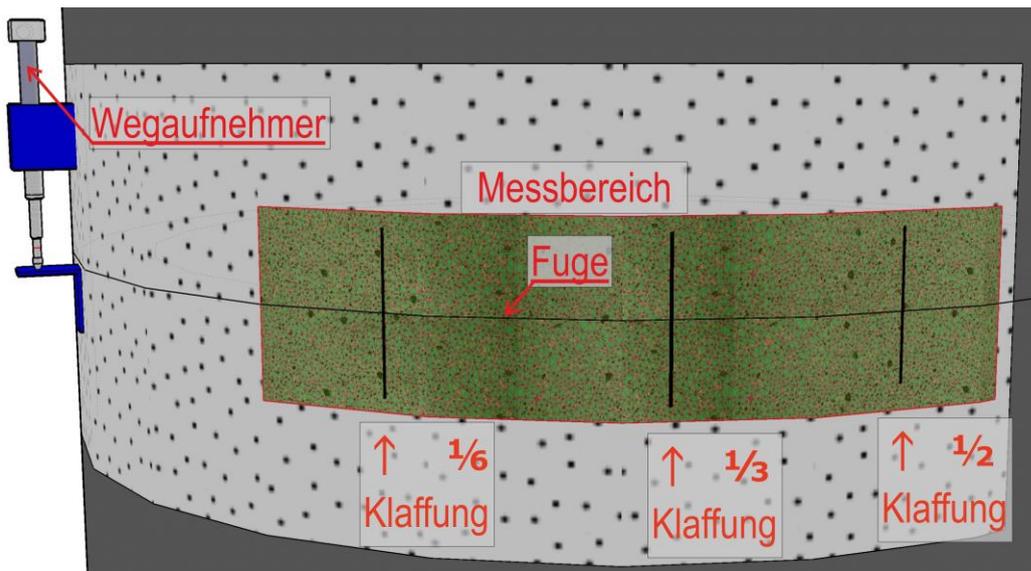


Abbildung 6-15: Darstellung des Messbereiches zur photogrammetrischen Messung

Deutlich bessere Ergebnisse wurden mit der photogrammetrischen Messung der Fugen erzielt. In Abbildung 6-15 wird die Messung der Photogrammetrie verdeutlicht und in der Lage definiert. Es wurde jeweils in dem abgebildeten Messbereich gemessen, welcher den Bereich der Fuge zwischen $<1/6$ bis hin zu $>1/2$ der Fugenklaffung betrachtet.

In der Abbildung 6-16 werden die Ergebnisse der Messung in vier Bildern gezeigt. Die zugehörige Belastungssituation ist in der Abbildung 6-14 mit angegeben. Das Aufklaffen der Fuge ist in den Bildern deutlich zu erkennen. Im Bild 1 der Abbildung 6-16 kann aufgrund des eingeschränkten Messbereiches noch keine Klaffung erkannt werden, wohingegen im Bild 2 die Klaffung bis zu $1/6$ der Fuge gut zu erkennen ist.

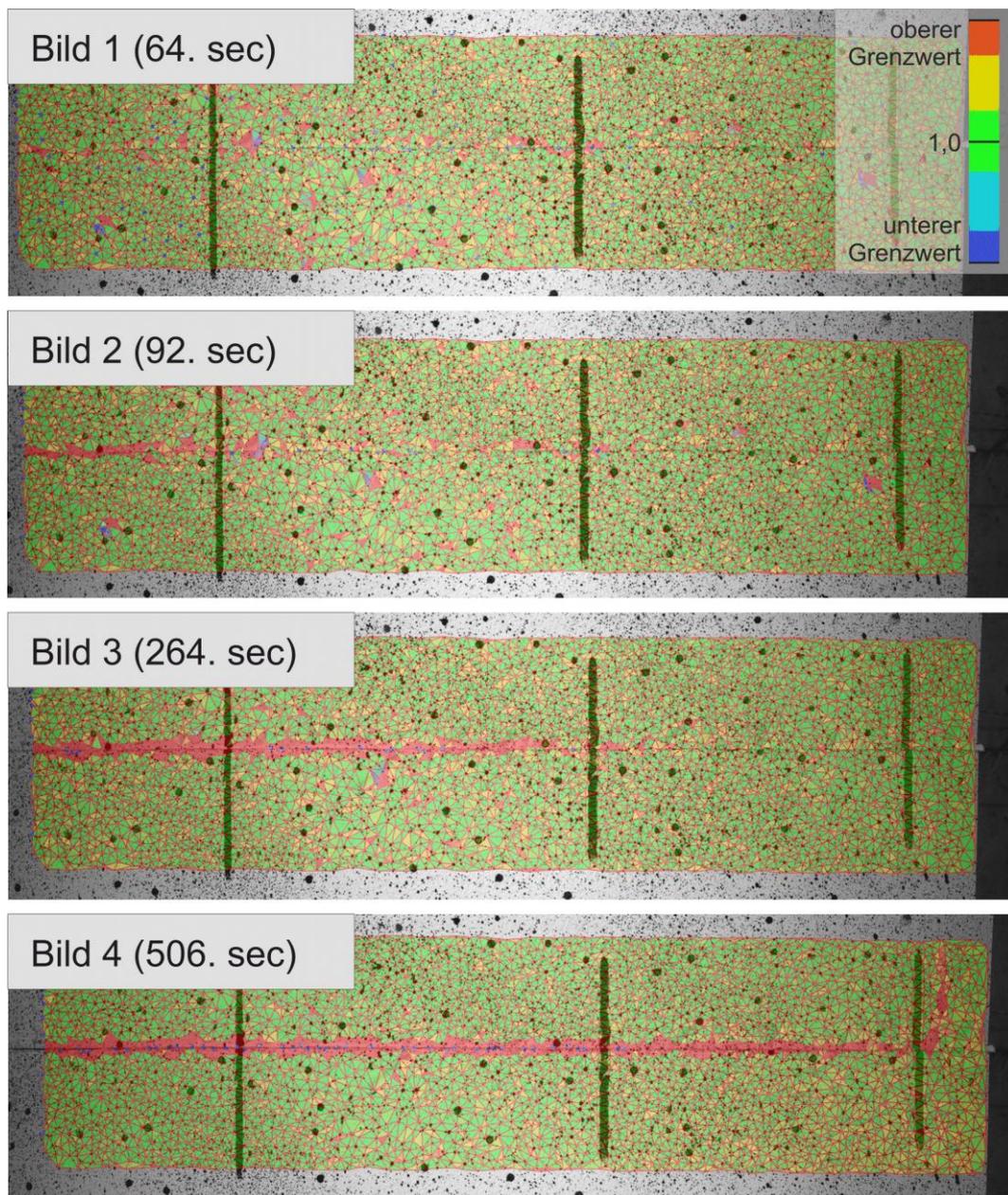


Abbildung 6-16: Photogrammetrische Messungen zur Fugenklaffung

Noch deutlicher ist im Bild 3 die Klaffung der Fuge bis zu $1/3$ des Querschnittes zu sehen. Im vierten Bild der Abbildung 6-16 kann das Klaffen der Fuge im größten Klaffungsbereich bereits visuell, auch ohne photogrammetrische Messung erkannt werden. Gut zu erkennen sind ebenfalls die Klaffung der Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes und zusätzlich eine Rissbildung in der Mitte des Segmentes. Der Riss verläuft von der Fuge aus in das obere Segment hinein wie auch von Podolny und Müller [Pod82] festgestellt.

Die mit der Photogrammetrie gemessenen Daten sowie die Verformungsmessung konnten durch die Ergebnisse der auf dem Segment applizierten DMS größtenteils bestätigt werden. In der Abbildung 6-17 sind zur Verdeutlichung noch einmal die entscheidenden Klaffungszustände sowie die Anordnung der DMS dargestellt. Die Dehnungen zeigen sehr deutlich die veränderten Zustände in der Fugenklaffung.

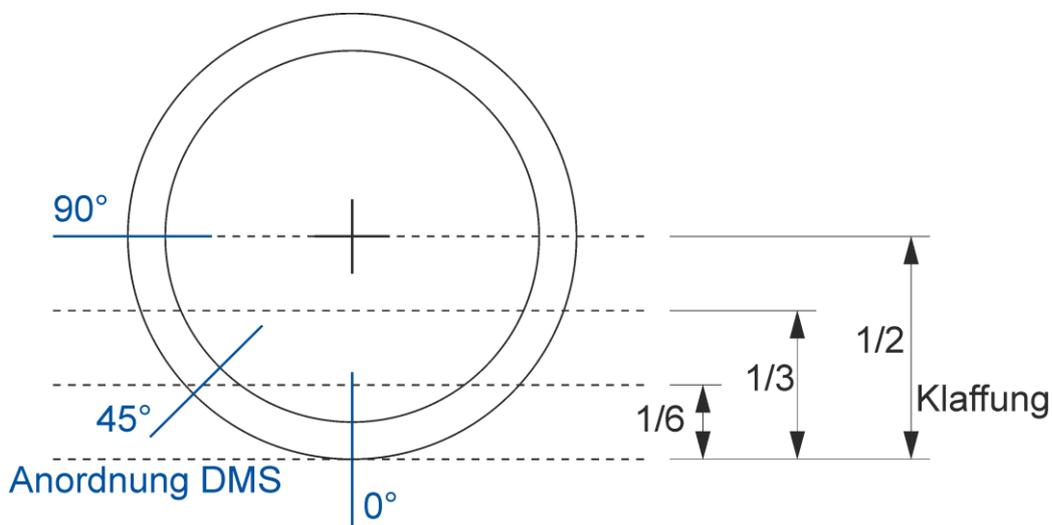


Abbildung 6-17: Messanordnung der DMS mit Darstellung der Klaffungszustände

Die in Abbildung 6-18 gezeigten Ergebnisse starten beim Beginn der Biegebeanspruchung und stellen die Struktur bereits unter einer Normalspannung dar. Die Dehnungen nehmen im Zenit (0°) sowie auch bei 45° im ersten Bereich linear zu, wobei die Werte der Messung in der 90° -Richtung beinahe konstant bleiben. Ab einer Biegebeanspruchung von $M_y \approx 70 \text{ kNm}$ beginnt die Dehnungszunahme (0° und 45°) abzuflachen und bei einem Biegemoment von $M_y \approx 75 \text{ kNm}$ geht die Kurve in einen horizontalen Verlauf über. Die Spannungen fallen somit auf 0 N/mm^2 ab, der Bereich des Querschnittes ist demzufolge spannungsfrei und die Fuge klafft auf.

Dies lässt sich auch durch die vorhandenen Dehnungen der Segmente aus der Vorspannung bestätigen. Die Vorspannung unter der hier gezeigten Versuchsdurchführung liegt bei $P = 518 \text{ kN}$. Dies entspricht bei der vorhandenen Querschnittsfläche von 864 cm^2 und einem E-Modul von 37000 N/mm^2 einer Dehnung von $162 \mu\text{m/m}$. In der Abbildung ist zu

erkennen, dass sich die abnehmenden Dehnungswerte bei dieser Größe einpendeln und somit die Spannungsfreiheit bestätigen. Bei 45° entwickeln sich die Dehnungen ähnlich, wobei hier die Kurve erst bei $M_y \approx 100 \text{ kNm}$ einem horizontalen Verlauf in der Größe der Dehnungen aus der Vorspannung folgen. Die Fuge klafft somit unter der Beanspruchung bis 45° bzw. annähernd bis $1/6$ der Fuge. Die Dehnmessstreifen bei 90° ($1/2$ Fugenklaffung) haben einen anderen Dehnungsverlauf, da sich diese, solange der Querschnitt nicht klafft, in der neutralen Faser des Querschnittes befinden und somit keine Dehnungen zu erwarten sind.

Es stellen sich im Bereich bis zum Klaffungsmoment (Moment zu Beginn der Klaffung) leichte Veränderungen ein, welche sich auf eine veränderte Vorspannkraft bzw. auf ein nicht vollkommen lineares Verformungsverhalten zurückführen lassen. Ab einem Biegemoment von $M_y \approx 75 \text{ kNm}$ (dem Aufklaffen der Fuge) werden die bis zu diesem Punkt erfahrenen Dehnungen bis zu einem Biegemoment von $M_y \approx 115 \text{ kNm}$ wieder abgebaut. Ab diesem Punkt steigt die Kurve überproportional an und erreicht den Wert von ca. $162 \mu\text{m/m}$ nicht, wobei eine Klaffung der Fuge bis zu diesem Punkt in der Photogrammetrie bestätigt werden konnte.

Der Unterschied der Messungen wird in diesem Fall auf zwei Einflüsse zurückgeführt. Beim Aufbringen der Vorspannung konnte über die Dehnungsmessungen beobachtet werden, dass sich die Last nicht vollkommen gleichmäßig über den Querschnitt verteilt hat. Weiter haben die Rissbildungen in dem Segment zusätzliche Einflüsse.

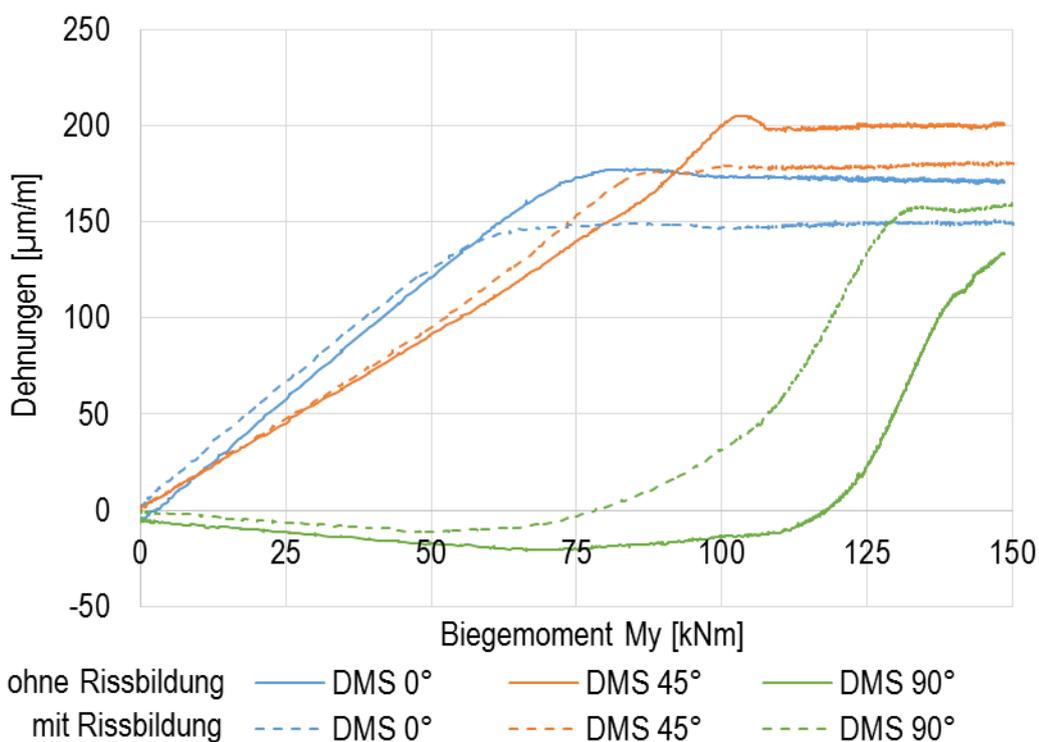


Abbildung 6-18: Über den Umfang verteilte Dehnungsverläufe ohne und mit Rissbildungen

Die Dehnungen können sich durch die Risse nicht mehr gleichmäßig im System verteilen und auch die Messung mit einem DMS im Einflussbereich eines Risses ist nicht eindeutig. In der Abbildung 6-18 sind zusätzlich zu den Dehnungsverläufen der ersten Biegeversuche auch die Verläufe nach der unter Kapitel 6.2.2 beschriebenen Rissbildung dargestellt. Die Veränderungen der Dehnungen sind deutlich zu erkennen. Es stellen sich grundlegend kleinere Dehnungsänderungen ein und es kommt bei gleichen Biegebeanspruchungen zu größeren Klaffungszuständen.

Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die einzelnen Messverfahren vergleichbare Ergebnisse liefern. Eine analytische Ermittlung des Klaffungsmomentes ergibt ein Biegemoment von $M_y = 65,8 \text{ kNm}$ und weicht damit vom versuchstechnisch ermittelten Moment (ca. 75 kNm) ab. Die nachfolgenden Versuche unter den Vorspannungen von $P = 263,5 \text{ kN}$ und $P = 385 \text{ kN}$ ergaben eine bessere Übereinstimmung des Klaffungsmomentes. In der Abbildung 6-19 werden noch einmal die Horizontalverformungen aus dem Versuch mit einer Vorspannung von $P = 263 \text{ kN}$ dargestellt. Das Diagramm enthält auch das analytisch ermittelte Klaffungsmoment von $M_y \approx 33,4 \text{ kNm}$, welches den Beginn der Klaffung der Fugen markiert und in dem Diagramm auch mit den gemessenen Verformungen übereinstimmt. Ab dem Aufklaffen der Fugen steigen die Verformungen wie erwartet überproportional an.

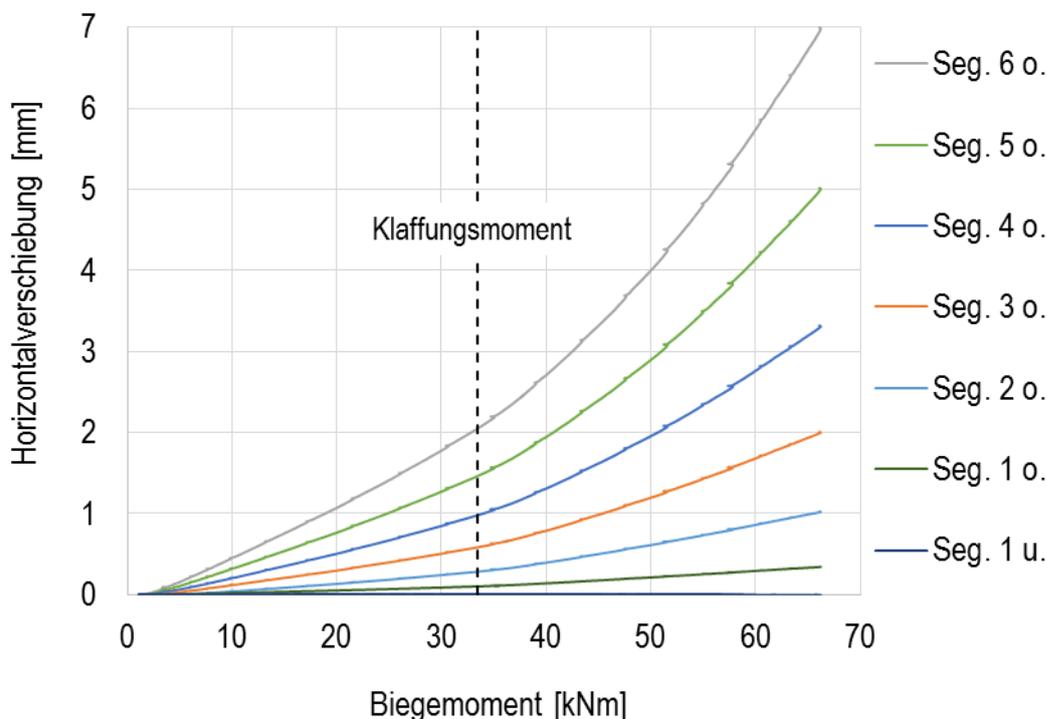


Abbildung 6-19: Horizontalverformungen der Segmente bei steigendem Biegemoment ($P = 263 \text{ kN}$)

6.2.4 Versuchsergebnisse zur Torsionstragwirkung

Wie im Kapitel 6.2.2 beschrieben, kam es in der ersten Versuchsdurchführung bei der Einleitung von reinen Torsionsmomenten bis zum Abgleiten der Fugen zu deutlich ausgeprägten Torsionsrissen (siehe Abbildung 6-12). Durch die nachfolgenden Versuche verstärkte sich diese Rissbildung deutlich und der Versuch musste abgebrochen werden. Es war zu dem Zeitpunkt nicht klar, inwieweit es bei einer Fortführung der Versuche zu einem Gesamtversagen der Konstruktion kommen könnte. Es musste weiter davon ausgegangen werden, dass es zu einer deutlichen Verfälschung der Ergebnisse durch die nicht mehr intakte Querschnittssteifigkeit kommt, sowohl unter Biegebeanspruchung als auch unter Torsionsbeanspruchung.

Die Abbildung 6-20 stellt die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe unter einer Anfangsvorspannung von $P = 512 \text{ kN}$ dar. Unter reiner Torsion und der Annahme eines reinen Bredtschen Schubflusses nach Formel 2.7 konnte ein Reibbeiwert von $\mu = 0,63$ festgestellt werden. Im Weiteren wurde anhand dieses Wertes und der in den einzelnen Versuchen vorherrschenden Vorspannkraft die Fugentragfähigkeit nach dem Fasermodell aus Kapitel 4.2 ermittelt und in der Abbildung 6-20 dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit bei steigendem Biegemoment deutlich abnimmt, sich jedoch nicht schlagartig, beim Übergang in den Klaffenden Zustand verändert, wie nach der aktuellen Theorie.

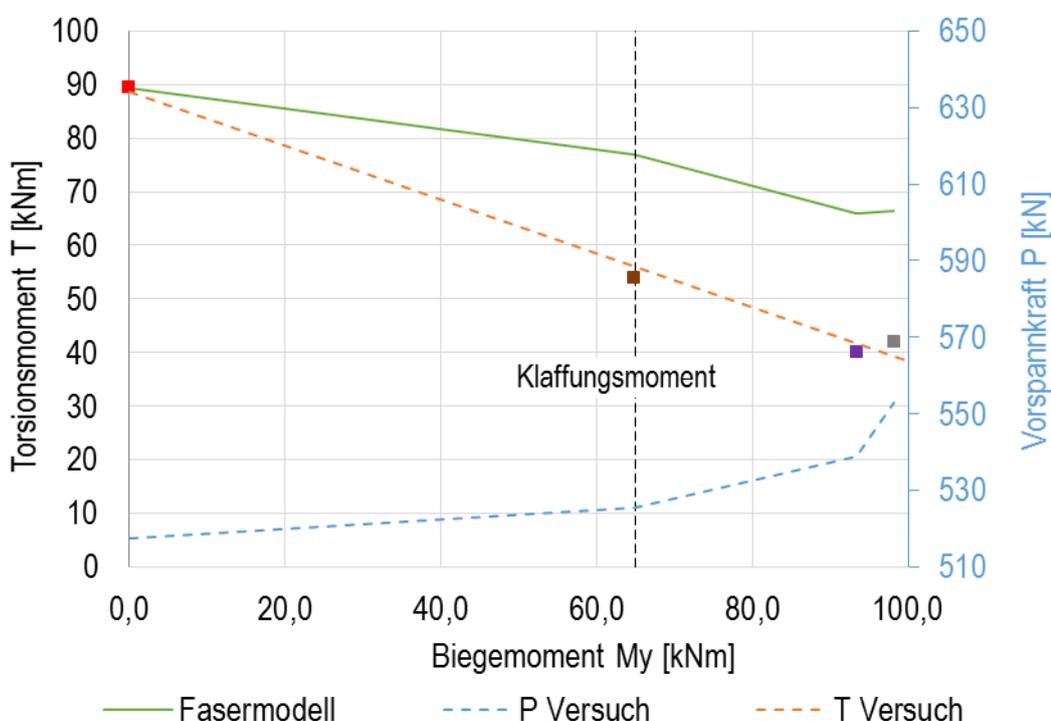


Abbildung 6-20: Versuchsergebnisse des Torsionstragverhaltens bei $P = 512 \text{ kN}$ mit starken Rissbildungen

Im Vergleich zu dem Fasermodell fallen die ermittelten Tragfähigkeiten der Versuche jedoch deutlich geringer aus. Diese offensichtlichen Unterschiede werden auf die starken Rissbildungen der Segmente und die damit verbundenen Steifigkeitsveränderungen zurückgeführt.

Trotz einer deutlichen Rissbildung und dem Abbruch des Versuches konnten wesentliche Erkenntnisse aus der ersten Versuchsreihe erzielt werden.

Durch eine Neuerrichtung des Versuches und die Ergänzung einer externen Vorspannung der Segmente in Ringrichtung, wie im Kapitel 6.2.2 beschrieben, konnten zwei weitere Versuchsreihen durchgeführt werden. Zusätzlich wurde in den Versuchen die Vorspannung deutlich reduziert, um ein früheres Abgleiten der Fugen zu erreichen. In den Versuchen kam es zu keinen visuell wahrnehmbaren Rissbildungen, sodass die Versuche wie geplant durchgeführt werden konnten.

Die erste der zwei weiteren Versuchsreihen wurde bei einer Ausgangsvorspannung von $P = 263,5 \text{ kN}$ durchgeführt. Der Wert der Vorspannung variierte in den einzelnen Versuchen (siehe Abbildung 6-21). Grund hierfür ist, dass es zu einer Zusatzbeanspruchung aus der Klaffung der Fugen kommt [Shi16]. Durch die Öffnung im Fugenbereich aufgrund der Biegebeanspruchung kommt es zu einer Längung der Spannstange und damit verbunden zu einer höheren Vorspannung. Der im Versuch festgestellte Reibbeiwert lag bei $\mu = 0,55$ und somit unter dem des ersten Versuchsaufbaus. Die Versuchsergebnisse in Bezug auf die Torsion sind in der Abbildung 6-21 dargestellt und zeigen, dass die Torsionstragfähigkeit mit ansteigendem Biegemoment abnimmt. Ebenfalls zeigt der Ergebnisverlauf, dass die aktuellen Theorien, wie bereits im Kapitel 4.1 diskutiert, nicht zutreffen.

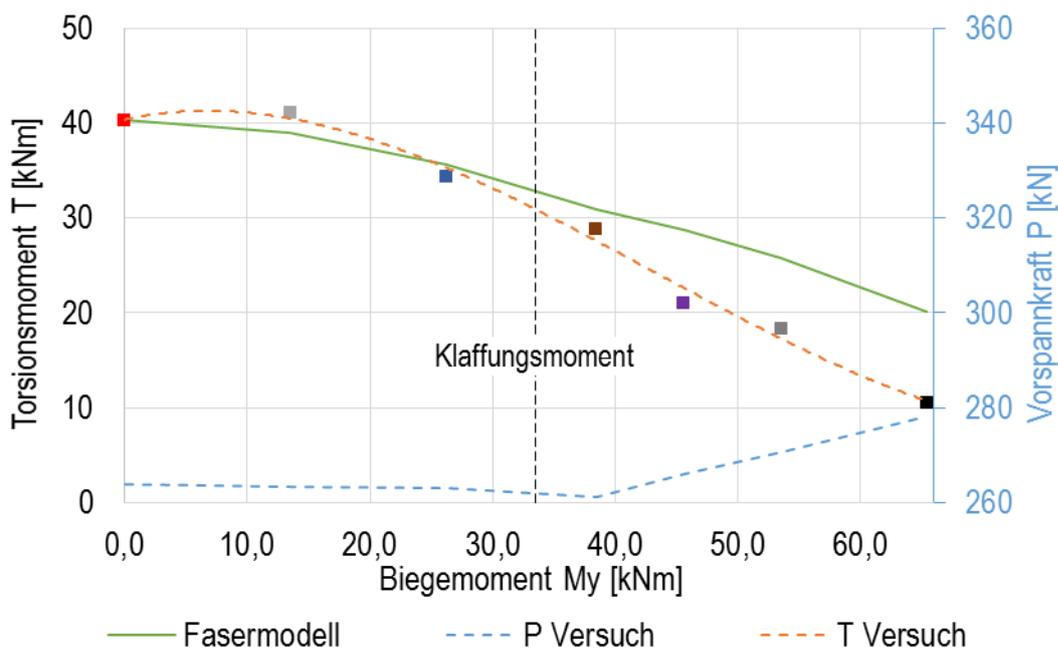


Abbildung 6-21: Versuchsergebnisse des Torsionstragverhaltens bei $P = 263,5 \text{ kN}$

Die Torsionstragfähigkeit nimmt bereits vor dem Klaffen der Fuge deutlich ab und im Übergang zur klaffenden Fuge entsteht kein Sprung in der Tragfähigkeitskurve.

Verglichen werden die Versuchsergebnisse mit der unter Kapitel 4.2 entwickelten Fasermmodellberechnung. Die Berechnungen des Modells berücksichtigen in den dargestellten Ergebnissen die Vorspannkräfte aus dem Versuch. Es ist gut zu erkennen, dass sich die Kurvenverläufe der Torsionstragfähigkeit ähneln, jedoch unter großen Biegebeanspruchungen nicht die gleichen Tragfähigkeiten vorweisen. Die Kurven starten am selben Punkt und nehmen sukzessiv unter dem ansteigenden Biegemoment ab. Bis zum Klaffungsmoment (Moment zu Beginn der Klaffung) sind die Tragfähigkeiten noch annähernd gleich groß. Bei einer weiteren Steigerung der Biegebeanspruchung fällt die Torsionstragfähigkeit des Versuches deutlich stärker ab als die Tragfähigkeiten des Torsionsmodells aus Kapitel 4.2.

Die festgestellten Unterschiede können durch folgende Einflüsse begründet werden: Im Fasermmodell werden das nichtlineare Verhalten des Betons bzw. mögliche Rissbildungen in den Segmenten nicht berücksichtigt. Weiter könnte eine Veränderung des Reibbeiwertes über die Dauer der Versuche als Begründung angeführt werden, wobei durch eine wiederholte Bestimmung des Reibbeiwertes keine signifikante Veränderung festgestellt werden konnte.

Auch der Einfluss von Rissen wurde durch die ermittelten Verdrehsteifigkeiten der einzelnen Versuche (siehe Abbildung 6-22) annähernd ausgeschlossen. Die Abbildung zeigt die Ergebnisse der Verdrehung des Lasteinleitungskreuzes am Turmkopf gegenüber der Einwirkung des Torsionsmomentes unter verschieden großer Biegebeanspruchungen. Die Kurven stellen somit die Verdrehsteifigkeiten der einzelnen Versuchsdurchläufe da. Es ist deutlich erkennbar, dass die Verdrehsteifigkeit mit einer Erhöhung der Biegebeanspruchung stark abnimmt. Die Abnahme der Verdrehsteifigkeit bei steigendem Biegemoment im Bereich kleiner Biegebeanspruchungen war sehr gering. Beim Erreichen des Klaffungsmomentes und allen weiteren Kurven in Abbildung 6-22 ist die Veränderung der Verdrehsteifigkeit deutlich zu erkennen. Am Ende der durchgeführten Versuchsreihe wurde durch die wiederholte Reibwertbestimmung ebenfalls die Verdrehsteifigkeit ohne Biegemoment ermittelt. Das Ergebnis zeigt, dass es während der Versuche zu keinen signifikanten Rissbildungen gekommen sein kann, da sich die Verdrehsteifigkeit annähernd gleichwertig der ersten Reibwertbestimmung ergibt.

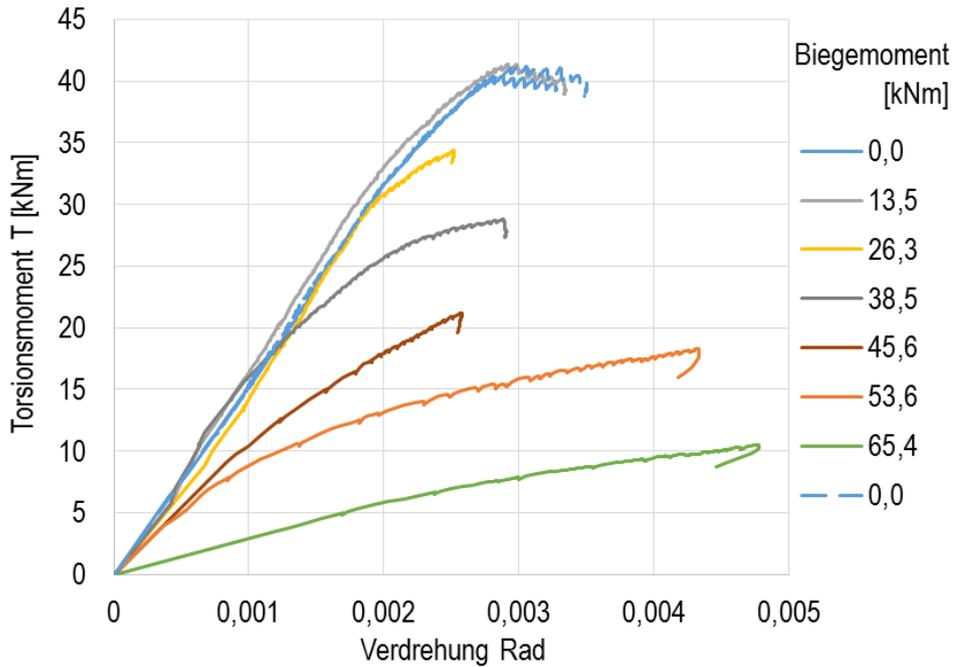


Abbildung 6-22: Verdrehsteifigkeit bei unterschiedlichen Biegebeanspruchungen unter ansteigendem Torsionsmoment ($P = 263,5 \text{ kN}$)

Der zweite Versuch in der Versuchsreihe mit einer Vorspannkraft von $P = 385 \text{ kN}$ wurde mit denselben Segmenten durchgeführt. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 6-23 dargestellt. Unter der Annahme des Bredtschen Schubflusses wurde wieder der Reibbeiwert bestimmt und konnte mit $\mu = 0,54$ zum Versuch mit $P = 263,5 \text{ kN}$ annähernd bestätigt werden. Der charakteristische Verlauf der Torsionstragfähigkeit unter ansteigendem Biegemoment deckt sich mit dem vorangegangenen Versuch.

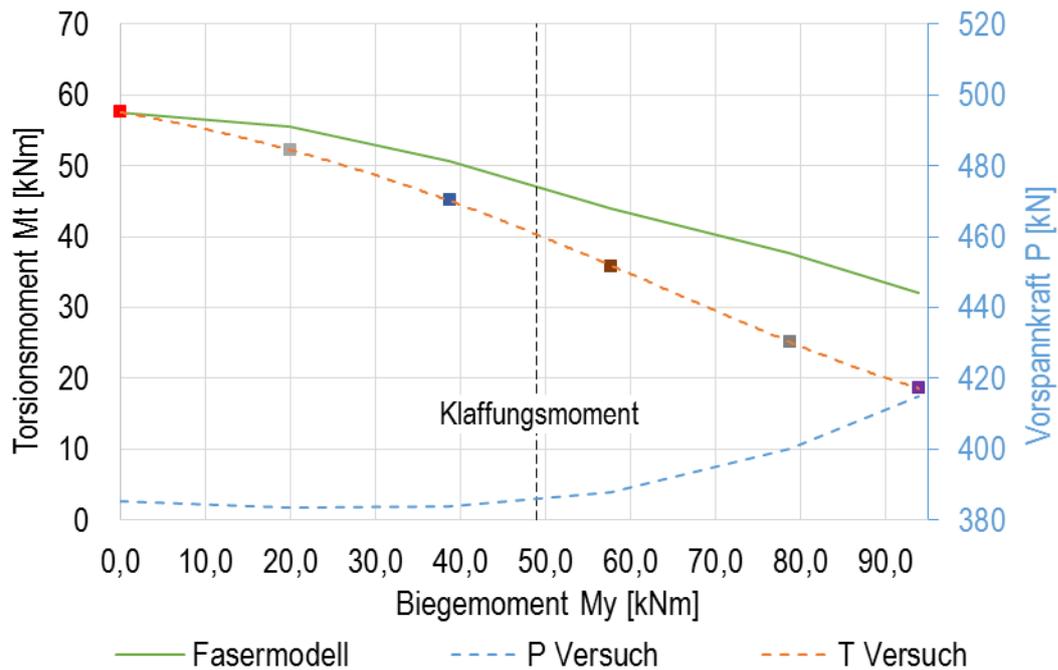


Abbildung 6-23: Versuchsergebnisse des Torsionstragverhaltens bei $P = 385 \text{ kN}$

Bereits im geschlossenen Zustand der Fugen liegen die erreichten Torsionsmomente jedoch unterhalb der ermittelten Kurve des Fasermodells. Dieses Verhalten setzt sich auch unter klaffenden Fugen fort.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Versuche die Werte der Torsionstragfähigkeiten aus dem Torsionstragfähigkeitsmodell nicht abschließend bestätigen konnten. Dass die Tragfähigkeiten in Bezug auf den vorangegangenen Versuch noch geringer ausfielen, kann durch mögliche Schädigungen der Struktur begründet werden.

In der Abbildung 6-24 sind die Verdrehsteifigkeiten der einzelnen Versuche dargestellt. Das grundlegende Verhalten entspricht den Ergebnissen des vorherigen Versuches. Unter größeren Biegebeanspruchungen sinkt die Verdrehsteifigkeit deutlich. Als signifikanten Unterschied können die Wiederholungsversuche (gestrichelt dargestellt) genannt werden. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Steifigkeiten in den Wiederholungsversuchen unter einem Biegemoment von 0,0 kNm und 57,7 kNm geringer ausfallen. Die Ergebnisse unter einem Biegemoment von 93,9 kNm entsprechen einander, da die größten Schädigungen voraussichtlich unter dieser Biegebeanspruchung und dem zugehörigen Torsionsmoment entstanden und somit kein Unterschied zwischen den beiden Versuchen besteht.

Die Auswertung der Verdrehsteifigkeiten hat gezeigt, dass es in der letzten Versuchsreihe zu Veränderungen der Steifigkeiten gekommen ist. Diese Veränderungen könnten für einen Teil der Differenzen zwischen den Torsionstragfähigkeiten der Fasermodellberechnung und den Versuchen verantwortlich sein. Um die Abweichungen genauer benennen zu können, wird im Kapitel 7 noch einmal auf die möglichen Einflüsse unter der Anwendung der Finite-Elemente-Simulation Bezug genommen.

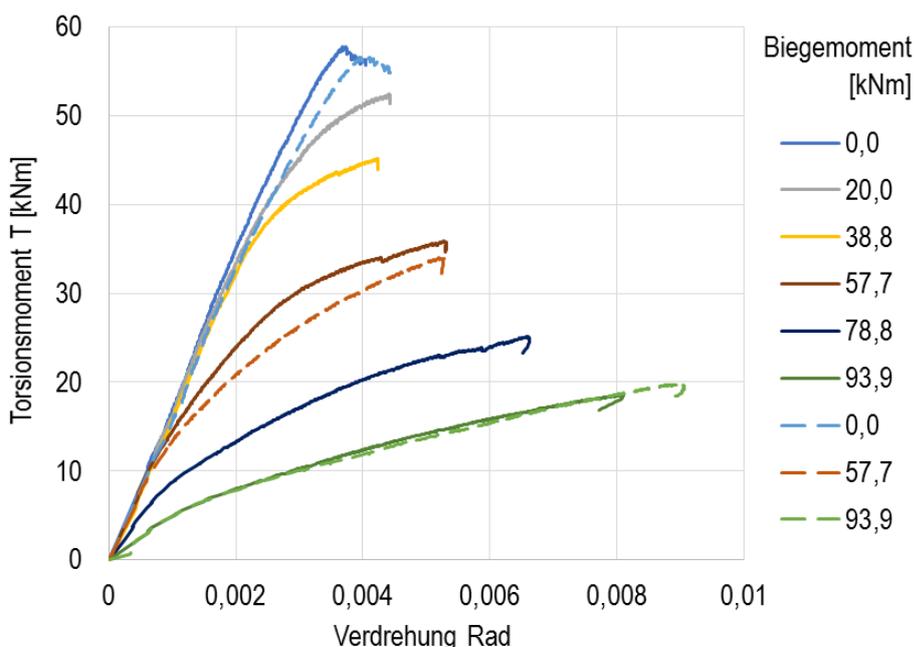


Abbildung 6-24: Verdrehsteifigkeit bei unterschiedlichen Biegebeanspruchungen unter ansteigendem Torsionsmoment ($P = 385 \text{ kN}$)

7 Erweiterte FE-Simulationen zur Torsionstragfähigkeit

Zu den festgestellten Abweichungen zwischen den Stahlbetonversuchen aus Kapitel 6.2.4 und dem unter Kapitel 4.2 entwickelten Torsionstragfähigkeitsmodell sowie den durchgeführten numerischen Berechnungen aus Kapitel 5.2.3 werden nachfolgend erweiterte Berechnungen anhand einer FE-Simulation durchgeführt. Die Berechnungen dienen einer möglichen Erklärung der Differenzen in der Torsionstragfähigkeit, welche scheinbar auf das Material Stahlbeton zurückzuführen sind. Unter Kapitel 6.2.4 werden hierfür die Veränderung des Reibbeiwertes bei einer wiederholten Versuchsdurchführung an einem Probekörper sowie das nichtlineare Verhalten des Betons und mögliche Rissbildungen im Beton genannt. Nachfolgend werden diese Punkte genauer betrachtet.

7.1 Veränderung des Reibbeiwertes im Versuch

Die wiederholte Durchführung von Versuchen innerhalb einer Versuchsreihe mit denselben Probekörpern könnte einen veränderten Reibbeiwert zur Folge haben [Har19a]. Diese Veränderung wurde in den Versuchen unter Kapitel 6.2.4 zwar durch eine nachlaufende Reibwertbestimmung ausgeschlossen, jedoch sollen nachfolgend noch einmal die möglichen Auswirkungen einer solchen Veränderung des Reibbeiwertes simuliert werden.

7.1.1 Modellbeschreibung

Zur Simulation eines veränderten Reibbeiwertes innerhalb einer Fuge wurde das numerische Modell aus Kapitel 5.2.1 herangezogen und der Reibbeiwert im Bereich der mehrfach durchgeführten Versuche entsprechend der Abbildung 7-1 abgemindert. Ein mehrfach durchgeführter Versuch beschreibt jeweils das wiederholte Abgleiten der Fuge im nicht klaffenden Bereich der Fuge bei unterschiedlich großen Biegemomenten. Dies entspricht einem wiederholten Reibversuch in einer Querschnittsfläche. Für die Abminderung des Reibbeiwertes auf 75% des Ausgangswertes ($x = 0,75$) wurde die Torsionstragfähigkeitskurve für den Versuch aus Kapitel 5.2.1 unter einer Ausgangsvorspannung von $P = 263,5 \text{ kN}$ ermittelt und in Abbildung 7-2 dargestellt.

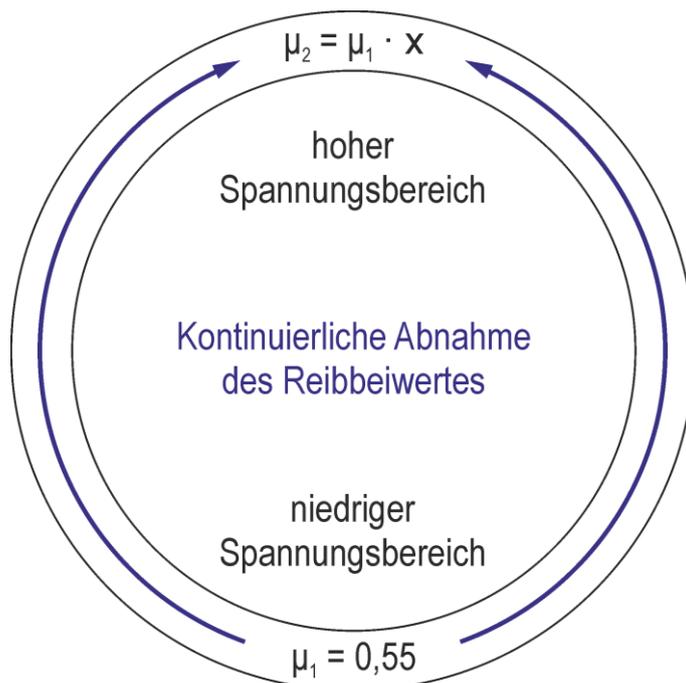


Abbildung 7-1: Annahme eines veränderten Reibbeiwertes

7.1.2 Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit

Die Ergebnisse zeigen, dass die Torsionstragfähigkeit in allen Bereichen der Kurve annähernd gleich abnimmt. Bei einer prozentualen Betrachtung der sich ergebenden Tragfähigkeiten werden jedoch Unterschiede im Verlauf der Kurven deutlich. Somit ist die Auswirkung des abgeminderten Reibbeiwertes im Bereich höherer Biegemomente stärker. Unter dem Einfluss eines Biegemomentes von 65,5 kNm reduziert sich die Tragfähigkeit auf 81% des Torsionswiderstands im Verhältnis zu einem gleichmäßig verteilten Reibbeiwert von $\mu = 0,55$. Bei der Betrachtung einer reinen Torsionsbeanspruchung ohne den Einfluss eines Biegemomentes verringert sich die Tragfähigkeit lediglich auf 89% der Ausgangstragfähigkeit.

Aufgrund der klaffenden Fuge bei hohen Biegebeanspruchungen resultiert der Torsionswiderstand vorrangig aus Querschnittsbereichen mit einem reduzierten Reibbeiwert und die Tragfähigkeit wird stärker beeinflusst. Die Auswirkungen ohne Biegemoment fallen nicht so stark ins Gewicht, da die gesamte Querschnittsfläche in die Tragfähigkeitsberechnung eingeht. Das Ergebnis zeigt, dass die Unterschiede zwischen den berechneten Tragfähigkeiten des Fasermodells, der numerischen Berechnung und den Stahlbetonversuchen aus Kapitel 6.2.4 nicht auf eine Veränderung des Reibbeiwertes innerhalb der Versuche zurückgeführt werden können. Am Ende einer Versuchsreihe wurde jeweils ein Versuch unter reiner Torsionsbeanspruchung durchgeführt. Die bestimmten Reibbeiwerte bzw. die Höhe der Torsionstragfähigkeit zu Beginn der Versuchsreihe und nach den Versuchen stimmten überein.

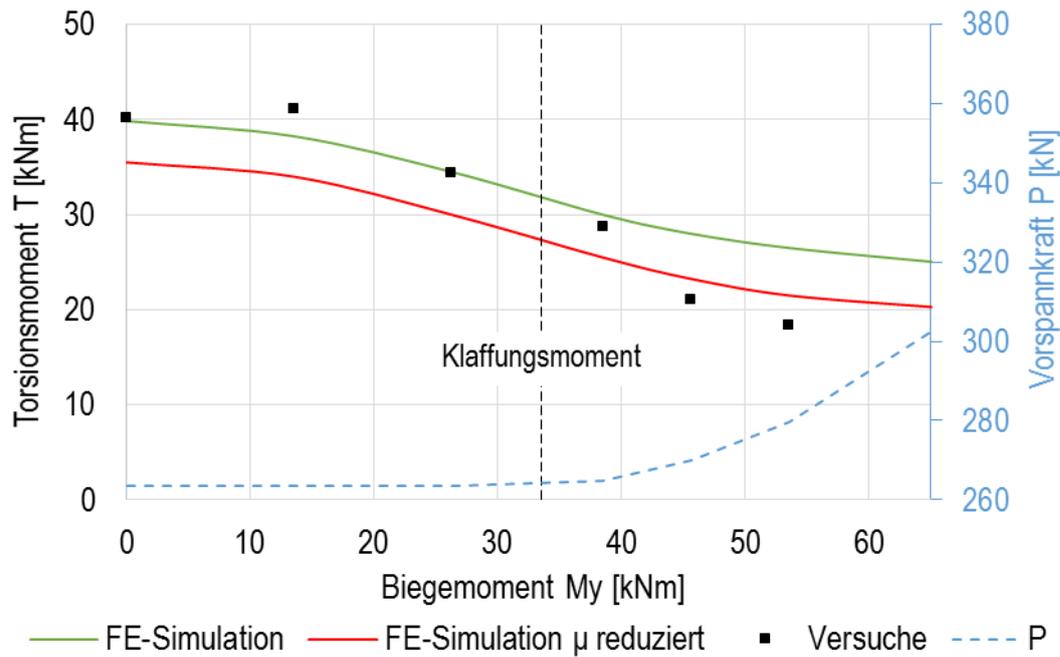


Abbildung 7-2: Torsionstragfähigkeiten unter Berücksichtigung eines veränderten Reibbeiwertes

7.2 Einfluss des nichtlinearen Betonverhaltens

Eine weitere mögliche Erklärung für die Differenzen der Tragfähigkeiten in den numerischen Berechnungen, dem entwickelten Fasermmodell und den Stahlbetonversuchen ist die Betrachtung des nichtlinearen Betonverhaltens.

7.2.1 Modellbeschreibung

Zur Anwendung kommt in diesem Teil der Arbeit ebenfalls das unter Kapitel 5.2.1 aufgebaute numerische Modell. Dieses Modell wurde zur Berücksichtigung des nichtlinearen Betonverhaltens mit einem bilinearen Materialverhalten erweitert (siehe Kapitel 3.1.1).

Tabelle 7-1: Daten des bilinearen Materialverhaltens

Materialdaten		
Druckfestigkeit	f_c	83 N/mm ²
E-Modul	E_c	37.000 N/mm ²
Tangentenmodul	E_T	15.300 N/mm ²
Dehnungswerte	$\epsilon_{c1} / \epsilon_{c2}$	0,9 / 3,5

In dem numerischen Modell wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Beton implementiert. Das Modell berücksichtigt das Materialverhalten in allen Richtungen gleich (isotrop). Es wird nicht unterschieden, ob es sich bei den Spannungen innerhalb des Modells um einen dreidimensionalen, zweidimensionalen oder eindimensionalen Spannungszustand handelt. Die vereinfachte Darstellung des nichtlinearen Betonverhaltens über ein bilineares Materialverhalten wurde gewählt, um die grundlegenden Veränderungen der Torsionstragfähigkeit abbilden zu können. Weiter sind die Ergebnisse gut nachvollziehbar und der Berechnungsaufwand angemessen. Die Simulationen unter Kapitel 5.2 ergaben, dass die Spannungen unter den aufgetragenen Beanspruchungen den nichtlinearen Bereich des Betons nur minimal erreichen. Für die nachfolgenden Berechnungen wird daher die Vorspannung auf den Wert des ersten Versuches aus Kapitel 6.2 auf $P = 512 \text{ kN}$ erhöht. Der Reibbeiwert wird ebenfalls an den Versuch angepasst und beträgt in der Simulation $\mu = 0,63$.

7.2.2 Allgemeine Simulationsergebnisse

Die Spannungen in dem betrachteten System sind in Bezug auf das nichtlineare Verhalten des Betons noch sehr gering. Aus der Vorspannung und der Biegebeanspruchung entsteht bei einer Biegebelastung von 140 kNm eine maximale Spannung von $27,6 \text{ N/mm}^2$. Die Fugenklaffung beträgt in diesem Zustand bereits $2/3$ des Kreisringquerschnittes. Erst durch die Torsionseinwirkung übersteigen die Spannungen den Wert des linearen Bereiches der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von $0,4 f_c$ ($33,2 \text{ N/mm}^2$). Als Hauptdruckspannungen im Bereich der Fuge steigen diese unter einer linear-elastischen Berechnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) auf $93,0 \text{ N/mm}^2$ an und übersteigen bereits die Druckfestigkeit des Betons. In der Berechnung der Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des bilinearen Materialverhaltens stellen sich Spannungen dieser Größenordnung nicht ein. Die maximalen Druckspannungen betragen lediglich $77,2 \text{ N/mm}^2$.

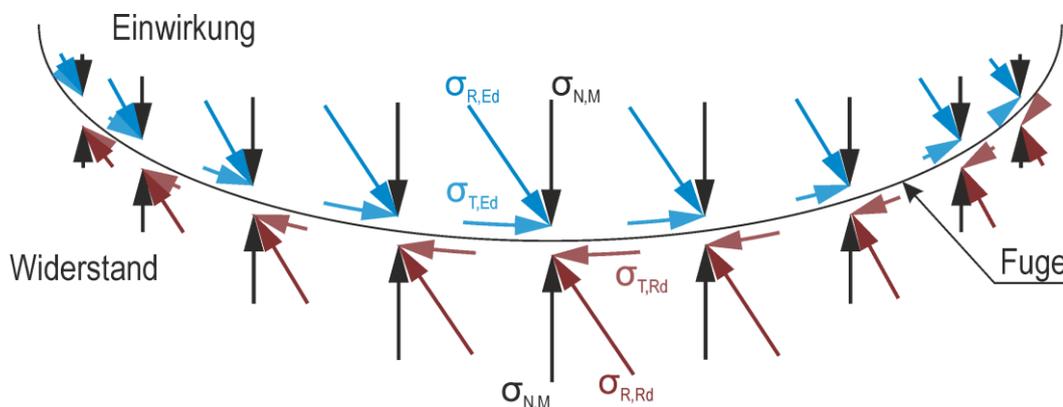


Abbildung 7-3: Resultierende Spannungen im Fugenbereich (schematische Darstellung - tatsächlicher Spannungszustand nicht randparallel)

In der Abbildung 7-3 werden die Spannungen für den GZT dargestellt. In diesem Zustand stehen die Einwirkungen und die Widerstände im Gleichgewicht und die Resultierenden $\sigma_{R,Ed}$ und $\sigma_{R,Rd}$ sind in ihrer Größe gleich.

7.2.3 Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit

Aufgrund des geringen Spannungsniveaus wurden die Berechnungen bis zu einer Klaffung der Fuge bis 2/3 der Querschnittsfläche durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen einen Einfluss des bilinearen Materialverhaltens im Vergleich zu der vereinfachten linear-elastischen Berechnung. In Abbildung 7-4 sind die Torsionstragfähigkeitskurven gegenübergestellt. Bis zu einem Biegemoment von ca. 100 kNm verlaufen die Kurven exakt gleich. Ab diesem Punkt erreichen die Spannungen einen Wert von $0,4 f_c$ ($33,2 \text{ N/mm}^2$) in der Spannungs-Dehnungs-Beziehung, wodurch das bilineare Materialverhalten einen Einfluss erhält.

Die Torsionstragfähigkeit in der Simulation des linear-elastischen Materials geht nach dem Übergang in den klaffenden Zustand mehr und mehr in einen horizontalen Verlauf über. Dieser Verlauf wurde bereits unter Kapitel 5.2.3 festgestellt und erläutert. Die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung des bilinearen Materialverhaltens geht ebenfalls in einen annähernd horizontalen Verlauf über, steigt jedoch ab einem Biegemoment von ca. 120 kNm wieder an. Einer der Einflussfaktoren der größeren Tragfähigkeit ist der stärkere Anstieg der Vorspannkraft im System.

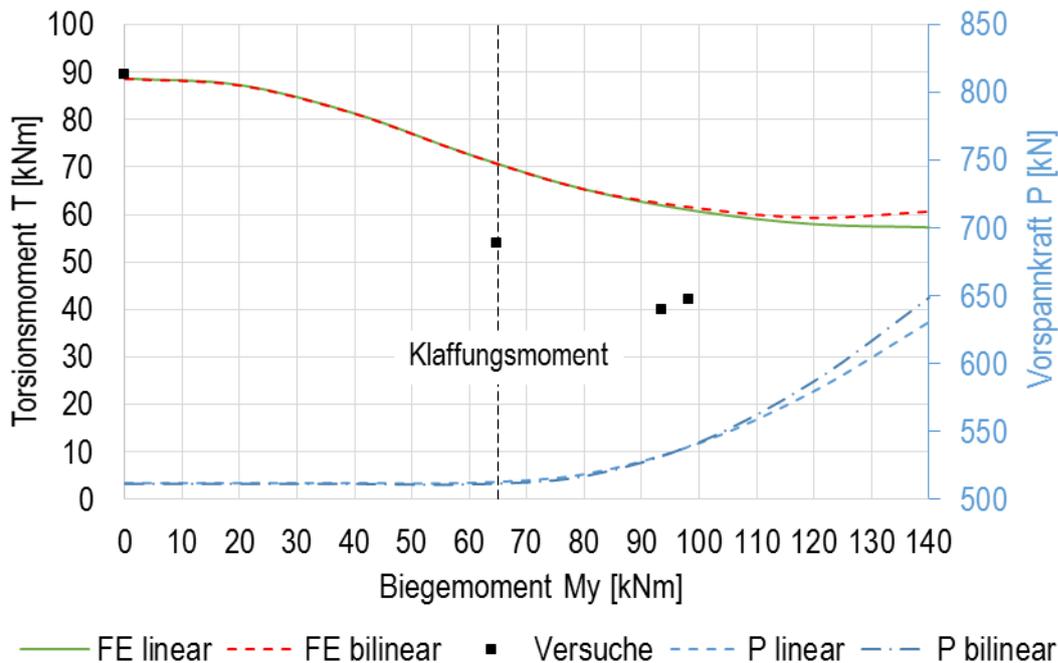


Abbildung 7-4: Torsionstragfähigkeiten unter Berücksichtigung eines bilinearen Materialverhaltens

Hierbei kann jedoch der Anstieg der Vorspannkraft um ca. 2,7% zur Vorspannkraft der linear-elastischen Berechnung, einen Anstieg der Torsionstragfähigkeit um ca. 5,5% nicht begründen. Da sich die Torsionstragfähigkeit proportional zur Vorspannkraft verhält, muss ein zusätzlicher Torsionstraganteil aus dem veränderten Materialverhalten entstehen. Als Erklärung für dieses Verhalten dient eine Betrachtung des unter Kapitel 4.2 entwickelten Torsionstragmodells. Die Abbildung 7-5 zeigt das vereinfachte Fasermmodell unter Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung, welche sich aufgrund der Annahme eines bilinearen Materialverhaltens noch deutlicher ausbildet als unter Kapitel 5.1.2 bereits beschrieben. In der Abbildung ist die Spannungsverteilung eines Kreisringquerschnittes aufgrund einer Vorspannung und einem Biegemoment dargestellt. Die Spannungen steigen von der geringer belasteten Seite linear an, bis der Wert von $0,4 f_c$ erreicht wird. Im weiteren Verlauf schwächt sich der Anstieg der Spannungen durch das nichtlineare Materialverhalten ab. Die maximale Spannung einer vergleichbaren linearen Berechnung wird nicht erreicht.

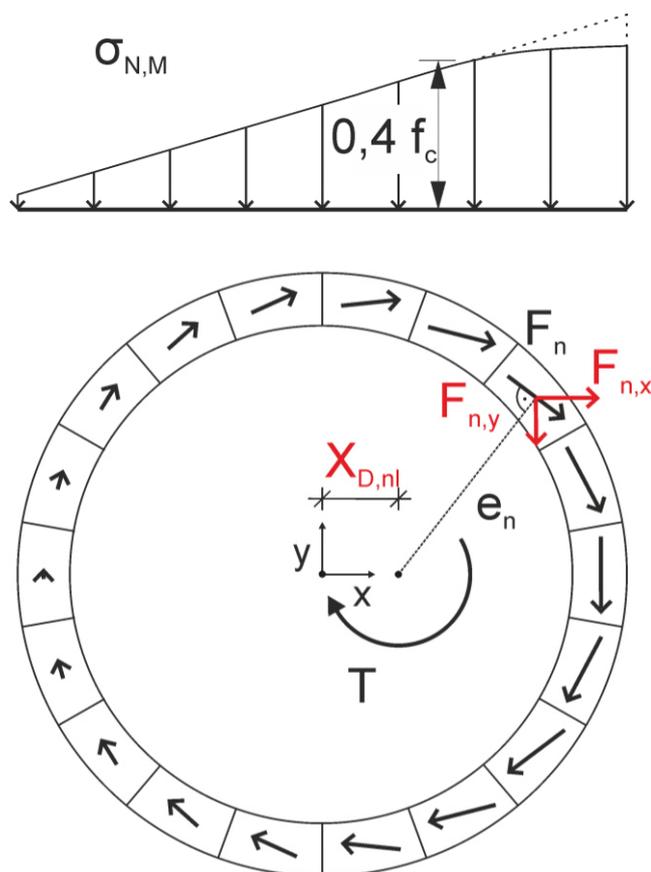


Abbildung 7-5: Vereinfachtes Fasermmodell – nichtlinear

Es gilt zu berücksichtigen, dass die Summe der Normalspannungen zwischen einer linearen und einer nichtlinearen Spannungsverteilung identisch sind, da die Summe der Spannungen auf die Vorspannung zurückgeht. Kommt es nun zu einer zusätzlichen Torsionsbeanspruchung, verschiebt sich der Drehpunkt

im Fugenbereich bis zum GZT um das Maß der Drehpunktverschiebung $X_{D,nl}$. Die Größe der Verschiebung deckt sich nicht mit dem Maß der Verschiebung der linearen Berechnung aus Kapitel 4.2. Aufgrund der veränderten Spannungsverteilung kommt es zu einer geringeren Verschiebung.

$$X_{D,nl} \leq X_D \qquad 7.1$$

Durch die geringere Drehpunktverschiebung ist die Torsionstragfähigkeit höher als in der linearen Berechnung. Die Hebelarme der gering belasteten Bereiche werden durch die veränderte Drehpunktverschiebung kleiner, die Hebelarme der höher belasteten Bereiche jedoch im gleichen Verhältnis größer und somit steigt die Tragfähigkeit an.

In den Berechnungen für die Ergebnisse der in Abbildung 7-4 dargestellten Tragfähigkeiten lagen die Spannungen aus der Vorspannung und dem Biegemoment noch deutlich unterhalb des nichtlinearen Betonverhaltens. Erst durch die Einleitung einer Torsionsbeanspruchung überstiegen die Spannungen den Wert von $0,4 f_c$. Das Verhalten in Bezug auf die Torsionstragfähigkeit ist der zuvor beschriebenen Betrachtung entsprechend. Durch das Erreichen des nichtlinearen Spannungsbereiches in den Hauptdruckspannungen kommt es zu einer Spannungsumlagerung im Randbereich der Fuge. Diese Umlagerung beeinflusst auch die Normalspannungen in der Fuge und somit auch die zuvor beschriebene Drehpunktverschiebung sowie die Torsionstragfähigkeit im GZT.

Die in diesem Teil beschriebene Tragfähigkeitsuntersuchung unter der Betrachtung eines bilinearen Materialverhaltens kann die Abweichungen zwischen den numerischen Berechnungen, dem unter Kapitel 4.2 entwickelten Tragfähigkeitsmodell und den Stahlbetonversuchen aus Kapitel 6.2.4 ebenfalls nicht begründen.

7.3 Einfluss von Rissbildungen

In dem ersten Versuch der unter Kapitel 6.2 durchgeführten Stahlbetonversuche konnten während der Versuchsdurchführung erhebliche Rissbildungen in den Segmenten festgestellt werden. Diese Risse führten zu einer deutlichen Abminderung der Torsionssteifigkeit und voraussichtlich auch der Torsionstragfähigkeit. Nach wenigen Tests mussten die Versuche abgebrochen werden. Aufgrund der erheblichen Risse wurde mit einem möglichen Versagen der Gesamtkonstruktion gerechnet. Die Ergebnisse (siehe Kapitel 6.2.4) ergaben nur relativ geringe Torsionstragfähigkeiten. Bei den nachfolgenden Versuchen wurde die Vorspannung in Längsrichtung deutlich reduziert und eine externe Vorspannung in Ringrichtung (siehe Kapitel 6.2.2) vorgesehen. Es konnten daraufhin visuell keine Rissbildungen mehr festgestellt werden. Zur Klärung des Einflusses möglicher Rissbildungen sollen die nachfolgenden FE-Simulationen helfen.

7.3.1 Modellbeschreibung

Auch in diesem Teil der numerischen Berechnungen kommt das numerische Modell aus Kapitel 5.2.1 zum Einsatz. Die Vorspannkraft sowie der Reibbeiwert werden an den ersten Versuch aus Kapitel 6.2 angepasst. Der Reibbeiwert beträgt somit $\mu = 0,63$ und die Vorspannkraft $P = 512 \text{ kN}$. Das Material wird weiterhin als linear-elastisch angenommen und simuliert. Die Risse wurden auf zwei verschiedene Arten in das System implementiert. In der ersten Variante werden die Risse in Form von geschädigten Elementen berücksichtigt. Hierfür wurde der E-Modul der Elemente im Verlauf der Risse deutlich abgemindert. Zur Reduzierung wurde der E-Modul der vorhandenen Bewehrung und der E-Modul des Betons ins Flächenverhältnis gesetzt. Der sich ergebende E-Modul E_R für den Riss von 500 N/mm^2 wurde in die im Rissverlauf liegenden Elemente implementiert. Nachträglich wurde der E-Modul des Risses noch einmal auf 50 N/mm^2 reduziert, um die Effekte der Rissimplementierung besser abschätzen zu können (siehe Tabelle 7-2). Zur Festlegung des Risswinkels und der Anzahl der Risse wurden die Risse aus dem ersten Versuch ausgewertet und in die Simulation übernommen. Der Risswinkel wurde mit 47° und die Anzahl der Risse über den Umfang auf zwei festgelegt. In der Abbildung 7-6 werden die Randbedingungen sowie in der Abbildung 7-7 die Detailmodellierung noch einmal grafisch dargestellt.

Tabelle 7-2: Eigenschaften der im Modell verwendeten Komponenten

Materialdaten		
E-Modul	E_c	37.000 N/mm^2
E-Modul Risse	E_R	$500 \text{ N/mm}^2 / 50 \text{ N/mm}^2$

Die zweite Variante der Rissimplementierung erfolgt über die Definition von Kontaktbedingungen im Rissverlauf. Alle geometrischen Randbedingungen werden entsprechend der zuvor beschriebenen Modellierung übernommen. Die Kontakte werden, wie auch die Kontaktbedingungen zwischen den Segmenten, im System beschrieben. Über die Master- und Slave-Elemente wird der Kontakt zwischen den Rissflanken simuliert. Die Kontaktbedingungen beschreiben das Tragverhalten senkrecht zum Riss als Druckkontakt und in der Rissebene über das Coulombsche Haftreibungsgesetz. Die Annahme eines reinen Reibkontaktes liegt hier auf der sicheren Seite, da es in der Regel zu Verzahnungen der Rissflanken kommt [Zil06]. Der Reibbeiwert wird auf der sicheren Seite liegend zu $\mu = 0,5$ (sehr glatte Fuge) gewählt.

Die im Versuch vorhandene horizontale Bewehrung wird über Stabelemente diskret in das Modell implementiert. Die Bewehrung ist im Segment umlaufend angeordnet und kreuzt die Kontakte im Rissbereich.

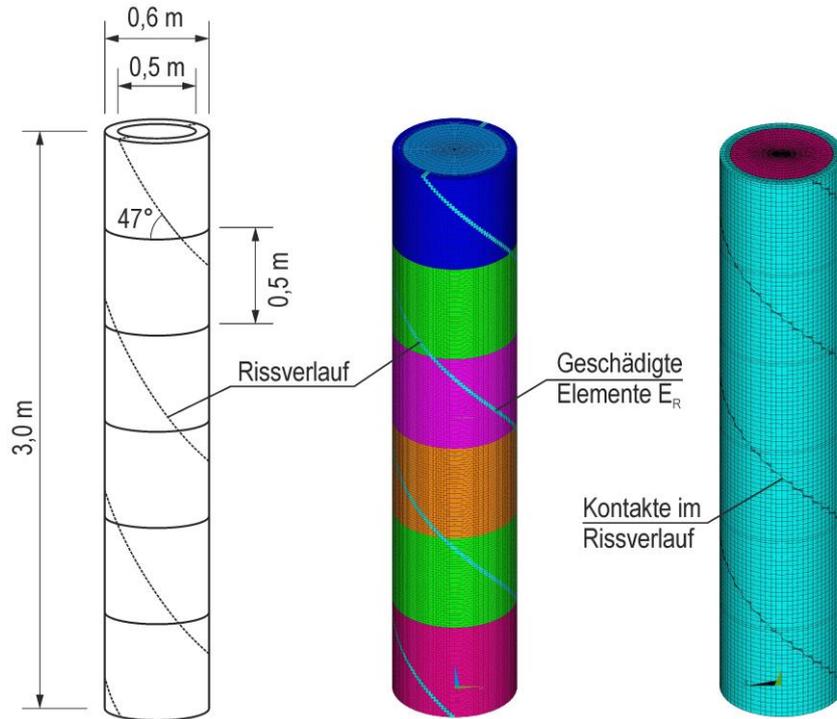


Abbildung 7-6: links: Systemskizze der durchgeführten Berechnungen
 Mitte: 3D-Modell mit Rissverlauf geschädigter Elemente
 rechts: 3D-Modell mit Rissverlauf der Kontakte

Somit verbindet die Bewehrung die Rissflanken und simuliert dort eine elastische Verbindung des Risses mit der Steifigkeit der Bewehrungselemente. Vereinfacht wurden die Stabelemente ohne eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung starr mit den Knoten der Betonelemente verbunden. Im Bereich der Risse entstanden somit Stabelemente (Bewehrungselemente) mit einer doppelten Elementlänge (siehe Abbildung 7-7). Da die Berechnungen ergaben, dass die Bewehrung zum Teil den maximalen Spannungswert des Bewehrungsstahls erreicht, wurde das Materialverhalten des Stahls durch eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung ergänzt (siehe Kapitel 3.1.2).

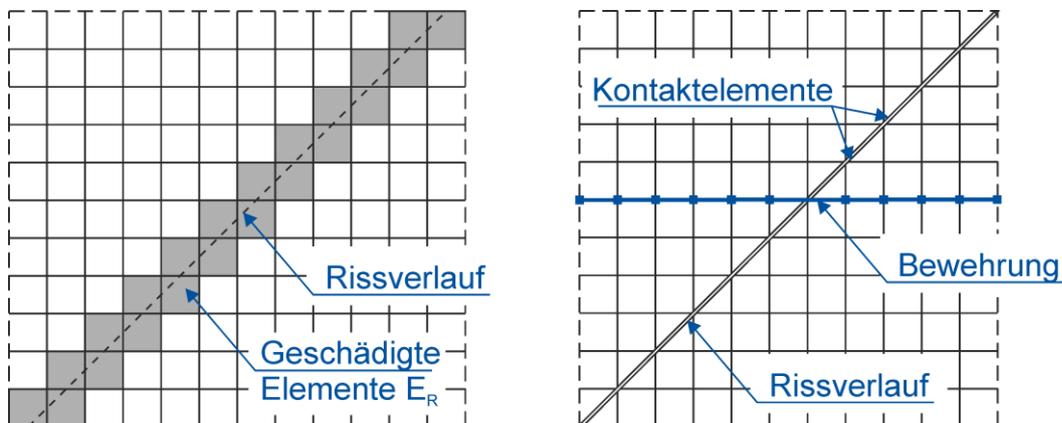


Abbildung 7-7: Details – Systemmodellierung
 links: Geschädigte Elemente im Rissverlauf
 rechts: Kontakttriss mit Bewehrungsimplementierung

7.3.2 Allgemeine Simulationsergebnisse

Durch die Implementierung der Risse in das Berechnungssystem wird nicht nur die Torsionssteifigkeit, sondern auch die Biegesteifigkeit beeinflusst. Je nachdem in welcher Richtung zur Biegebeanspruchung der Riss verläuft wird die Steifigkeit stark oder weniger stark abgemindert.

In der Abbildung 7-8 werden die Verformungskurven der linearen Berechnung ohne Risse mit den zwei Varianten der rissimplementierten Modelle sowie dem durchgeführten Versuch verglichen. Die zuvor beschriebene reduzierte Biegesteifigkeit mit den berücksichtigten Rissen ist deutlich zu erkennen. Die Verformungsfiguren der unterschiedlichen Risssteifigkeiten sowie die der implementierten Risse über Kontakte weisen zum Teil deutliche Unterschiede auf.

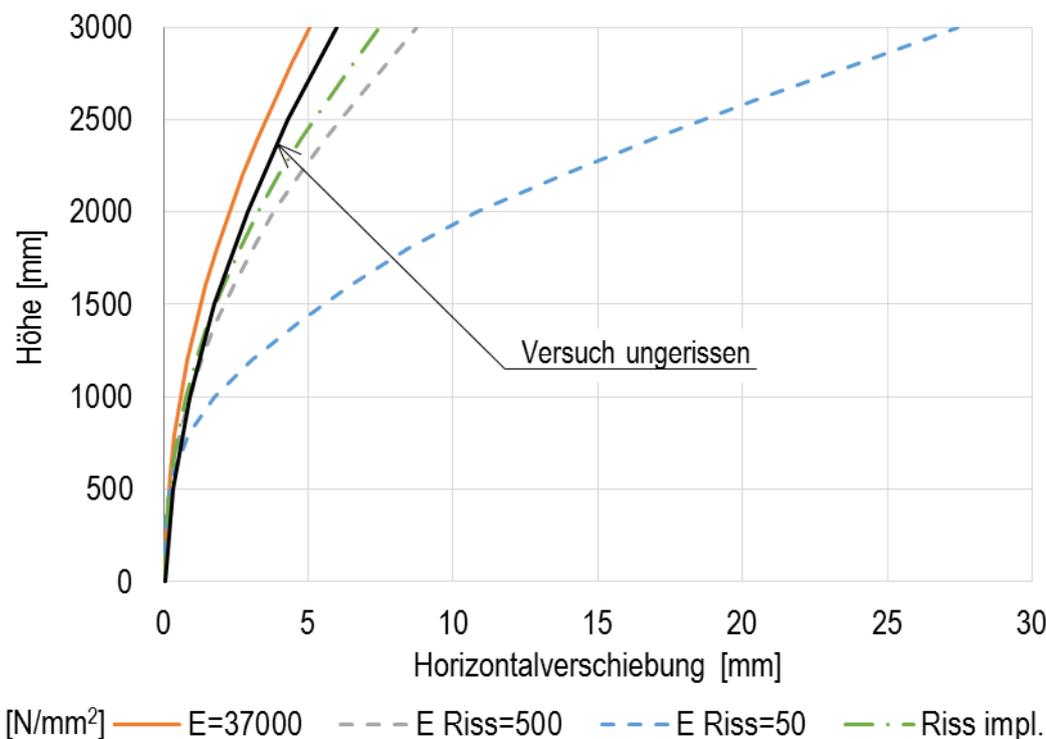


Abbildung 7-8: Vergleich der Verformungen unter Berücksichtigung von Rissen bei $M_y = 100 \text{ kNm}$

Die Verformungsergebnisse der linearen Berechnung ohne Rissbildungen zeigen eine geringere Verformung als die des Versuches. Der Unterschied entsteht vorrangig durch die ideale Einspannung des numerischen Modells im Programmsystem, welche im Versuch nicht in vollem Umfang vorhanden ist. Die Berechnung des Systems unter Berücksichtigung geschädigter Elemente im Rissverlauf mit einem E-Modul von $E_R = 500 \text{ N/mm}^2$ und der Berechnung mit implementierten Kontakten im Rissverlauf weisen größere Horizontalverformungen als der Versuch auf. Die beiden Berechnungen liegen relativ dicht beieinander und weisen im Verhältnis zum Versuch

realistische Werte auf. Deutlich größere Verformungen ergeben sich in der Berechnung unter Berücksichtigung eines E-Moduls im Rissverlauf von $E_R = 50 \text{ N/mm}^2$, hierbei übersteigen die Werte die gemessenen Verformungen des ungeschädigten Versuches um ein Vielfaches. Die Verformungen sind aufgrund der Größe als nicht realistisch einzustufen und die Berechnung somit als nicht zutreffend zu betrachten. Um den möglichen Effekt auf die Torsionstragfähigkeit abzubilden, wird die Berechnung jedoch weiter verfolgt.

7.3.3 Ergebnisse zur Torsionstragfähigkeit

Die Berechnungen erfolgten unter den im Versuch detektierten Vorspannkräften. Eine erste Berechnung unter der Annahme einer Ausgangsvorspannung und der Veränderung der Vorspannkräfte, wie unter Kapitel 5.2.3 beschrieben, ergab einen starken Anstieg der Vorspannkräfte unter der Einwirkung eines Torsionsmomentes. Die Rissbildungen und die daraus entstehende Veränderung der Querschnittsgeometrie hin zu nicht mehr wölbefreien Querschnitten (zwei Halbschalen) lassen die Vorspannkraft durch die entstehende Verwölbung stark ansteigen. Durch die Verwendung des linear-elastischen Materialverhaltens kommt es zu großen Spannungen, welche sich im realen Versuch nicht einstellen. Daraufhin wurde die Vorspannung entsprechend der Versuche auf eine Kraft für alle Lastschritte festgelegt. Somit ist sichergestellt, dass die Vorspannung in der Berechnung dem simulierten Versuch beim Abgleiten der Fugen entspricht.

Die Ergebnisse der Berechnungen in Bezug auf die Torsionstragfähigkeit unter dem Einfluss der zuvor beschriebenen Rissbildungen sind in der Abbildung 7-9 dargestellt. Durch die implementierten Risse ist eine Abminderung der Torsionstragfähigkeit unter einem ansteigenden Biegemoment gut erkennbar. Die im Versuch festgestellten Tragfähigkeiten liegen jedoch noch deutlich unterhalb der in den Berechnungen ermittelten Werte. Eine Reduzierung des E-Moduls im Riss auf einen Wert von $E_R = 50 \text{ N/mm}^2$ brachte nur eine geringfügige, zusätzliche Abminderung der Torsionstragfähigkeit. Eine weitere Reduzierung der Steifigkeiten im Riss führte zu Konvergenzproblemen bei den Berechnungen. Es konnte lediglich die Vorspannung und ein Teil der Biegebeanspruchung in den einzelnen Simulationen aufgebracht werden, bis es zum Abbruch der Berechnung kam. Weiter ist auch die Annahme eines E-Moduls im Riss von $E_R = 50 \text{ N/mm}^2$, wie die Verformungen gezeigt haben, nicht mehr realistisch.

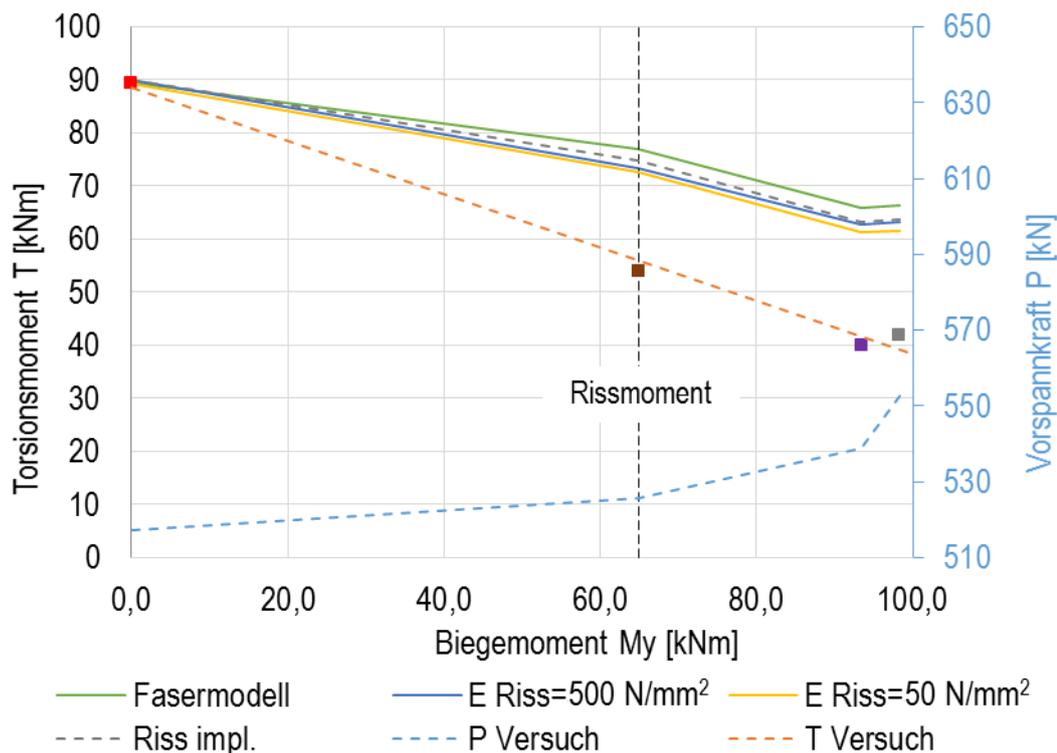


Abbildung 7-9: Ergebnisse der Torsionstragfähigkeit numerischer Berechnungen unter Rissbildungen

Die Simulation der festgestellten Risse durch eine Implementierung der Risse über Kontaktelemente sowie die Berücksichtigung der umlaufenden Bewehrung in dem Berechnungssystem konnten ebenfalls keine vergleichbaren Werte zu den Versuchsergebnissen liefern. Die Ergebnisse der Berechnungen (impl. Risse) decken sich jedoch sehr gut mit den Simulationen der geschädigten Elemente unter der Verwendung des äquivalenten E-Moduls ($E_R = 500 \text{ N/mm}^2$) zur Bewehrung.

Insgesamt liefern die Berechnungen unter der Betrachtung gerissener Segmente im Verhältnis zu den Versuchen deutlich zu große Werte. Es findet wie im Versuch eine Abminderung der Torsionstragfähigkeit bei ansteigendem Biegemoment statt, diese fällt jedoch bei den Simulationen deutlich geringer aus.

Die Untersuchungen in diesem Kapitel zur Veränderung des Reibbeiwertes bei einer wiederkehrenden Versuchsdurchführung an einem Probekörper, das nichtlineare Verhalten des Betons und mögliche Rissbildungen im Beton konnten die Abweichungen zwischen dem entwickelten Modell, den numerischen Berechnungen und den Versuchen nicht abschließend klären. Es müssen weitere Einflüsse auf die Ergebnisse der Versuche vorhanden gewesen sein, welche bislang nicht betrachtet wurden. Um mögliche Fehler bei der Versuchsdurchführung ausschließen zu können, sind erneute Versuche unabdingbar.

8 Erweiterte Modellbetrachtungen

8.1 Modellgrenzen

Da es sich bei dem Tragfähigkeitsmodell aus Kapitel 4.2 um eine reduzierte Betrachtung mit Vereinfachungen und Annahmen handelt, werden nachfolgend die Modellgrenzen untersucht. Dafür werden die Steifigkeitsverhältnisse zwischen der Wandstärke und dem Querschnittsdurchmesser betrachtet. Weiter wird der Einfluss der Materialeigenschaften wie die Materialsteifigkeit, die Rissbildungen und das Spannungsdehnungsverhalten untersucht.

8.1.1 Geometrische Randbedingungen (Steifigkeiten)

Wie bereits unter Kapitel 5.1.2 beschrieben, kommt es nicht zu der im Modell angenommenen linearen Spannungsverteilung aufgrund der Einwirkungen unter der Betrachtung einer klaffenden Fuge. Ferner wird auch das angenommene Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli Hypothese) nicht eingehalten. Diese Effekte haben zu Differenzen zwischen den numerischen Berechnungen und dem Tragfähigkeitsmodell geführt (siehe Abbildung 5-8). Da das Modell den Einfluss der Querschnittssteifigkeit sowohl in Querschnittsebene als auch die Steifigkeit der Wandung nicht weiter berücksichtigt, wird nachfolgend eine numerische Parameterstudie durchgeführt, welche den Einfluss der einzelnen Querschnittsabmessungen untersucht. Das numerische Modell aus Kapitel 5.1.1 wird erweitert und berücksichtigt in der Parameterstudie vier Segmente. Die Vorspannung wird wie im numerischen Modell aus Kapitel 5.2.1 als externe Vorspannung durch ein Vorspannelement aufgebracht, jedoch in den einzelnen Berechnungsschritten konstant gehalten. Der Durchmesser der Querschnitte wurde variiert und die Vorspannkraft angepasst (siehe Tabelle 8-1).

Tabelle 8-1: Einflussparameter der durchgeführten Studie

Nummer	Radius außen r_a [m] (R)	mittlerer Radius r_m [m]	Wandstärke b [m]	Verhältnis b/r_a	Vorspannkraft P [MN]
R2	2,0	1,8	0,4	0,200	80,00
R3	3,0	2,8	0,4	0,133	49,95
R4	4,0	3,8	0,4	0,100	36,34
R6	6,0	5,8	0,4	0,067	23,37
R8	8,0	7,8	0,4	0,050	17,24
R10	10,0	9,8	0,4	0,040	13,66

Die Anpassung der Vorspannkraft an den Querschnitt hat den Hintergrund, dass das Klaffungsmoment bei allen Berechnungen den gleichen Wert besitzt. So entsteht beim Erreichen der ersten Fugenklaffung eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse. Die Abbildung 8-1 zeigt die Ergebnisse der Torsionstragfähigkeiten der untersuchten Querschnitte der durchgeführten Parameterstudie. Alle Kurvenverläufe besitzen die gleiche Charakteristik und fallen mit ansteigendem Biegemoment ab. Die Torsionstragfähigkeit hat das Maximum unter der Einwirkung eines reinen Torsionsmomentes und kann über die Bredtsche Formel in Kombination mit dem Coulombschen Haftreibungsgesetz bestimmt werden. Durch die variierten Querschnitte und die an das Klaffungsmoment angepasste Vorspannkraft ergeben sich unter reiner Torsionsbeanspruchung unterschiedliche Tragfähigkeiten.

Die Kurvenverläufe der betrachteten Torsionstragfähigkeiten verlaufen bis zum Aufklaffen der Fugen annähernd parallel, da sich bis zu diesem Zeitpunkt die Spannungsverteilung noch annähernd linear einstellen und auch die Steifigkeit der Wandung keinen entscheidenden Einfluss hat. Nach dem Erreichen des Klaffungsmomentes fächern sich die Kurven mehr und mehr auf. Dieses Verhalten entsteht unter anderem durch die unterschiedlich großen Klaffungszustände bei gleich großem Biegemomenteneinfluss. Weiter fällt die Tragfähigkeit scheinbar auch bei weicheren Konstruktionen im Verhältnis zum Ausgangstorsionsmoment T_{M0} stärker ab. Deutlicher wird dieses Verhalten in der Abbildung 8-2, in der die Tragfähigkeiten als Verhältniswerte der Torsionstragfähigkeit zur maximalen Torsionstragfähigkeit dargestellt werden.

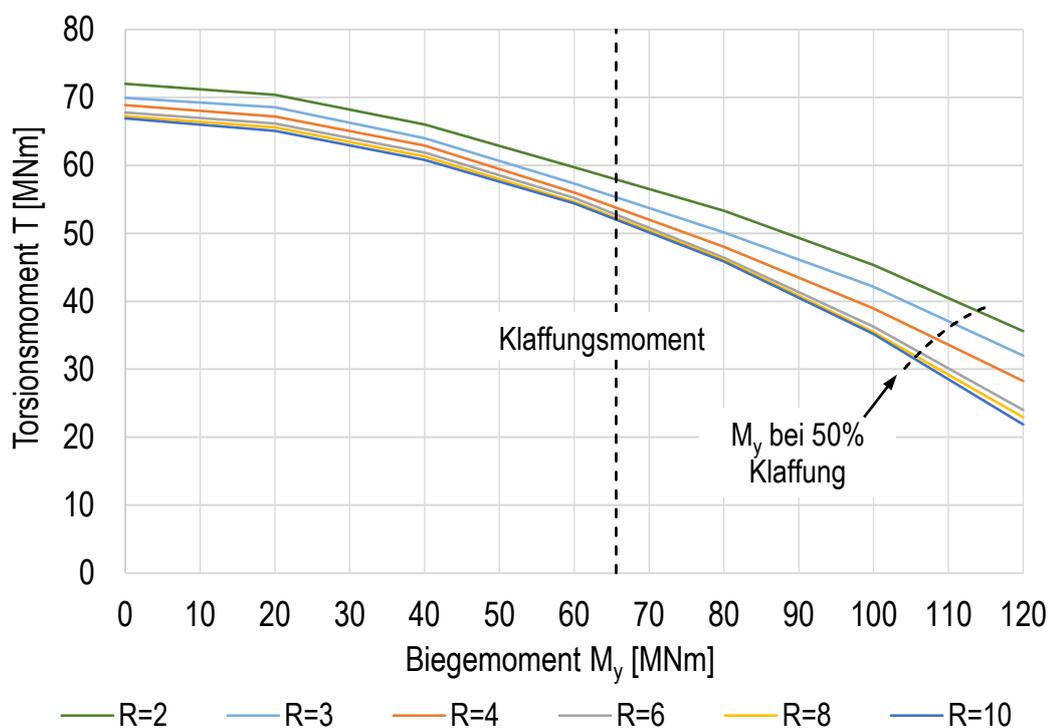


Abbildung 8-1: Torsionstragfähigkeiten der untersuchten Querschnitte der Parameterstudie bei ansteigendem Biegemoment

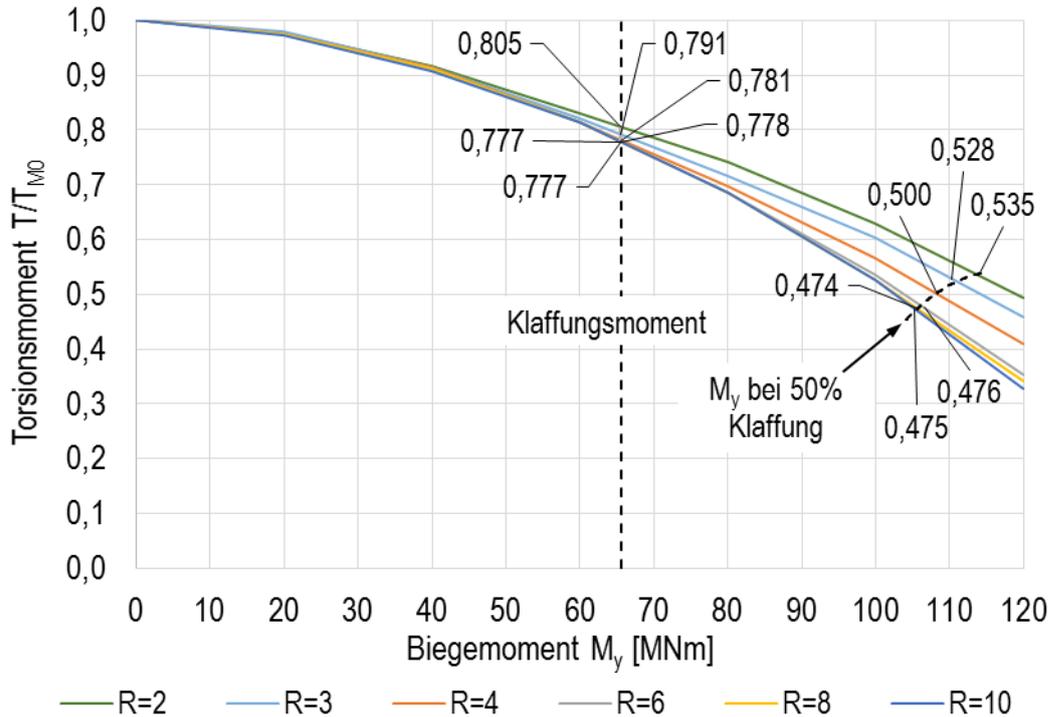


Abbildung 8-2: Normierte Torsionstragfähigkeiten in der Parameterstudie bei ansteigendem Biegemoment

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Torsionstragfähigkeit der Fugen bei weichen Konstruktionen ($b/r_a = 0,04$) geringer ausfällt als bei steifen Konstruktionen mit einem im Verhältnis zur Wandstärke kleineren Außenradius r_a ($b/r_a = 0,20$). Weiter wird deutlich, dass zwischen dem Radius von $r_a = 6\text{ m}$ und $r_a = 10\text{ m}$ keine wesentlichen Unterschiede entstehen. Grundlegend erreicht die Fugentragfähigkeit von Kreisringsegmenten mit trockenen Fugen unabhängig von den Steifigkeitsverhältnissen unter der Einwirkung des Klaffungsmomentes sehr ähnliche Torsionstragfähigkeiten. Deutliche Unterschiede stellen sich erst bei klaffenden Fugen aufgrund des Einflusses der Wandungssteifigkeiten ein.

In Abbildung 8-3 wird dieser Zusammenhang weiter erläutert. Die Abbildung zeigt eine stark überhöhte Darstellung der Fugenflanken einer im GZT befindlichen Fuge. Aufgrund des einwirkenden Biegemomentes kommt es grundlegend zu einer Klaffung der Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes. Durch die zusätzlich einwirkende Torsionsbeanspruchung gehen Teilbereiche der Fuge in den Gleitzustand über und verschieben sich minimal gegeneinander. In Abhängigkeit der Steifigkeit der Wandung kommt es zu der in der Grafik dargestellten Verbiegung der Wandung um den Winkel φ . Durch diese Verformungen gehen zusätzliche Teilbereiche der Fuge in einen spannungsfreien Zustand über ($\sigma_P < \tau_{\perp}$). In anderen Bereichen werden die Spannungen aus der Vorspannung reduziert ($\sigma_P > \tau_{\perp}$). Aus diesem Effekt heraus werden auch die Anteile der übertragbaren Schubspannungen reduziert und die maximal aufnehmbare Torsionstragfähigkeit sinkt.

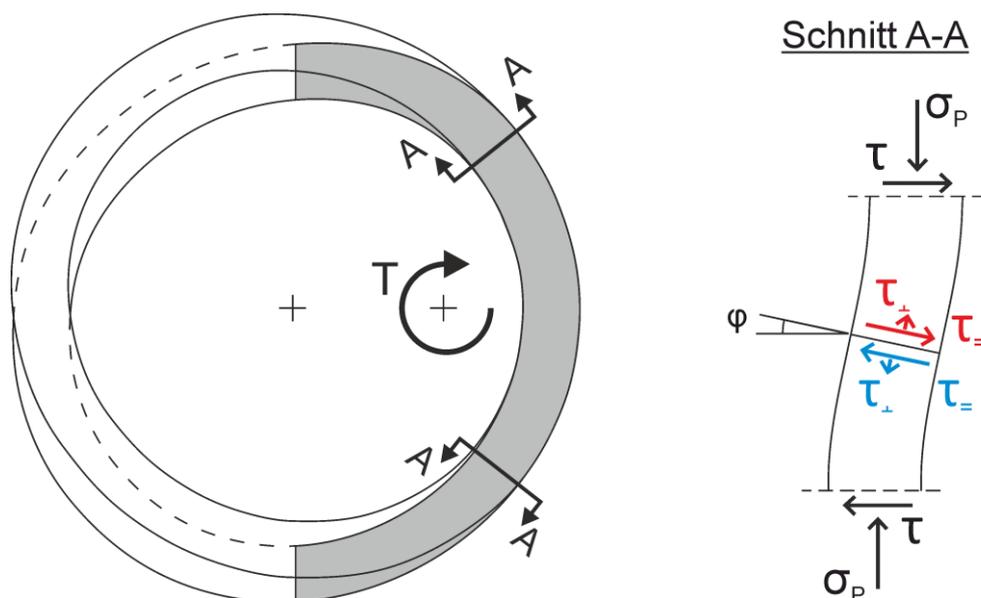


Abbildung 8-3: Stark überhöhte Darstellung des Fugenbereiches einer Segmentfuge im GZT unter Biege- und Torsionseinwirkung

Somit kommt es auch in den Ergebnissen der Parameterstudie zu einer deutlichen Abnahme der ertragbaren Torsionsmomente bei geringerer Wandungssteifigkeit. Auch erklärt dies, dass der Unterschied mit einer größeren Klaffung der Fuge zunimmt (siehe Abbildung 8-1, Abbildung 8-2)

8.1.2 Materielle Einflüsse

Die numerischen Berechnungen aus Kapitel 5 sowie die Kleinversuche aus Kapitel 6.1 haben gezeigt, dass das unter Kapitel 4.2 entwickelte Fasermmodell eine gute Übereinstimmung mit den ermittelten Torsionstragfähigkeiten erzielt. Hingegen haben die Versuche aus Kapitel 6.2 und die numerischen Berechnungen aus Kapitel 7 verdeutlicht, dass das Material scheinbar einen Einfluss auf die Torsionstragfähigkeit hat. Die Ergebnisse der ermittelten Torsionstragfähigkeiten der Stahlbetonversuche wichen zum Teil deutlich von den Ergebnissen der Fasermmodellrechnung ab.

Die Modellentwicklung geht von einer linearen Spannungsverteilung und dem Ebenbleiben der Querschnitte aus, unabhängig vom Klaffen der Fugen oder einem nichtlinearen Materialverhalten. Die Anwendung einer nichtlinearen Spannungsverteilung wäre mit den unter Kapitel 4.2 entwickelten Formeln jedoch denkbar. Aktuell werden die Berechnungsergebnisse durch die Einflussparameter der Querschnittssteifigkeit, eines nichtlinearen Materialverhaltens und der Rissbildung auf materieller Ebene nicht berücksichtigt.

Um den Einfluss der Steifigkeit auf materieller Ebene zu untersuchen, wurden in einer weiteren Parameterstudie, aufbauend auf dem Berechnungsmodell aus Kapitel 8.1.1, Berechnungen mit identischen Querschnitten jedoch unterschiedlichen Steifigkeiten über die Variation des E-Moduls untersucht. Trotz einer deutlichen Reduzierung des E-Moduls (ca. 10000 N/mm²) konnte bei unterschiedlichen b/r_a -Verhältnissen kein wesentlicher Einfluss festgestellt werden. Lediglich am Ende der Tragfähigkeitskurven (hohes Biegemoment) konnten geringfügige Reduzierungen der Tragfähigkeiten detektiert werden. Es zeigt sich, dass der Einfluss der Querschnittsgeometrie (siehe Kapitel 8.1.1) viel ausgeprägter ist als die materielle Steifigkeit.

Die Betrachtung einer nichtlinearen Spannungsverteilung bzw. eines nichtlinearen Materials wurde unter Kapitel 7.2.3 anhand einer numerischen Berechnung untersucht. Die Ergebnisse zeigen auch hier einen deutlichen Einfluss auf die ertragbaren Torsionsmomente der Fugen. Anders als die weiteren nicht berücksichtigten Einflüsse hat die hier betrachtete Vereinfachung des Modells den Effekt, dass die Tragfähigkeiten unterschätzt werden.

Der letzte Punkt der Modellvereinfachungen auf materieller Ebene sind die im Modell nicht berücksichtigten Rissbildungen, wie sie im ersten Versuch unter Kapitel 6.2.4 beobachtet werden konnten. Durch die Risse kam es in dem Versuch zu einem starken Abfall der Torsionssteifigkeit und zu einem Abfall der ertragbaren Torsionsmomente. Die numerischen Berechnungen aus Kapitel 7.3.3 machen diesen Einfluss ebenfalls deutlich. Für die Anwendung des Modells ist nach diesen Erkenntnissen eine starke Rissbildung in den Segmenten auszuschließen. Die Abbildung 8-4 macht den Einfluss eines Risses auf das Fasermaterialmodell aus Kapitel 4.2 deutlich. Durch eine starke Rissbildung kommt es im ersten Effekt zu einer Teilung des Segmentes in zwei Querschnitte und somit zur Umlagerung von Spannungen in der Fuge und zu einer Veränderung der Biegesteifigkeit. Weiter werden an den Rissflanken Kräfte frei, welche im grundlegenden Modell durch den geschlossenen Ringquerschnitt aufgenommen werden. Die in der Abbildung dargestellte Kraft F_a kann in der Regel in Ringrichtung von der vorhandenen Bewehrung aufgenommen werden. Für die quer dazu wirkende Kraft F_q kann bei kleinen Rissöffnungen noch die Rissverzahnung im Riss dienen. Kommt es jedoch zu einer zu großen Rissöffnung, hat das Tragfähigkeitsmodell nicht länger Bestand. Die Torsionstragfähigkeit bricht weiter ein [Har18] und tendiert zur Tragfähigkeit zweier Halbschalen. Entgegen der abnehmenden Tragfähigkeit kommt es aufgrund der Torsionseinwirkung zur Entstehung von Wölbnormalspannungen.

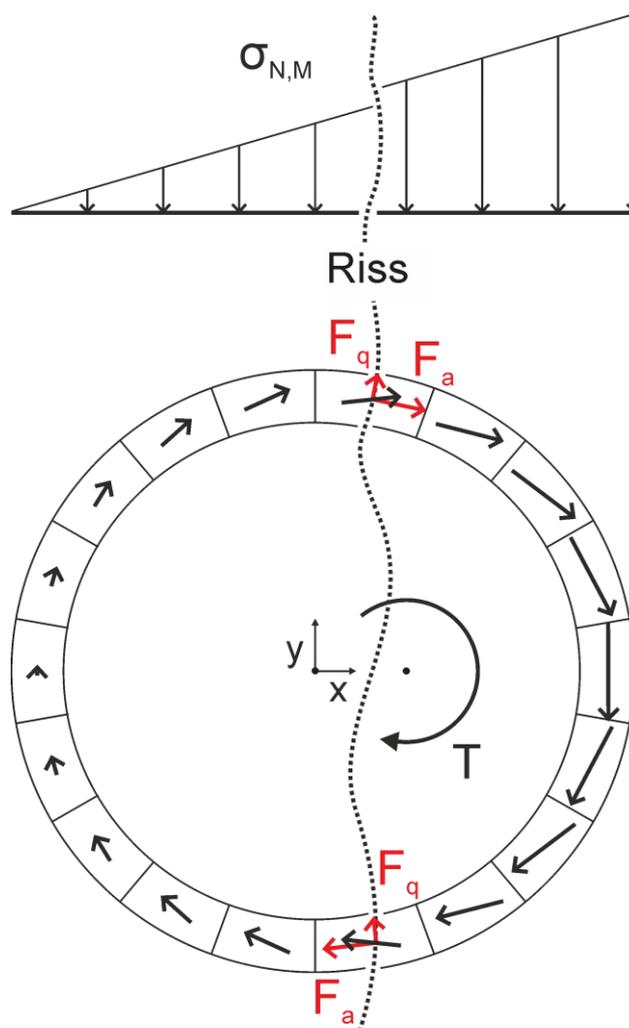


Abbildung 8-4: Modellvorstellung unter Rissbildungen

Durch die Veränderung der Querschnittsgeometrie sind die Querschnitte nicht mehr wölbfrei wie z. B. ein geschlossener Ringquerschnitt [Mah15]. Dieser Effekt erhöht die vorhandene Vorspannung im System. Durch diesen Effekt kommt es zu einem weniger starken Abfall der Torsionstragfähigkeit, wie von Hartwig et al. [Har18] beschrieben.

Die nicht berücksichtigten materiellen und geometrischen Einflüsse zeigen, dass das Modell aus Kapitel 4.2 einen beschränkten Anwendungsbereich hat. Wenn jedoch die getroffenen Annahmen in gewissen Grenzen eingehalten werden, sind gute Übereinstimmungen zwischen den numerischen Berechnungen, den Versuchen und dem entwickelten Modell möglich.

8.2 Reduzierter Modellansatz

Zu einer praktikablen Anwendung des unter Kapitel 4.2 entwickelten Fasermodells soll nachfolgend eine vereinfachte Tragfähigkeitskurve ausgearbeitet werden. Die Berechnungen der Parameterstudie aus Kapitel 8.1.1 haben gezeigt, dass der Kurvenverlauf der Torsionstragfähigkeit unter ansteigendem Biegemoment immer die gleiche Charakteristik besitzt. Die Tragfähigkeit nimmt bei einer Steigerung des Biegemomentes sukzessive ab. Weiter kann festgestellt werden, dass die Tragfähigkeit ausgehend von der reinen Torsionstragfähigkeit (Bredtscher Schubfluss) an signifikanten Punkten der Torsionstragfähigkeitskurve annähernd gleiche Verhältniswerte erreicht. Diese Zusammenhänge sollen nachfolgend genauer beschrieben werden und für eine vereinfachte Tragfähigkeitskurve genutzt werden.

8.2.1 Geometrische Zusammenhänge

Ausgehend von dem unter Kapitel 4.2 entwickelten Torsionstragfähigkeitsmodell wurde eine weitere Parameterstudie durchgeführt. Bezogen auf die Eingangsparameter des Modells wurde das Verhältnis (b/r_a) des äußeren Radius r_a und der Wandstärke b zwischen 0,2 und 0,02 untersucht. Es erfolgte eine Variation der Vorspannung sowie des Reibbeiwertes. Geprüft wurden die Punkte auf der Tragfähigkeitskurve an der Stelle des Klaffungsmomentes und der Klaffung der Fuge bis zur Hälfte des Querschnittes (siehe Abbildung 8-5). Die Eingangsparameter der Vorspannung und des Reibbeiwertes hatten lediglich einen proportionalen Einfluss auf das Tragverhalten, da diese nur als Faktor der Tragfähigkeit in das Modell eingehen.

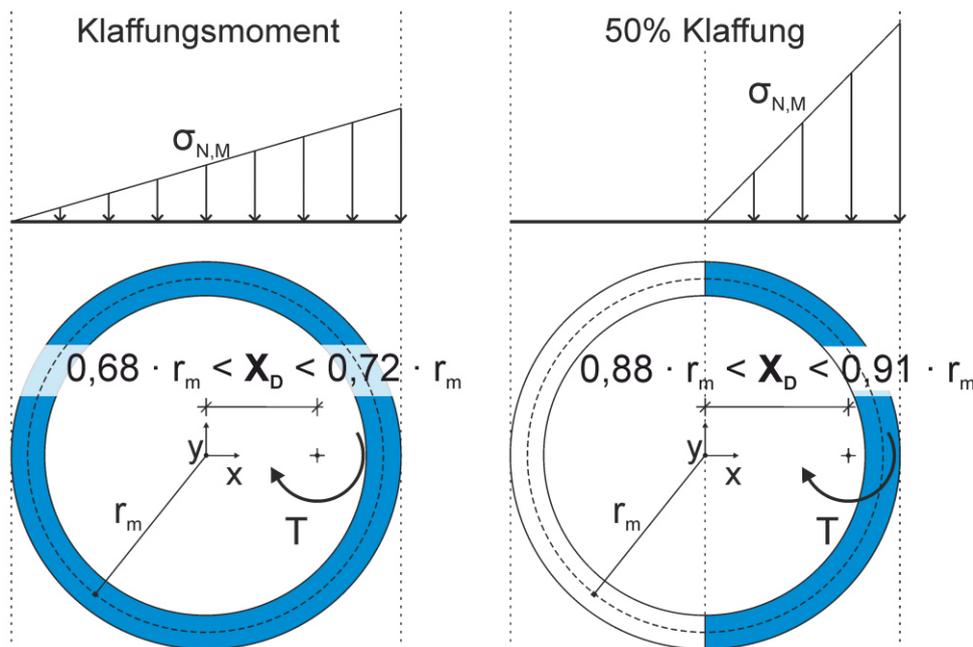


Abbildung 8-5: Drehpunktverschiebung an signifikanten Punkten

Die Variation der Wandstärke bzw. des Durchmessers veränderten die Werte der Drehpunktverschiebung und der Tragfähigkeit in Bezug auf die Torsionstragfähigkeit ohne Biegeeinfluss (T_{M0}) nur geringfügig. In der Abbildung 8-5 werden die ermittelten Grenzen der Drehpunktverschiebung dargestellt. Durch die Annahme einer linearen Spannungsverteilung ist die Drehpunktverschiebung lediglich von geometrischen Randbedingungen in den betrachteten Klaffungszuständen abhängig. Somit ergeben sich für die betrachteten Verhältnisse (b/r_a) sehr enge Grenzen. Diese Grenzlinien setzen sich in den Verhältniswerten der Torsionstragfähigkeiten fort und beschreiben infolgedessen eine sehr klare Tragfähigkeitskurve, welche in der Abbildung 8-6 dargestellt ist.

Ausgehend von der Torsionstragfähigkeit unter reiner Torsion T_{M0} ohne Biegemomenteneinfluss lässt sich die Tragfähigkeit nach der ersten Bredtschen Formel in Verbindung mit dem Coulombsche Haftreibungsgesetz nach Formel 2.7 bestimmen. Durch die normierte Betrachtung der Tragfähigkeit lassen sich die minimalen Tragfähigkeiten, wie in Abbildung 8-6 dargestellt, für die weitere Ermittlung heranziehen. Es ergibt sich unter der Biegemomenteneinwirkung des Klaffungsmomentes eine minimale Torsionstragfähigkeit von $0,798 \cdot T_{M0}$ und unter der Klaffung bis zur Hälfte des Querschnittes eine Tragfähigkeit von $0,545 \cdot T_{M0}$. Zwischen den ermittelten Werten kann auf der sicheren Seite liegend, linear interpoliert werden. Es gilt zu beachten, dass die hier dargestellte „vereinfachte Torsionstragfähigkeit“ nicht die festgestellten Differenzen zwischen den Stahlbetonversuchen und dem Modell berücksichtigt.

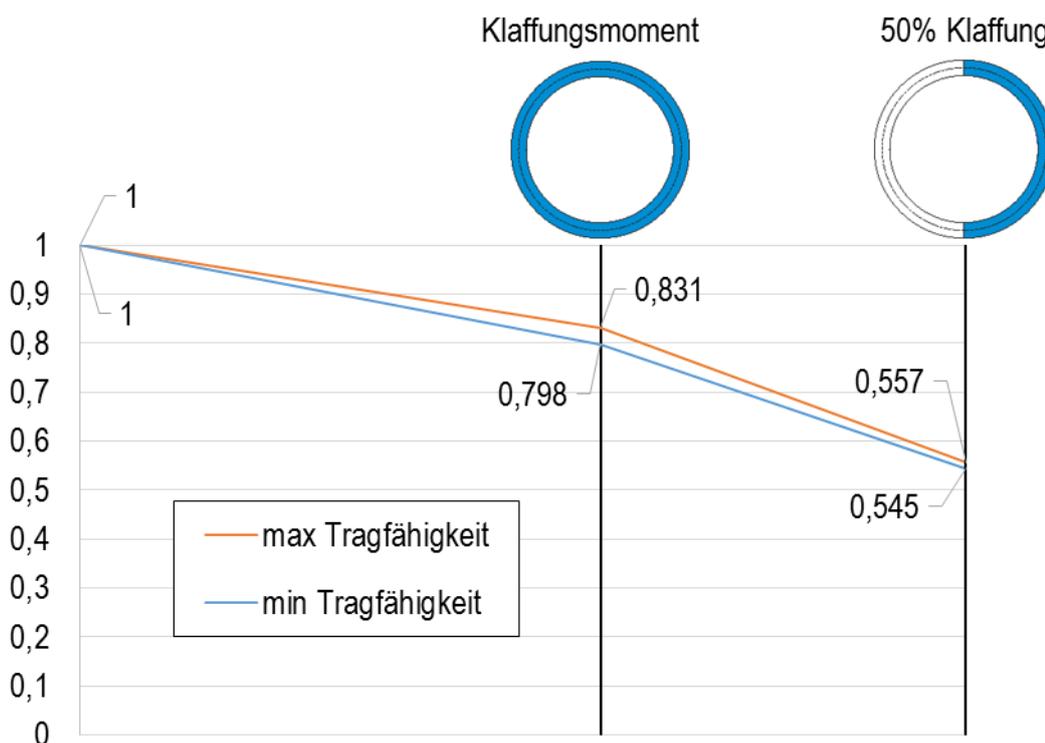


Abbildung 8-6: Vereinfachte Torsionstragfähigkeit ($0,20 \geq b/r_a \geq 0,02$)

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

Die Konstruktion der Segmentbauweise ist im Brückenbau schon seit vielen Jahren eine etablierte Bauweise. Seit einigen Jahren kommt diese Bauweise auch für die Errichtung von Windenergieanlagen (WEA) zum Einsatz. Die aus dieser Bauweise heraus entstehenden Fugen werden je nach Lage und Beanspruchung unterschiedlich ausgebildet. In der vorliegenden Arbeit werden die horizontalen Fugen von WEA aus Kreisringsegmenten behandelt. Diese Fugen werden seit einiger Zeit als Trockenfugen ohne ein Verfüllmaterial oder der Ausbildung von Schubnocken ausgeführt. Die Fugen werden vor der Errichtung durch eine CNC-Schleifmaschine plan geschliffen und nach dem Errichten durch eine externe Vorspannung im Inneren des Turmes vorgespannt. Lediglich der Traganteil der Reibkräfte überträgt in den Fugen entstehende Schubspannungen aus Querkräften und Torsionsmomenten.

Die vorliegende Arbeit konzentriert sich auf die Übertragung der Schubspannungen aus Torsionsmomenten, welche für den Zustand einer überdrückten Fuge und im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) für klaffende Fugen betrachtet werden müssen. Die derzeitigen Tragfähigkeitsmodelle beruhen auf den bekannten Torsionsmodellen der Saint-Venantschen Torsionstheorie für dünnwandig offene und dünnwandig geschlossene Querschnitte in Kombination mit dem Coulombschen Haftreibungsgesetz. Da die ermittelten Tragfähigkeiten der aktuellen Theorie sowohl durch theoretische Überlegungen als auch durch numerische Berechnungen widerlegt werden konnte, wurde in dieser Arbeit ein neues Modell entwickelt.

Das Modell beruht auf der Annahme des inneren Gleichgewichtes in der Fugenebene, durch welches es im GZT zu einer Drehpunktverschiebung kommt. Unter der Berücksichtigung dieser Verschiebung und der Zerlegung des Kreisringquerschnittes in ein Fasermmodell konnte ein Tragfähigkeitsmodell entwickelt werden. Die numerischen Berechnungen bestätigen zum einen die ermittelten Tragfähigkeiten und zum anderen auch die zugrundeliegende Drehpunktverschiebung in der Fugenebene.

Die versuchstechnisch ermittelten Torsionstragfähigkeiten eines Kleinversuches aus Aluminiumrohren konnten das Modell auch in der Anwendung bestätigen. Die dem Modell zugrundeliegenden Annahmen einer linearen Spannungsverteilung und eines linear-elastischen Materialverhaltens werden durch die Verwendung des Materials Aluminium nur geringfügig verletzt, sodass gute Übereinstimmungen erzielt werden konnten.

Bei der Verwendung des Materials Stahlbeton in Großversuchen konnten die im Modell ermittelten Tragfähigkeiten nur in Teilen erreicht werden. Die

Versuche widerlegten zwar die aktuellen Theorien, konnten jedoch die Tragfähigkeit des neu entwickelten Fasermodells nur bedingt bestätigen. Der grundlegende Tragfähigkeitsverlauf unter ansteigendem Biegemoment sowie die Tragfähigkeiten der Torsion unter geringen Biegebeanspruchungen konnten festgestellt werden. Unter der Einwirkung größerer Biegebeanspruchungen fielen die versuchstechnisch bestimmten Torsionstragfähigkeiten jedoch geringer aus als im Berechnungsmodell.

Durch weitführende numerische Berechnungen der Stahlbetonversuche wurden mögliche Einflussfaktoren auf die Abweichungen der Ergebnisse zwischen dem Fasermodell und den Versuchen genannt. Eine abschließende Begründung konnte jedoch nicht gefunden werden.

Zum Ende der Arbeit wurden noch einmal die Grenzen des Berechnungsmodells genannt und im Anschluss eine mögliche vereinfachte Tragfähigkeitskurve für extern vorgespannte Kreisringquerschnitte mit trockenen Fugen dargestellt.

Die vereinfachte Tragfähigkeitskurve zeigt auf, dass die aktuellen Theorien für die Konstruktion der extern vorgespannten Kreisringquerschnitte mit trockenen Fugen nicht zutreffend sind. Das entwickelte Fasermodell bildet die Tragfähigkeit der Trockenfugen in Bezug auf deren Torsionstragfähigkeit unter der Einhaltung gewisser Randbedingungen gut ab. Unter der Betrachtung eines inhomogenen Materials wie Stahlbeton kommt es zu Abweichungen zwischen den tatsächlichen und den im Modell bestimmten Tragfähigkeiten. Im Vergleich zu den aktuell angewendeten Theorien erreicht das neu entwickelte Modell jedoch eine sehr gute Übereinstimmung zu den im Versuch festgestellten Torsionstragfähigkeiten in den Stahlbetonversuchen.

9.2 Ausblick

In der hier vorliegenden Arbeit wurde ein Tragfähigkeitsmodell zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit der Torsion von Kreisringsegmenten mit trockenen Fugen entwickelt. Durch die numerischen Berechnungen sowie die durchgeführten Versuche konnte das Modell grundsätzlich bestätigt werden.

Der festgestellte Einfluss der Wandungssteifigkeit der Segmente auf die Torsionstragfähigkeit wird bislang nicht berücksichtigt. Durch weitere Untersuchungen ist dieser Einfluss genauer zu identifizieren und im Anschluss in das Modell aufzunehmen.

Eine weitere Erklärung für die Abweichungen zwischen dem entwickelten Modell, den numerischen Berechnungen und den Stahlbetonversuchen könnten Ungenauigkeiten in der Fertigung der Segmente sein. In [The15]

werden die Unebenheiten im Schleifprozess der Fugen auf 0,1 mm/m beziffert. Unter der Annahme solcher Abweichungen in der Ebenheit könnte die Torsionstragfähigkeit entscheidend beeinflusst bzw. reduziert werden.

Es sind weiterführende Berechnungen sowie zusätzliche Versuche notwendig, um die vorhandenen Differenzen zwischen den Versuchen, den numerischen Berechnungen und der Modellentwicklung beschreiben zu können. Das Ziel folgender Untersuchungen sollte es sein, die festgestellten Unterschiede zu detektieren und zu analysieren, um diese in eine erweiterte analytische Lösung integrieren zu können.

Da es in der Regel in einer realen Konstruktion immer zu einer Kombination aus Beanspruchungen kommt, gilt es diese auch in weiteren Untersuchungen zu erforschen. Somit wird eine Segmentfuge in der Turmkonstruktion einer Windenergieanlage unter einer Biegebeanspruchung immer auch durch eine Querkraft belastet. Erste numerische Untersuchungen und analytische Überlegungen haben gezeigt, dass es durch die zeitgleiche Beanspruchung einer Segmentfuge durch eine Querkraft und ein Torsionsmoment zu einer zusätzlichen Drehpunktverschiebung kommt. Diese Verschiebung stellt sich jedoch quer zur Querkraftbeanspruchung und somit orthogonal zur Drehpunktverschiebung der in dieser Arbeit untersuchten Beanspruchungskombination aus Biegung und Torsion ein. Auch hierfür gilt es das entwickelte analytische Modell zu erweitern.

Neueste Konstruktionen im Turmbau von WEA bestehen nicht mehr grundsätzlich aus den in dieser Arbeit beschriebenen geschlossenen Kreisringsegmenten. Die Segmente werden als Halb- oder Drittel-Schalen beim Aufbau eines Turmes zusammengestapelt, jedoch nicht mehr formschlüssig miteinander verbunden. Durch die in Turmlängsrichtung nachfolgenden Segmente, welche verdreht aufgesetzt werden, wird erst über die Vorspannung und das Eigengewicht eine Gesamttragfähigkeit möglich. Die in dieser Konstruktion vorherrschenden Mechanismen weichen deutlich von den in dieser Arbeit betrachteten Bedingungen ab [Har18; Kle19]. Für diese Art der Konstruktion gilt es neue Lösungsansätze zu finden und diese versuchstechnisch zu bestätigen.

Literaturverzeichnis

- [AAS 99] *American Association of State Highway and Transportation Officials*: Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges (1999)
- [ANS18] *ANSYS Inc.*: 19.0. Documentation (2018)
- [Baa17] *Baar, S., Ebeling, K.*: Lohmeyer Stahlbetonbau. Bemessung - Konstruktion - Ausführung. Wiesbaden: Springer Vieweg 2017
- [Bea67] *Beadle, D., Guy, I. N.*: The Design of prestressed concrete bridge structures. Proceedings of the one-day meeting held at Church House, Westminster 6.6.1967, (London). London: Concrete Society (1967)
- [Bel16] *Bellmer, H.*: Schäden an Tragstrukturen für Windenergieanlagen. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag 2016
- [Ber11] Betonkalender 2011. Kraftwerke, Faserbeton: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag 2011 *Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J. D.* (Hg.)
- [Bin15] *Bindseil, P.*: Massivbau. Bemessung und Konstruktion im Stahlbetonbau mit Beispielen. Wiesbaden: Springer Vieweg 2015
- [Bög11a] *Bögl, S.*: Hybride Windkrafttürme – Neue Generation von Windkraftanlagen. BauPortal 123 (2011), S. 2–4
- [Bög13] *Bögl, S., Gläser, C., Hierl, M., Traute, M.*: Vorgespannte Hybridtürme für Windenergieanlagen. Bauingenieur 88 (2013), S. 301–306
- [Bög11b] *Bögl, S., Hierl, M., Knitl, J.*: Turm einer Windenergieanlage sowie Verfahren zur Herstellung eines Turms einer Windenergieanlage (10.06.2011)
- [Buy90] *Buyukozturk, O., Bakhoun, M. M., Michael Beattie, S.*: Shear Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. Journal of Structural Engineering 116 (1990), S. 3380–3401
- [DBV 99] *Deutscher Beton-Verein/Bundesministerium für Verkehr*: Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern (20.04.1999)
- [DIN 488] *Deutsches Institut für Normung*: Betonstahl. Berlin: Beuth (2009)
- [EC2 11] Eurocode 2. Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Berlin: Beuth (2011)
- [Fra59] *Franz, G.*: Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen. Beton- und Stahlbetonbau 54 (1959), S. 137–140

- [Gas64] *Gaston, J. R., Kriz, L. B.*: Connections In Precast Concrete Structures-Scarf Joints: Portland Cement Association 1964
- [Guc80] *Guckenberger, K., Daschner, F., Kupfer, H.*: Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau. Berlin: Ernst 1980
- [Har19a] *Hartwig, S., Betz, T., Marx, S.*: Statische und dynamische Reibwertermittlung an geschliffenen Segmentfugen. Bautechnik 96 (2019), S. 112–119
- [Har18] *Hartwig, S., Bock, H., Göhlmann, J., Marx, S.*: Torsionstragverhalten eines Segmentturms mit alternativer Fugenausbildung. Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), S. 799–806
- [Har17] *Hartwig, S., Marx, S.*: Zum Torsionstragverhalten extern vorgespannter Kreissegmente mit trockenen Fugen. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), S. 740–746
- [Har19b] *Hartwig, S., Marx, S.*: Experimental investigation of the torsional bearing behavior of segment towers. Krakau, Polen 27-29.05.2019
- [Hau16] *Hau, E.*: Windkraftanlagen. Grundlagen - Technik - Einsatz - Wirtschaftlichkeit. Berlin: Springer Vieweg 2016
- [Hil16] *Hildebrand, A.*: Neues Turmkonzept verschafft Effizienzvorteile. Windblatt (2016), S. 14–15
- [Höl01] *Hölscher, N.*: Erfolgreiche Serienproduktion von Fertigteiltürmen in Magdeburg. Windblatt 2001 (2001)
- [Hua94] *Huang, J.*: Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Zugl.: Karlsruhe, Univ., Diss. Karlsruhe: Inst. für Massivbau und Baustofftechnologie 1994
- [Hüt42] *Hütter, U.*: Beitrag zur Schaffung von Gestaltgrundlagen für Windkraftwerke. Wien, Techn. Hochsch., Diss. 1942
- [In-13] *In-Hwan, Y., Kyung-Cheol, K., Young-Joon, K.*: Shear strength of dry joints in precast concrete modules. Proceedings of the Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13) (2013), I-5-3
- [Kle19] *Klein, F., Hartwig, S., Göhlmann, J., Marx, S.*: On the torsional rigidity of prestressed concrete segment towers with vertical joints. Krakau, Polen 27-29.05.2019
- [Lan17] *Lange, H., Elberg, C.*: Entwicklung von weichen Türmen für Windenergieanlagen - Softtower. Stahlbau 86 (2017), S. 351–356
- [Lor87] *Lorenz, P.*: Brücken in Segmentbauart und ihre Ausführung in Europa. Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), S. 123–129

- [Mah15] *Mahnken, R.*: Lehrbuch der technischen Mechanik - Elastostatik. Mit einer Einführung in Hybridstrukturen. Berlin: Springer Vieweg 2015
- [Mar00] *Marx, S.*: Anwendung der mathematischen Optimierung bei der geometrisch und physikalisch nichtlinearen Analyse von Stahlbetontragwerken 2000
- [Mar14] *Marx, S., Schacht, G., Maas, H.-G., Liebold, F., Bolle, G.*: Versuchsgrenzlastindikatoren bei Belastungsversuchen II. Abschlussbericht. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag 2014
- [Mul75] *Muller, J.*: Ten years of experience in precast segmental construction. A special report. Chicago: Prestressed Concrete Institute 1975
- [Mül09] *Müller, A. J.*: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen. Dissertation. Technische Universität München 2009
- [Nas12] *Nasdala, L.*: FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik. Hintergrundinformationen, Tipps und Tricks. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag 2012
- [Pla15] *Plank, M.*: Strukturoptimierte Türme für Offshore - Windenergieanlagen aus UHFFB in Segmentbauweise. [Abschlussbericht]. Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag 2015
- [Pla16] *Plank M., Reineck K.H., Sobek W.*: Dry joints between precast elements made of UHPFRC – Experimental investigation on their load-bearing capacity under static loading. 4th International Symposium HiPerMat. Kassel 2016
- [Pod82] *Podolny, W., Muller, J. M.*: Construction and design of prestressed concrete segmental bridges. New York: Wiley 1982
- [Pop15] *Popov, V. L.*: Kontaktmechanik und Reibung. Von der Nanotribologie bis zur Erdbebendynamik. Berlin, Heidelberg: Springer Vieweg 2015
- [Put15] *Putke, T., Bohun, R., Mark, P.*: Experimental analyses of an optimized shear load transfer in the circumferential joints of concrete segmental linings. *Structural Concrete* 16 (2015), S. 572–582
- [Rob93] *Roberts, C. L., Breen, J. E., Kreger, M. E.*: Measurement based revisions for segmental bridge design and construction criteria (1993)
- [Rus16] *Rust, W.*: Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen. Kontakt, Kinematik, Material. Wiesbaden: Springer Vieweg 2016

- [Shi16] *Shin, J.*: Ultra-high performance concrete (UHCP) precast segmental bridges. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg; Technische Universität Hamburg-Harburg 2016
- [Spe01a] *Specker, A.*: Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg 2001
- [Spe01b] *Specker, A., Rombach, G.*: Ein Beitrag zur Konstruktion und Bemessung von Segmentbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), S. 654–662
- [Sta14] *Stahl, M.*: Ventur geht in Serie ! Kapazität für 200 Türme pro Jahr. WIND-KRAFT Journal (2014), S. 18–20
- [Sub98] *Subramaniam, K. V., Popovics, J. S., Shah, S. P.*: Testing Concrete in Torsion: Instability Analysis and Experiments. Journal of Engineering Mechanics 124 (1998), S. 1258–1268
- [The15] *Theiler, W., Reicht, O., Tue, N. V.*: Auswirkungen von Unebenheiten bei trockenen Druckverbindungen von Betonbauteilen. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), S. 687–698
- [Tue10] *Tue, N., Winkler, M.*: Reibversuche von Platten aus hochfestem Beton. Zulassungsversuche Bögl (2010)
- [von15] *von der Haar, C., Marx, S.*: Design aspects of concrete towers for wind turbines. Journal of the South African Institution of Civil Engineering 57 (2015), S. 30–37
- [Web18] *Weber, T.*: Gipfelstückler. Das Höhenwachstum der Windturbinen hält weiter an. Mit modularen Bauteilen strecken die Entwickler die Türme jeweils Stück für Stück nach oben. Erneuerbare Energien (2018), S. 70–75
- [Wob09] *Wobben, A., Hölscher, N.*: Verfahren zur Herstellung von Betonfertigteilen (01.04.2009)
- [Yua13] *Yuan, A., Dai, H., Sun, D., Cai, J.*: Behaviors of segmental concrete box beams with internal tendons and external tendons under bending. Engineering Structures 48 (2013), S. 623–634
- [Zil06] *Zilch, K.*: Bemessung und Nachweisführung bei Stahl- und Spannbetonbauwerken. Berlin: Springer 2006
- [Zil07] *Zilch, K., Müller, A.*: Grundlagen und Anwendungsregeln der Bemessung von Fugen nach EN 1992-1-1. Abschlussbericht. München: TU Inst. für Baustoffe und Konstruktion Lehrstuhl für Massivbau 2007