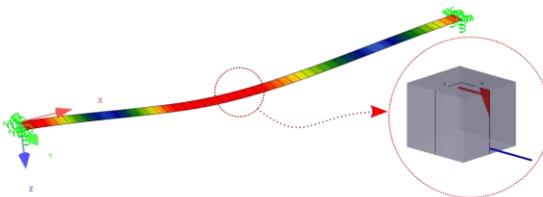
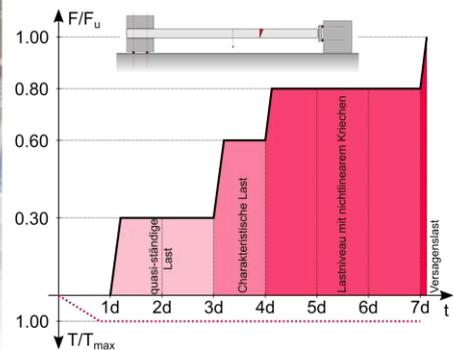


# Zwangsschnittgrößen in Stahlbetontragwerken im SLS und ULS unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens

## RealStress

Ein Projekt finanziert im Rahmen der  
Verkehrsinfrastrukturforschung 2017  
(VIF 2017)

April 2021



## Impressum:

### Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Klimaschutz  
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien  
Radetzkystraße 2  
1030 Wien

 Bundesministerium  
Klimaschutz, Umwelt,  
Energie, Mobilität,  
Innovation und Technologie

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-  
Aktiengesellschaft  
Rotenturmstraße 5-9  
1010 Wien



### Für den Inhalt verantwortlich:

Technische Universität Graz  
Institut für Betonbau  
Lessingstraße 25/I  
A – 8010 Graz



Technische Universität Graz  
Labor für konstruktiven Ingenieurbau  
Inffeldgasse 24  
A – 8010 Graz

Universität Innsbruck  
Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau  
Technikerstraße 13  
A – 6020 Innsbruck



### Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH  
Thematische Programme  
Sensengasse 1  
1090 Wien



# Zwangsschnittgrößen in Stahlbetontragwerken im SLS und ULS unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens

## RealStress

Ein Projekt finanziert im Rahmen der  
Verkehrsinfrastrukturforschung 2017  
(VIF2017)

### AutorInnen:

**TU Graz – Institut für Betonbau**

Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. **Michael MAYER**  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. **Viet Tue NGUYEN**  
Assoc.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. **Dirk SCHLICKE**

**Universität Innsbruck – Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau**

Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johannes BERGER**  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. **Jürgen FEIX**

**TU Graz – Labor für konstruktiven Ingenieurbau**

Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Bernhard FREYTAG**

### Auftraggeber:

Bundesministerium für Klimaschutz  
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

### Auftragnehmer:

Technische Universität Graz  
Institut für Betonbau  
Labor für konstruktiven Ingenieurbau

Universität Innsbruck  
Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau

## INHALTSVERZEICHNIS

<b>ARBEITSPAKET 2 – LITERATURRECHERCHE .....</b>	<b>9</b>
1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	9
2. Einleitung .....	10
3. Zwangbeanspruchungen.....	11
3.1 Einfluss der Rissbildung auf Zwangbeanspruchungen .....	12
3.2 Einfluss des Kriechens auf Zwangbeanspruchungen .....	13
3.3 Einfluss von plastischer Rotation auf Zwangbeanspruchungen .....	14
4. Bisherige Untersuchungen zu kombinierter Last- Zwangbeanspruchung .....	15
4.1 Zwang zufolge Temperatur .....	15
4.2 Zwang zufolge Lagerverschiebungen.....	20
5. Normative Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen .....	23
5.1 Regelungen nach ÖNORM EN 1992-1-1 [23].....	23
5.2 Regelungen nach ÖNORM B 1992-1-1 [24].....	24
5.3 Regelungen nach DIN EN 1992-1-1 [25].....	24
5.4 Regelungen nach RVS 15.02.12 [26].....	24
5.5 Zusammenfassung normativer Regelungen für den Brückenbau .....	25
<b>ARBEITSPAKET 3 – FE-MODELLE .....</b>	<b>27</b>
1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	27
2. Untersuchungsgegenstand.....	29
2.1 TU Graz – Institut für Betonbau .....	29
2.2 Universität Innsbruck – Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau .....	29
3. FE Modelle .....	30
3.1 TU Graz – Institut für Betonbau .....	30
3.2 Universität Innsbruck – Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau .....	39
<b>ARBEITSPAKET 4 – VERSUCHE MIT TEMPERATURZWANG .....</b>	<b>49</b>
1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	49
2. Ziel der Untersuchungen .....	51
3. Versuchsprogramm.....	52
3.1 Versuchsaufbau .....	52
3.2 Versuchsablauf .....	59
3.3 Versuchsbalken.....	61
3.4 Messeinrichtungen und Dokumentation .....	64

4.	Versuchsdurchführung .....	67
4.1	Versuchsbalken 1 .....	67
4.2	Versuchsbalken 2 .....	68
4.3	Versuchsbalken 3 .....	69
4.4	Versuchsbalken 4 .....	70
4.5	Versuchsbalken 5 .....	71
4.6	Versuchsbalken 6 .....	72
4.7	Versuchsbalken 7 .....	73
4.8	Versuchsbalken 8 .....	74
5.	Versuchsergebnisse .....	75
5.1	Begleitkörper .....	75
5.2	Balkenpaar 1 – VB 1 und VB 2 .....	79
5.3	Balkenpaar 2 – VB 3 und VB 4 .....	83
5.4	Balkenpaar 3 – VB 5 und VB 6 .....	87
5.5	Balkenpaar 4 – VB 7 und VB 8 .....	91
5.6	Ergebnisvergleich und –Zusammenstellung .....	95
<b>ARBEITSPAKET 5 – VERSUCHE MIT STÜTZENSENKUNG .....</b>		<b>99</b>
1.	Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	99
2.	Ziel der Untersuchungen .....	100
3.	Versuchsbalken .....	102
3.1	Geometrie .....	102
3.2	Bewehrung .....	102
3.3	Herstellung .....	102
3.4	Beton .....	104
3.5	Bewehrungsstahl .....	105
4.	Versuchsprogramm .....	106
4.1	Versuchsaufbau .....	106
4.2	Messtechnik .....	106
5.	Versuchsablauf .....	108
5.1	Belastung Anriss .....	108
5.2	Belastung Traglast .....	109
6.	Versuchsergebnisse .....	110
6.1	Momentenentwicklung .....	110
6.2	Momenten- Krümmungs Beziehung .....	112
6.3	Steifigkeitsentwicklung .....	113

6.4	Plastische Rotation .....	115
7	Langzeituntersuchungen zu Zwang .....	117
7.1	Plötzlich auftretender Zwang .....	117
7.2	Einfluss des Kriechens auf die Steifigkeit .....	118
7.3	Material- und Querschnittskennwerte .....	120
7.4	Einfluss der Rissbildung .....	121
7.5	Versuchskörperherstellung .....	123
7.6	Messtechnik .....	125
7.7	Versuchsergebnisse .....	126
8	Zusammenfassung .....	130
<b>ARBEITSPAKET 6 – VERSUCHSNACHRECHNUNGEN .....</b>		<b>131</b>
1.	Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	131
2.	Nachrechnungen Versuche Graz .....	132
2.1	Allgemeines .....	132
2.2	Versuchsbalken 2 .....	133
2.3	Versuchsbalken 3 .....	136
2.4	Versuchsbalken 4 .....	139
2.5	Versuchsbalken 5 .....	142
2.6	Versuchsbalken 6 .....	145
2.7	Versuchsbalken 7 .....	148
2.8	Versuchsbalken 8 .....	151
3.	Nachrechnungen Versuche Innsbruck .....	154
3.1	Materialmodell .....	154
3.2	Geometrisches Modell .....	155
3.3	Lastaufbringung .....	156
3.4	Versuchsergebnisse .....	156
4.	Zusammenfassung .....	165
<b>ARBEITSPAKET 7 – PARAMETERSTUDIEN .....</b>		<b>167</b>
1.	Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	167
2.	Allgemeines .....	168
3.	Rahmensysteme (TU Graz – IBB) .....	169
3.1	Modellbildung .....	169
3.2	Übersicht Parameterstudie .....	171
3.3	Ergebnisse .....	175
4.	Durchlaufträgersysteme (UIBK) .....	185

4.1	Grundlage .....	185
4.2	Ziele .....	186
4.3	Methoden .....	186
4.4	Schnittgrößenumlagerung laut Norm .....	187
4.5	Beispiel: Integralisierung einer Brücke .....	190
4.6	Nichtlineare numerische Untersuchungen .....	191
4.7	Untersuchte Parameter .....	192
4.8	Berechnungsschritte .....	193
4.9	Berechnungsergebnisse.....	194
4.10	Zusammenfassung.....	199
<b>ARBEITSPAKET 8 – BEMESSUNGSANSÄTZE.....</b>		<b>201</b>
1.	Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag .....	201
2.	Allgemeines .....	202
3.	Zwang .....	202
3.1	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS).....	202
3.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) .....	206
3.3	Bewertung von Bestandsbrücken bei unplanmäßigen Stützensenkungen.....	209
4.	Umlagerungen.....	210
5.	Konstruktive Durchbildung.....	211
<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS .....</b>		<b>213</b>
<b>TABELLENVERZEICHNIS .....</b>		<b>219</b>
<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>		<b>221</b>



## ARBEITSPAKET 2 – LITERATURRECHERCHE

AutorInnen: Dipl.-Ing. Dipl.-Ing Michael Mayer (TU Graz – IBB)  
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)  
 Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Berger (UIBK)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

Ziele:
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Internationaler Wissenstand zu Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung der Querschnitts- Systemeigenschaften wie Bewehrungsgrad, Schlankheit, Rissbildung, Kriechen und plastisches Verformungsvermögen</li> <li>• Übertragung des Wissens auf Bemessungsnormen</li> </ul>

Beschreibung der Inhalte:
<p>Der internationale Wissenstand zu den Themen Zwangsschnittgrößen und Schnittgrößenumlagerung unter Berücksichtigung der Querschnitts- und Systemeigenschaften wie Bewehrungsgrad, Rissbildung, plastisches Verformungsvermögens, Bauwerkslänge, Schlankheit und Kriechen werden gesammelt und eingehend ausgewertet. Hierzu stehen die sehr gut ausgestalteten Bibliotheken der beiden Universitäten zur Verfügung. Weiterhin wird in diesem Zusammenhang das Internet intensiv genutzt. Vor allem wird den in der Literatur vorhandenen Versuchen große Aufmerksamkeit geschenkt. Die Ergebnisse der Versuche werden ingenieurmäßig beleuchtet und ausgewertet, um die mögliche Korrelation zwischen Bauwerkseigenschaften (Querschnitts- und Systemeigenschaften) und Zwangsschnittgrößen zu ermitteln. Die erzielten Ergebnisse werden u.a. für die endgültige Planung der eigenen Versuche verwendet. Die Übertragung des Wissens auf die internationalen Bemessungsnormen ist ein weiterer Schwerpunkt dieses Arbeitspaketes.</p>

Methode:
Recherche, analytische und statistische Auswertung, Workshop mit Betreuergruppe

Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:
<b>M1:</b> Stand des Wissens zu Zwangsschnittgrößen und experimentellen Methoden

## 2. Einleitung

In statisch unbestimmten Systemen resultieren Zwangbeanspruchungen beispielsweise aus der Behinderung äußerer Verformungseinwirkungen (z.B. Temperatur und Auflagerverschiebungen). Zwangbeanspruchungen sind folglich erforderlich um die Verformungskompatibilität des Systems sicherzustellen. Hieraus geht hervor, dass Zwangbeanspruchungen in einem direkten Zusammenhang mit der Systemsteifigkeit stehen. In, auf der Elastizitätstheorie basierenden, statischen Berechnungen nehmen diese Beanspruchungen im Allgemeinen eine nennenswerte Größe an und werden vielfach überschätzt. Grund hierfür sind die fehlende oder mangelnde Berücksichtigung von, die Tragwerkssteifigkeit beeinflussenden, Effekten wie, der Rissbildung, des Kriechens und der plastischen Verformung in der Bemessung von Betonbauwerken. Infolgedessen ergeben sich stark auf der sicheren Seite liegende und somit auch unwirtschaftliche Bemessungsergebnisse, welche aus ökologischer Sicht mit einem erhöhten Materialaufwand einhergehen. In Grenzfällen kann hierdurch die praktische Umsetzung von integralen Bauwerken gänzlich verhindert werden.

Neben Zwangbeanspruchungen sind, in statisch unbestimmten Systemen, Umlagerungen von Schnittgrößen auf verschiedenen Lastniveaus wesentlich, um das Systemtragverhalten korrekt zu erfassen und somit wirtschaftliche Bemessungen durchführen zu können. Schnittgrößenumlagerungen resultieren unter Gebrauchslast aus unterschiedlicher Rissbildung in verschiedenen Tragwerksbereichen sowie Langzeiteffekten und bei Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit aus großen Verformungszunahmen zufolge des Fließens der Bewehrung. Mit sich ändernder Schnittgrößenverteilung variiert auch die Beanspruchung einzelner Tragwerksteile, was wiederum zu Änderungen der Systemsteifigkeit führt und somit direkten Einfluss auf die zuvor genannten Zwangbeanspruchungen hat.

Aufgrund der Komplexität des Themenbereichs sind existierende Bemessungsansätze hinsichtlich der Berücksichtigung von Systemzwängen häufig sehr konservativ. Folglich ist es, mit Blick auf künftige Vorschläge zur Bemessung integraler Bauwerke, erforderlich das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter Berücksichtigung ihrer Lastgeschichte ganzheitlich zu erfassen.

Hierzu geben die nachfolgenden Abschnitte einen Überblick über den internationalen Stand des Wissens und der Technik hinsichtlich der Erfassung von Zwangbeanspruchungen.

### 3. Zwangbeanspruchungen

Wie einleitend bereits beschrieben wurde treten Zwangbeanspruchungen in statisch unbestimmten Systemen als Folge des Erreichens der Verformungskompatibilität auf und stehen in direktem Zusammenhang mit der Bauteilsteifigkeit.

Allgemein können Zwangbeanspruchungen in inneren und äußeren Zwang sowie frühen und späten Zwang unterschieden werden (vgl. u.a. [1]).

**Innerer Zwang:** Wenn auf Querschnittsebene keine freie Verformung möglich ist, führen aufgezwungene Verformungen zu einem Eigenspannungszustand. Dieser Eigenspannungszustand bildet auf Querschnittsebene ein Gleichgewicht, was bedeutet, dass daraus keine Schnittgrößen und Auflagerreaktionen resultieren. Beim Beispiel des Stahlbetonträgers entsteht innerer Zwang unter anderem durch das Abfließen der Hydratationswärme und das Schwinden des Betons. Das statische System des Tragwerks ist demzufolge für die Entstehung des inneren Zwangs unerheblich. Bei gängigen Bemessungskonzepten kann diese Art des Zwangs unberücksichtigt bleiben.

**Äußerer Zwang:** Treten bei einem Bauwerk äußere Verformungen auf, welche durch die Lagerung oder angrenzende Bauteile verhindert beziehungsweise eingeschränkt werden, entstehen Spannungen. Im Gegensatz zum inneren Zwang befinden sich diese auf Querschnittsebene nicht im Gleichgewicht. Es entstehen somit resultierende Schnittgrößen und Auflagerreaktionen. Ursachen für äußeren Zwang sind beispielsweise Lagerverschiebungen, Temperatureinwirkungen oder das Schwinden des Betons. Äußerer Zwang entsteht ausschließlich in statisch unbestimmten Tragwerken, da sich die Verformungen in statisch bestimmten Systemen in allen Fällen frei einstellen können. Die Beanspruchung des Bauteils durch die verhinderte Verformung ist direkt von der Bauteilsteifigkeit abhängig.

**Früher Zwang:** Aus dem Erhärtungsprozesses von Betonbauteilen resultieren Spannungen zufolge Hydratationswärme und autogenem Schwinden. Die Größe der Zwangbeanspruchungen in diesem Stadium korreliert direkt mit der zeitabhängigen Entwicklung der Materialeigenschaften.

**Später Zwang:** Nach Aushärten des Betons und somit nach Erreichen der vollständigen mechanischen Festigkeitseigenschaften des Betons resultieren Zwänge während der Nutzungsdauer eines Bauwerks beispielsweise aus saisonalen Temperaturschwankungen.

Wie auch aus den einzelnen Definitionen hervorgeht steht die Größe der Zwangbeanspruchung in direktem Zusammenhang mit der Bauteilsteifigkeit. Demzufolge liefern die Rissbildung, das Kriechen und plastische Umlagerungen im Stahl- und Spannbetonbau einen wesentlichen Beitrag zur Reduktion der vorhandenen Zwangsschnittgrößen.

### 3.1 Einfluss der Rissbildung auf Zwangbeanspruchungen

Die Rissbildung in Stahlbetontragwerken und die damit gleichzeitig einhergehende Steifigkeitsänderung beeinflusst den Betrag etwaiger Zwangsschnittgrößen in erheblichem Maße. Während die Betonzugfestigkeit in diesem Zusammenhang einen wesentlichen Faktor für den Zeitpunkt des Übergangs vom ungerissenen (Zustand I) in den gerissenen Zustand (Zustand II) darstellt, ist der Einfluss der Zugfestigkeit auf die Querschnittssteifigkeit vernachlässigbar. Nähere Informationen hierzu sind u.a. [2] zu entnehmen.

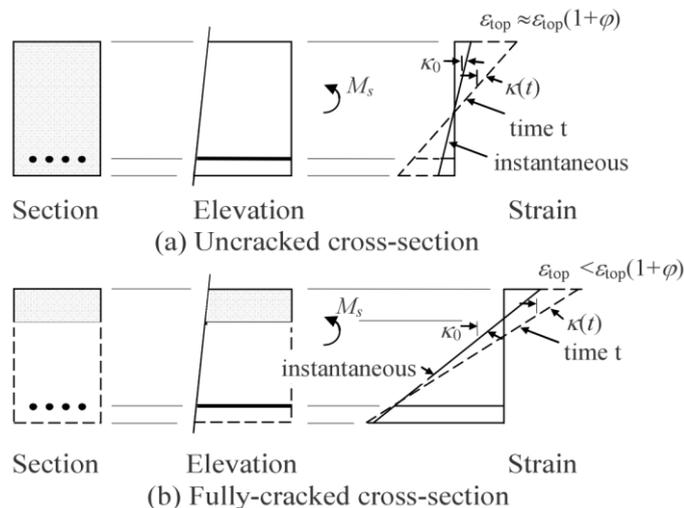
Im Allgemeinen wird der Einfluss der Rissbildung auf die Größe der Zwangsschnittgrößen in einer Vielzahl an Publikationen eingehend beleuchtet und diskutiert. Zu nennen sind hierbei etwa [3], [4], [5], [6], [7] und [8]. Alle Veröffentlichungen zeigen einen deutlichen Abbau der Zwangsschnittgrößen zufolge eintretender Rissbildung, wobei die Größe der verbleibenden Zwangsschnittgrößen im Wesentlichen von den nachfolgend aufgelisteten Faktoren abhängt:

- Statisches System
- Lastniveau
- Bewehrungsgrad
- System mit oder ohne Vorspannung
- Querschnittsform
- Beton- oder Stahlversagen

### 3.2 Einfluss des Kriechens auf Zwangbeanspruchungen

Kriechen beschreibt die zeit- und spannungsabhängige Verformung des Betons infolge einer konstanten Spannung. Zunehmende Verformungen bei konstanten Spannungen resultieren wiederum in einer Änderung der Systemsteifigkeit und beeinflussen somit die Größe von Zwangbeanspruchungen.

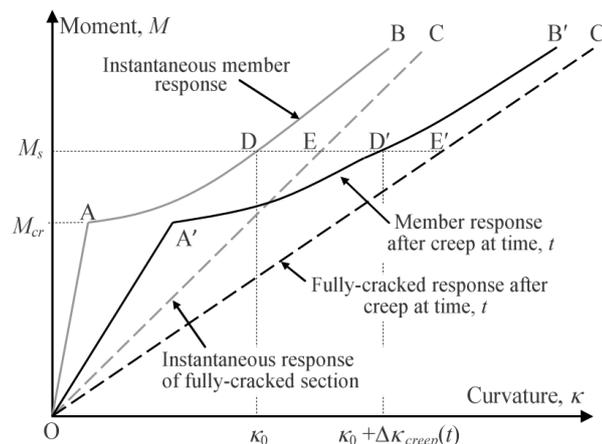
Das Kriechen des Betons wirkt sich in den Bauteilbereichen, in denen die Querschnitte im Zustand I verbleiben, stark aus. Im gerissenen Zustand II dagegen, findet das Kriechen im Allgemeinen, unter Vernachlässigung des Verbundkriechens, lediglich in der Druckzone statt. Die Randdehnung im Beton nimmt zu und die Druckzonenhöhe vergrößert sich. Abbildung 1 aus [9] stellt die Dehnungsebenen eines beispielhaft gewählten Plattenquerschnittes unter einem Moment, welches in etwa dem Moment im Gebrauchszustand entspricht, dar.



**Abbildung 1: Einfluss des Kriechens auf die Dehnungsebene eines einlagig bewehrten Betonquerschnitts [9]**

Wie in Abbildung 1 gezeigt wird, führt das Kriechen zu einer der Querschnittskrümmung und somit zu einer Änderung der Biegesteifigkeit. Die Biegesteifigkeiten können sowohl im Zustand I als auch im Zustand II aus den Krümmungen der Dehnungsebene ermittelt werden. Der durch das Kriechen bewirkte Steifigkeitsabfall eines Querschnitts im Zustand II ist wesentlich kleiner als bei einem Querschnitt im Zustand I.

Die Änderung der Biegesteifigkeit infolge des Kriechens wird in Abbildung 2 aus [9] anhand einer Momenten-Krümmungs-Beziehung anschaulich dargestellt. Hierin wird das Krümmungsverhalten eines Betonquerschnitts zum Zeitpunkt  $t_0$  mittels der Kurve OAB beschrieben. Dahingegen zeigt die Kurve OA'B' die Zunahme der Krümmungen bei gleichbleibender Beanspruchung zufolge des Einflusses des Kriechens.



**Abbildung 2: Auswirkungen des Kriechens auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung [9]**

Basierend auf der Änderung der Bauteilsteifigkeiten durch Kriechen wird in [7] und [8] vorgeschlagen den positiven Effekt des Kriechens auf die Größe der Zwangbeanspruchungen trotz möglicher saisonaler Schwankungen der auftretenden Verformungseinwirkungen und unabhängig vom Bauteilalter zu berücksichtigen. Dies erfolgt durch den Ansatz eines pauschalen Abminderungsfaktors, welcher auf der sicheren Seite liegend gewählt wurde.

### 3.3 Einfluss von plastischer Rotation auf Zwangbeanspruchungen

Analog zur Rissbildung und zum viskoelastischen Verhalten von Beton beeinflussen auch plastische Rotationen im Stahl- und im Spannbetonbau die Bauteilsteifigkeit und somit die Größe der Zwangbeanspruchungen.

Infolge des Fließens der Bewehrung bei hohen Beanspruchungen wird die Dehnsteifigkeit der Bewehrung stark reduziert, wodurch ein verstärktes Einschnüren der Druckzone stattfindet. Hieraus folgt eine deutliche Zunahme der Querschnittskrümmung, welche in direktem Zusammenhang mit der Biegesteifigkeit eines Querschnitts steht. Die plastische Rotation stellt eine Integralgröße der Querschnittskrümmungen dar. Diese ist definiert durch den Anstieg der Bauteilrotation ab Beginn des Fließens der Bewehrung bis zum Systemversagen.

In [10] und [11] werden detaillierte Untersuchungen zum Verformungsverhalten und zur Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche dargestellt. Die Verdrehfähigkeit ist hinsichtlich der Zwangbeanspruchungen wesentlich, da sie ein Maß zusätzlicher Verformungen darstellt, welche dem Abbau von Systemzwängen dient.

Weitere Untersuchungen in [2], [12], [13] und [14] zeigen ergänzend, dass Zwangbeanspruchungen keinen oder nur einen unwesentlichen Einfluss auf die Systemtraglast haben, wenn ein ausreichend duktiler Bauteilverhalten vorliegt. Das lässt, unter der genannten Voraussetzung, auf einen gänzlichen Abbau der Zwangbeanspruchungen bei Erreichen der Systemtraglast schließen.

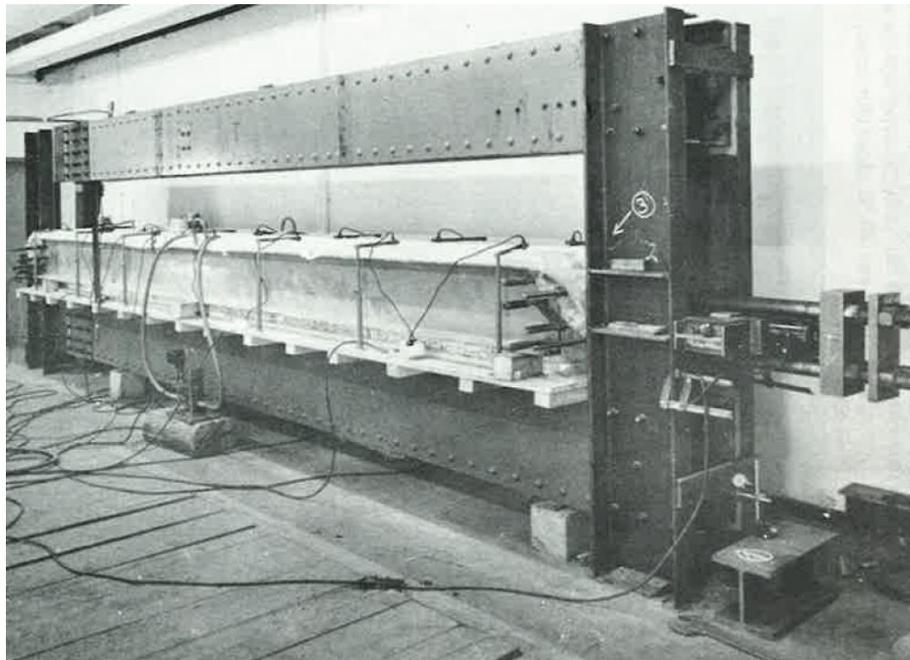
## 4. Bisherige Untersuchungen zu kombinierter Last-Zwangbeanspruchung

In den nachfolgenden Abschnitten werden einige bisher durchgeführte Untersuchungen zum Thema des Abbaus von Zwangbeanspruchungen zusammengefasst. Es erfolgt zusätzlich eine Gliederung in Untersuchungen mit Zwangbeanspruchungen zufolge von Temperatureinwirkung und Lagerverschiebungen.

### 4.1 Zwang zufolge Temperatur

#### *Untersuchungen durch Falkner*

Falkner untersucht in [3] die Rissbildung von Stahlbetonbalken zufolge eines zentrischen Temperaturzangs. Hierfür wurden Betonbalken ( $l/b/h = 5,90/0,17/0,35$  m) über einen Zeitraum von 20 h mit Hilfe von Wasser aufgeheizt und anschließend durch die Umgebungstemperatur abgekühlt. Die entstehenden Eigenspannungen an den Bauteilrändern lagen durchwegs unterhalb der Betonzugfestigkeit, um eine Vorschädigung der Balken zu vermeiden. Abbildung 3 zeigt ein Foto des Versuchsaufbaus aus [3].



**Abbildung 3: Versuchsaufbau Falkner [3]**

Auf Basis der Erkenntnisse der Versuche hinsichtlich der Zwangkräfte, des Temperaturabfalls, der Rissbreiten und Rissabstände und ergänzender theoretischer Überlegungen leitet Falkner einen Bemessungsvorschlag zur Bestimmung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung bei Stahlbetonbauteilen unter zentrischem Zwang ab.

### Untersuchungen durch Jokela

In [12] beschreibt Jokela den Einfluss von Temperaturgradienten und einer Kombination von Temperaturgradienten und äußeren Lasten auf das Tragverhalten von statisch unbestimmten Systemen anhand von 2 Versuchsaufbauten. Die beiden Versuchskonfigurationen werden in Abbildung 4 dargestellt. Geprüft wurden 13 Versuchskonfigurationen.

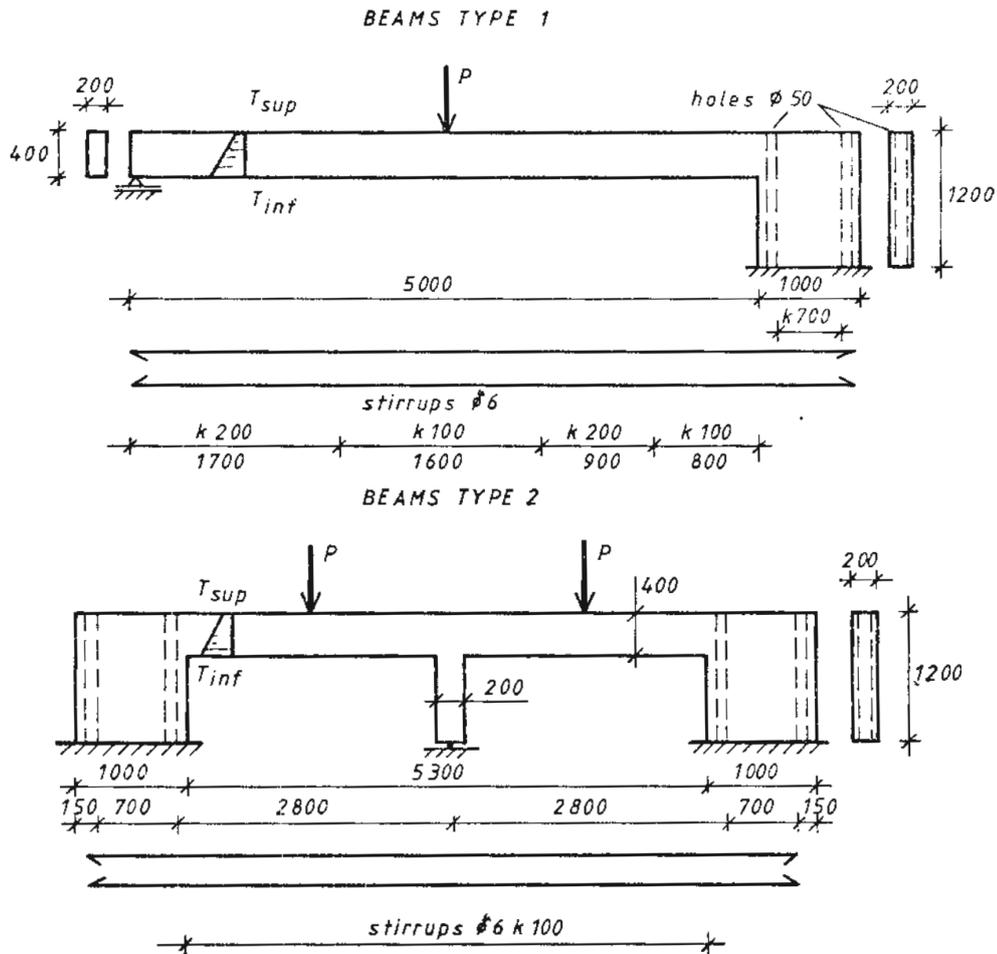


Abbildung 4: Versuchsaufbauten Jokela [12]

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen den Einfluss der Rissbildung auf die Bauteilsteifigkeit, welche auf bis zu 23 % reduziert wurde. In selben Maße wurde das Zwangmoment an der Einspannstelle reduziert.

Zusätzlich konnte gezeigt werden, dass das Zwangmoment zufolge einer Temperaturdifferenz von 80 °C im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei allen Versuchskörpern zur Gänze abgebaut wurde. Dies wurde auf die ausreichende Rotationskapazität aller Balken zurückgeführt.

### Untersuchungen durch Vecchio und Sato

Von Vecchio und Sato wurden in [15] die Auswirkungen von Temperaturzwängen mit und ohne zusätzlicher äußerer Belastung auf die Spannungen und Verformungen von rahmenartigen Versuchskörpern untersucht. Hierzu wurden 0,80 m breite Rahmenkonstruktionen mit Wasser gefüllt und dieses auf bis zu 95 °C erwärmt. Abbildung 5 zeigt die drei untersuchten Versuchskonfigurationen.

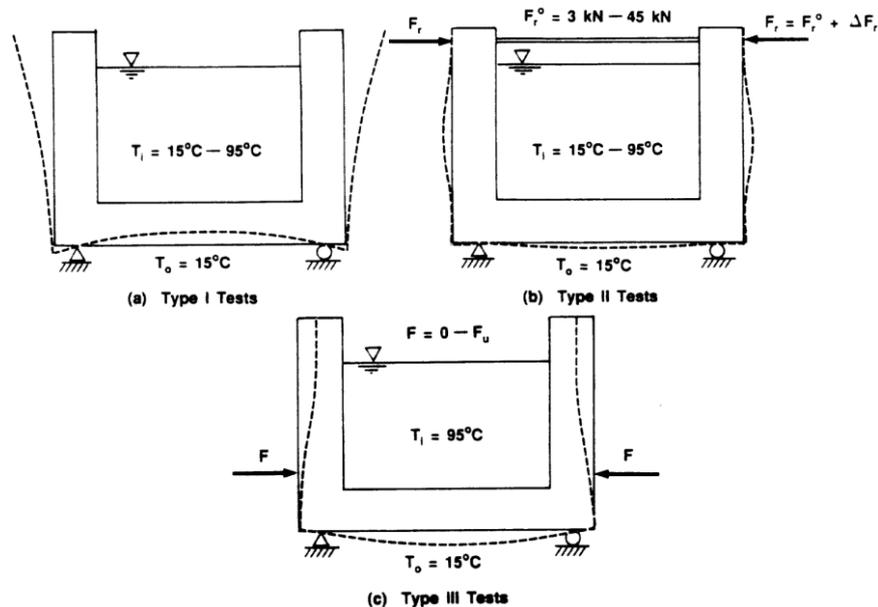


Abbildung 5: Versuchsaufbauten Vecchio und Sato [15]

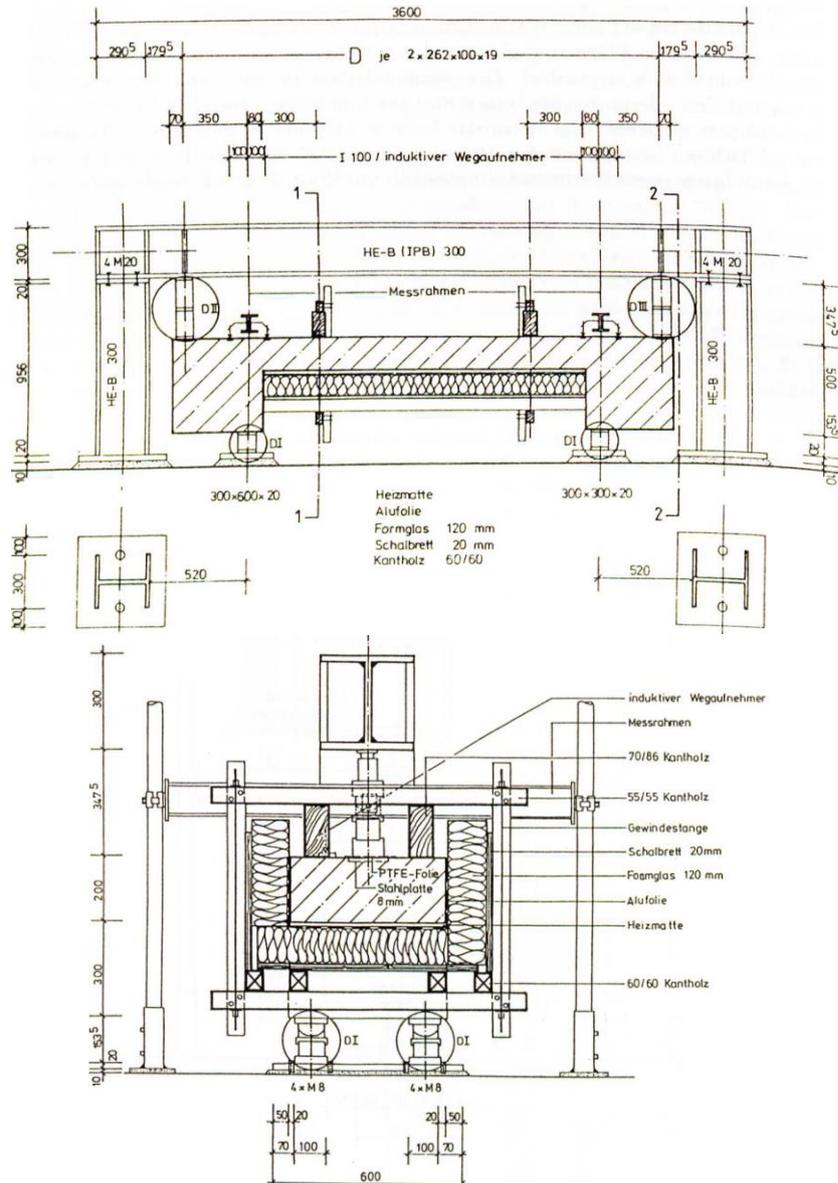
Wesentliche Ergebnisse der durchgeführten Versuche und Nachrechnungen sind u.a. der markante Abbau der Zwangspannungen zufolge Relaxation bei hohen Bauteiltemperaturen in den ersten 24 h sowie die Beobachtungen, dass Zwangbeanspruchungen aus Temperaturunterschieden von kleiner 100 °C keinen Einfluss auf die Duktilität und die Traglast der untersuchten Versuchskörper hatten.

### Untersuchungen durch Kühlen

Kühlen untersuchte in [16] den Einfluss von zeit- sowie temperaturabhängigem Kriechen, Eigenspannungen und Rissbildung auf die Entwicklung und die Größe von Zwangmomenten in Stahlbetonbiegebauteilen. Der in diesem Kontext verwendete Versuchsaufbau der Stahlbetonbalken mit einseitiger Erwärmung ist in Abbildung 6 dargestellt.

Das statische System der Versuchsbalken entsprach einem beidseitig eingespannten Träger mit einer Spannweite von 1,80 m. Während die Breite der Balken mit 0,50 m konstant gehalten wurde, wurden Dicken von 0,20 m und 0,30 m geprüft. Das Aufheizen erfolgte über

Heizmatten an der Balkenunterseite. Variiert wurden neben den Bauteildicken auch die Heizrate. Im Anschluss an die Versuche wurden die Ergebnisse mittels eines analytischen Lamellenmodells, welches zeit- und temperaturabhängige Kriecheffekte gemäß [17] berücksichtigt, überprüft.



**Abbildung 6: Versuchsaufbau Kühlen im Längs- (oben) und Querschnitt (unten) [16]**

Im Rahmen seiner Versuche und Nachrechnungen kommt Kühlen u.a. zum Ergebnis, dass die Zwangsschnittgrößen im Zustand I, abhängig von der Heizgeschwindigkeit und der Höhe der Temperatur, zufolge zeit- und temperaturabhängiger Relaxation abgebaut wurden. Des Weiteren bleibt der Betrag der Risschnittgröße unverändert, wobei die Rissbildung, aufgrund der Relaxation, erst bei größeren Temperaturdifferenzen eintrat. Großen Einfluss auf den

Betrag der Rissschnittgröße haben die Eigenspannungen im Bauteil zufolge des nichtlinearen Temperaturfelds. Diese führen zu Druckspannungen an der Zugseite der Balken, was in weiterer Folge zu einer scheinbaren Erhöhung der Zugfestigkeit führt.

### Untersuchungen durch Arnold

Arnold führt in [2] umfangreiche Parameterstudien zur Entwicklung von Zwangsschnittgrößen bei kombinierter Last- Zwangbeanspruchung durch. Hierbei variiert er neben dem statischen System unterschiedliche Einflussgrößen wie etwa den Bewehrungsgrad, die Querschnittsform, die Vorspannung, die Betondruck- und Betonzugfestigkeit. Abbildung 7 zeigt beispielhaft einen Ergebnisplot von Arnold zum Zwangsmomentenabbau.

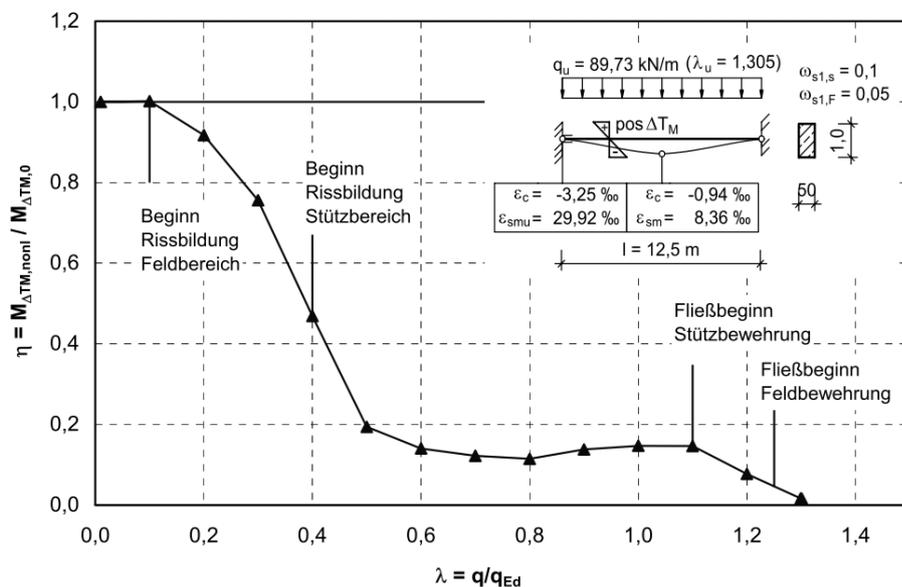


Abbildung 7: Zwangsmomentenabbau nach Arnold [2]

Die Ergebnisse der Parameterstudie zeigen lt. Arnold, dass der Steifigkeitsabbau in direktem Zusammenhang mit der Querschnittsform und dem Bewehrungsgrad steht. Zusätzlich wird angeführt, dass die Anwendung hochfester Betone, durch ihr spröderes Verhalten, zu einer geringeren Querschnittsduktilität und somit einer geringeren Steifigkeitsreduktion führt. Wesentlich ist, dass die Betonzugfestigkeit, nach erfolgter Erstrissbildung, bei Berücksichtigung der Mindestbewehrung keinen maßgebenden Einfluss auf den Abbau der Zwangbeanspruchungen hat.

Auf Basis seiner Ergebnisse liefert Arnold ergänzend einen Bemessungsvorschlag in welchem die Zwangsschnittgrößen aus einem linearen Temperaturanteil im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nur zu 40 % und im Grenzzustand der Tragfähigkeit, bei sicherstellen des Fließens der Bewehrung, nur zu 20 % berücksichtigt werden sollten.

## 4.2 Zwang zufolge Lagerverschiebungen

### Untersuchungen durch Kordina

Bereits 1970 ermittelte Kordina in [18] ein Berechnungsverfahren zur realitätsnahen Erfassung von Zwangsschnittgrößen mittels Berechnung nach Elastizitätstheorie. Als besonders schwierig gestaltete sich dies in schlaff bewehrten Betonbauteilen, da sich ihre Steifigkeit als Folge von Rissbildung stark verändert. Als Lösungsansatz wurde vorgeschlagen, den elastischen E-Modul im ungerissenen Zustand I durch einen bewehrungsabhängigen Faktor  $\mu$  abzumindern.

Aufbauend auf dieser Studie untersuchten Kordina, Rostásy und Svensvik in [13] die Auswirkung von Setzungszwang auf Stahlbetonbalken mit ähnlichem Resultat. Im Speziellen wurde die Interaktion des Zwangs mit Rissbildung sowie zeitabhängigem Materialverhalten untersucht. Dabei kamen sie ebenso zum Schluss, dass die Rissbildung erhebliche Auswirkungen auf den Betrag des Zwangsmoments und den Abbau desselben infolge des Kriechens hat. Als Conclusio der Untersuchungen schlugen sie vor, dass Schnittgrößen aus Zwang mithilfe der Elastizitätstheorie mit abgemindertem E-Modul berechnet werden sollen. Es zeigte sich, dass eine bewehrungsabhängige Abminderung wesentlich bessere Ergebnisse liefert als eine pauschale Reduktion. Die Auswirkungen dieser Berechnungsmethode auf die erhaltenen Zwangsschnittgrößen sind in Abbildung 8 zu erkennen.

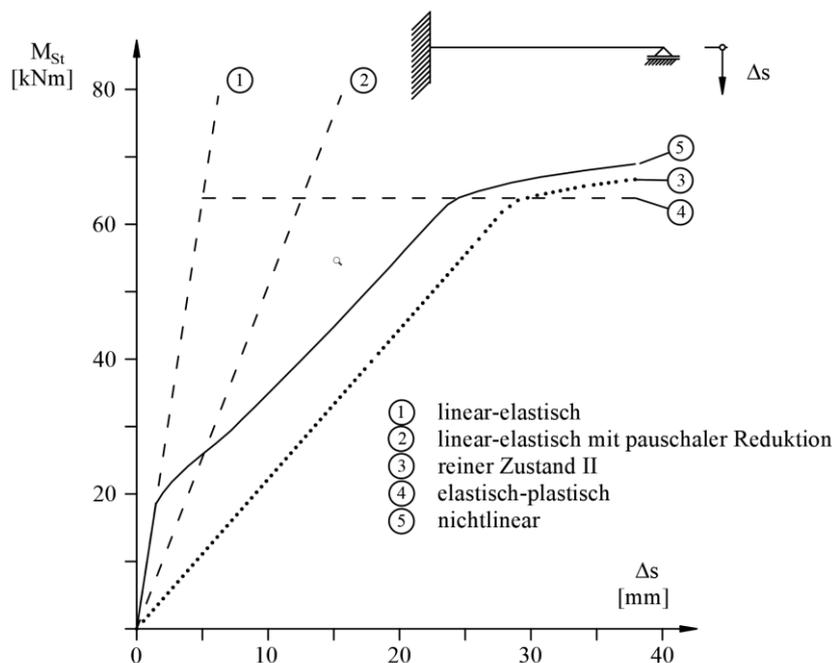


Abbildung 8: Berechnungsmethoden für Zwangsschnittgrößen [1]

Zusätzlich wurde vertiefend auf die Entwicklung des Rissbildes eingegangen, im Speziellen auf die Auswirkung der Zwangsschnittgrößen auf das Rissbild im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Hier kamen sie zu dem Ergebnis, dass bei einer Nichtberücksichtigung des Setzungszwangs das Rissbild erheblich vom gewünschten Rissbild abweicht, und daher die Dauerhaftigkeit der Tragstruktur gefährdet ist. Die Traglast hingegen zeigte aufgrund des eingprägten Zwangs keine nennenswerte Reduktion.

### Untersuchungen durch Woidelko

Woidelko untersuchte in [14] nach dem Traglastverfahren bemessene Stahlbetonplattenbalken. Unter anderem wurde die Auswirkung von durch Stützensenkung aufgebrauchten Zwangsmomenten auf die Traglast untersucht. Die erhaltenen Ergebnisse sind in Abbildung 9 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Stützmente der Referenzkonfiguration und des überhöhten Balkens bei Erreichen der Traglast angenähert haben, und das resultierende Zwangsmoment nahezu verschwunden ist. Woidelko zieht daher das Resümee, dass sich kein Einfluss auf die Traglast ergibt, wenn das Zwangsmoment durch die bereits beschriebenen Mechanismen, wie z.B. Rissbildung, abgebaut werden kann, sowie ausreichende Rotationskapazität vorliegt.

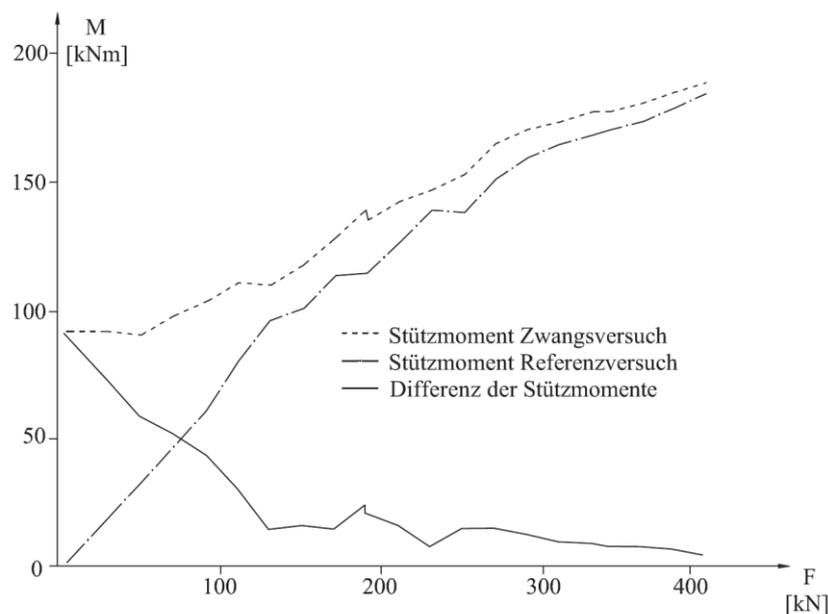


Abbildung 9: Stützmoment in Abhängigkeit der Belastung [14]

### Untersuchungen durch Strauß

In eine ähnliche Richtung gehen die Untersuchungen von Strauß in [19] und [20]. Zum einen wurde in [19] gezeigt, dass der Betrag der aus einer Setzung resultierenden Zwangsschnittgröße maßgeblich von der Wahl des Berechnungsverfahrens abhängt. Strauß kam zum Schluss, dass für eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Schnittgrößen als Folge von Zwang ein nichtlineares Berechnungsverfahren herangezogen werden muss. Zum anderen wird in [20] demonstriert, dass sich Zwangsschnittgrößen in Betontragwerken durch das zeitabhängige Materialverhalten erheblich reduzieren.

### Untersuchungen durch Berger

Berger führte im Jahr 2008 an der Technischen Universität Wien experimentelle Untersuchungen zu Zwang durch Auflagerverschiebung an Spannbetonbalken durch [21]. Im Jahr 2017 folgten an der Universität Innsbruck experimentelle Untersuchungen zu, hinsichtlich des Stützmoments, ungünstig wirkenden Zwang aus Auflagerverschiebung an Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden [22]. Die Abmessungen der Versuchskörper betragen  $l/b/h=7,3\text{m}/0,4\text{m}/0,2\text{m}$ . Der Versuchsaufbau bestand aus einem Zweifeldträger dessen mittleres Lager angehoben wurde um Zwangkräfte zu erzeugen. Es hat sich gezeigt, dass der Wert einer Zwangskraft von der Belastungsbedingung abhängig ist. Bei den Versuchen konnte ein beinahe linearer Abbau des Zwangmoments ab Belastungsbeginn festgestellt werden und bei allen Versuchskörpern war bei einem Belastungsniveau von  $0,8 \cdot F_{\max}$  das Zwangmoment nicht mehr vorhanden, siehe Abbildung 10.

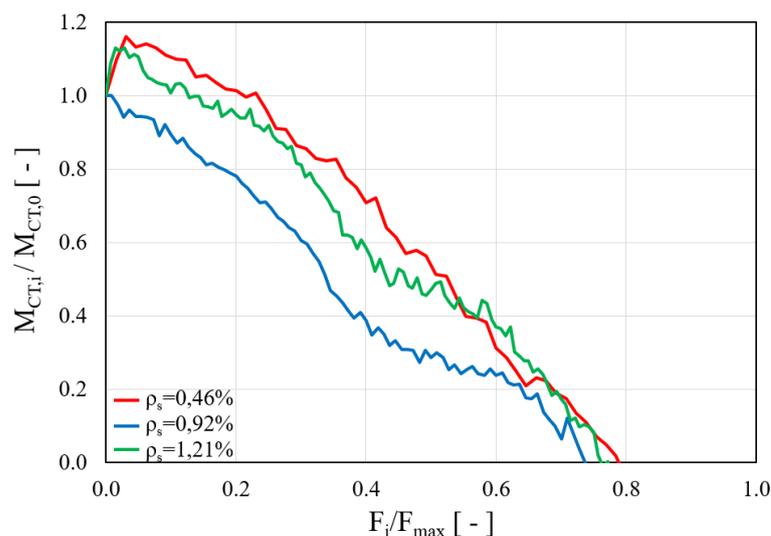


Abbildung 10: Zwangmomententwicklung [22]

## 5. Normative Berücksichtigung von Zwangsbeanspruchungen

Die normative Berücksichtigung von Zwangsbeanspruchungen erfolgt auf Grundlage der zuvor genannten Erkenntnisse unter Rücksichtnahme auf die in der Praxis gängigen Berechnungsverfahren. Aufgrund des erforderlichen Aufwands wird oftmals auf die analytische Ermittlung der Zwangsschnittgrößen verzichtet. Ersatzweise werden konstruktive Regeln vorgegeben, die dazu dienen, die Auswirkungen des Zwangs auf ein beherrschbares Maß zu reduzieren. Nachstehend wird die Berücksichtigung von Zwang in unterschiedlichen Regelwerken dargestellt.

### 5.1 Regelungen nach ÖNORM EN 1992-1-1 [23]

Indirekte Einwirkungen werden auf unterschiedliche Art und Weise berücksichtigt. Folgende Abschnitte handeln von deren Berücksichtigung:

**Grundlagen für Tragwerksplanung:** In Kapitel 10.2 (Grundlagen der Tragwerksplanung) der ÖNORM EN 1992-1-1 werden Angaben über die bei der Bemessung grundsätzlich zu berücksichtigenden Einwirkungen gemacht. In den Abschnitten 2.3.2.1 und 2.3.1.3 wird festgelegt, dass Temperatureinwirkungen sowie Setzungen im GZG zu berücksichtigen sind. Im GZT dürfen sie vernachlässigt werden, wenn eine ausreichende Rotationskapazität nachgewiesen wird. Jedoch sind sie zu berücksichtigen, wenn sie für den Nachweis im GZT maßgebend sind, was z.B. bei Nachweisen nach Theorie II. Ordnung der Fall ist [23].

**Schnittgrößenermittlung:** Wenn die Schnittgrößenermittlung linear-elastisch erfolgt, dürfen laut ÖNORM EN 1992-1-1 Kapitel 5.4 (Linear-elastische Berechnung) die Schnittgrößen infolge Temperatureinwirkungen, Setzungen sowie Schwinden im GZT mit einer verminderten Steifigkeit aufgrund der Rissbildung sowie Kriechen berücksichtigt werden. Für den GZG darf eine beginnende Rissbildung berücksichtigt werden [23].

**Begrenzung der Rissbreiten:** Zusätzlich zur Berücksichtigung bei Berechnung der Mindestbewehrung müssen Risse resultierend aus Zwangsschnittgrößen nach Abschnitt 7.3.3 sowie 7.3.4 gehandhabt werden. Wenn die Rissbreite nicht direkt berechnet wird, muss die Einhaltung der zulässigen Rissbreite über die Begrenzung der Stabdurchmesser gewährleistet werden. Werden die Rissbreiten hingegen direkt berechnet, sind eingeprägte Verformungen über die mittlere Stahldehnung zu berücksichtigen [23].

**Konstruktionsregeln:** Des Weiteren werden in Kapitel 9 (Konstruktionsregeln) der Ö-NORM EN 1992-1-1 die Auswirkungen von Zwangsschnittgrößen, wie breite Risse und schlagartiges Versagen durch Konstruktionsregeln, für Bauteile begrenzt [23].

## 5.2 Regelungen nach ÖNORM B 1992-1-1 [24]

Nach ÖNORM B 1992-1-1 Abschnitt 8.4.2 dürfen Schnittgrößen aus aufgezwungenen Verformungen im GZT mit einer verminderten Steifigkeit zufolge der Rissbildung berücksichtigt werden. Dies kann pauschal durch Abmindern der Zwangsschnittgrößen um 40% geschehen. Ergänzend dazu ist es nach Abschnitt 10.2.6 in Fällen, bei welchen die aus Zwangbeanspruchungen resultierenden Dehnungen 0,8‰ nicht überschreiten, ausreichend, die Rissbreite für den größeren Wert der Spannung aus Zwang- oder Lastbeanspruchung zu ermitteln [24].

## 5.3 Regelungen nach DIN EN 1992-1-1 [25]

Nach DIN EN 1992-1-1 Abschnitt 2.3.1.2 darf bei linear-elastischer Rechnung mit den Steifigkeiten des ungerissenen Zustand I sowie dem mittleren E-Modul der Teilsicherheitsbeiwert für Zwang infolge Temperatúrauswirkungen auf  $\gamma_Q = 1,0$  herabgesetzt werden. Zudem gilt ebenso wie in der ÖNORM B 1992-1-1, dass bei einer resultierenden Zwangdehnung  $\leq 0,8‰$  die Rissbreite für den größeren Wert aus Last- oder Zwangbeanspruchung zu bestimmen ist [25].

## 5.4 Regelungen nach RVS 15.02.12 [26]

In der österreichischen Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von integralen Brücken wird in Abschnitt 4.2.3 die Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen in der Bemessung behandelt. Hierin werden pauschale Abminderungen der Zwangbeanspruchungen vorgesehen. Diese Abminderungen sind einerseits vom Bewehrungsgrad der Stahlbetonbauteile und andererseits von der Brückenlänge abhängig. Neben den genannten Einflussfaktoren ist des Weiteren zwischen Stahl- und Spannbetonbauteilen zu unterscheiden. Abhängig vom betrachteten Grenzzustand, Gebrauchstauglichkeit oder Tragfähigkeit, können die Zwangbeanspruchungen teilweise zu Gänze vernachlässigt werden. Vorausgesetzt wird in allen Fällen eine linear elastische Ermittlung der Schnittgrößen.

Eine Aufstellung der entsprechenden Abminderungen der Zwangsschnittgrößen kann Tabelle 1 in Abschnitt 5.5 entnommen werden.

An dieser Stelle ist anzumerken, wie auch in [8] beschrieben wird, dass Schnittgrößen aus Erddrücken zufolge Temperatur nicht abgemindert werden dürfen, da diese unabhängig von der Tragwerkssteifigkeit sind.

## 5.5 Zusammenfassung normativer Regelungen für den Brückenbau

Neben den zuvor angeführten allgemeinen Regelungen finden sich noch Ergänzungen, das Thema Zwang betreffend, in den entsprechenden Normen für den Brückenbau ([27], [28] und [29]) Tabelle 1 zeigt eine Übersicht der wesentlichen Regelungen für den Brückenbau. Vorausgesetzt wird hierbei jeweils eine linear elastische Schnittgrößenermittlung.

**Tabelle 1: Zwangsschnittgrößen in der Bemessung (Brückenbau)**

			<b>ULS</b>	<b>SLS</b>
<b>DIN EN 1992-2 inkl. NA</b> ([27] und [29])			60 %	-
<b>ÖNORM EN 1992-2 inkl. NA</b> ([27] und [28])			Keine Abminderung bei vereinfachtem Temperaturansatz	
			60 %	-
<b>RVS 15.02.12</b> ( [26] )	0,30% ≤ ρ <sub>s</sub> ≤ 0,80%	L ≤ 30 m	0 %	40 %
		30 m < L ≤ 120 m	40 %	60 %
	in allen anderen Fällen		60 %	100 %



## ARBEITSPAKET 3 – FE-MODELLE

AutorInnen: Dipl.-Ing. Dipl.-Ing Michael Mayer (TU Graz – IBB)  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)  
Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Berger (UIBK)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

#### Ziele:

- Parametrische nichtlineare FE-Modelle
- Simulationen wesentlicher Bauwerkseigenschaften wie Bewehrungsgrad, Rissbildung, Kriechen und plastische Verformung mit den Modellen
- Verifikation der Modelle mit einigen ausgewählten Versuchen aus der Literatur

#### Beschreibung der Inhalte:

Es sollten sowohl in Graz als auch in Innsbruck FE-Modelle aufgestellt werden, um die Zwangsschnittgrößen in Stahlbetontragwerken zu ermitteln, wobei der Schwerpunkt in Graz auf Rahmensystemen und in Innsbruck auf Durchlaufsystemen liegt. In Graz werden hierzu das Programmpaket SOFiSTiK mit eigener Materials subroutine verwendet. In Innsbruck ist die Verwendung des bewährten Softwarepakets ABAQUS vorgesehen. Wegen großer Sensibilität der nichtlinearen Berechnungen, insbesondere nach dem Fließen der Bewehrung, ist es sinnvoll im Rahmen dieses Vorhabens beide Programme zu verwenden, um einen Vergleich zu erhalten. Zur Reduzierung des Rechenaufwands werden die Modelle als Stabtragwerke aufgebaut. Der Unterschied zu einer 3D-Modellierung wird anhand einer Vergleichsrechnung mit Volumenelementen sowohl für Rahmen- als auch Durchlaufsysteme verdeutlicht.

Mit den erstellten FE-Modellen in beiden Forschungsstellen werden zuerst einige ausgewählte Versuche. Die Übereinstimmung der Modelle sowohl untereinander als auch mit den Versuchsergebnissen wird analysiert und die Modelle werden so abgestimmt, dass sie als gleichwertig betrachtet werden können.

Anschließend wird mit den Modellen die Simulation der zu untersuchenden Parameter wie Bewehrungsgrad, Schlankheit, Stützweite, Bauwerkslänge, Rissbildung, plastische Verformung und Kriechen durch Änderung der einzelnen Parameter so gezielt untersucht,

dass insgesamt die Eignung der Vorgehensweise zur Simulation der einzelnen Parameter eindeutig bestätigt werden kann.

**Methode:**

- FE-Simulation unter Berücksichtigung der Bauwerkseigenschaften wie Bewehrungsgrad, Schlankheit, Rissbildung und des Kriechens.
- Bewertung der Ergebnisse auf mechanischer Grundlage

**Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:**

**M2:** geeignete FE-Modelle zur Ermittlung der Zwangsschnittgrößen

## 2. Untersuchungsgegenstand

Die nachfolgenden Abschnitte geben eine Übersicht über die Parameter, welche durch geeignete FE-Modelle möglichst realitätsnah abgebildet, bzw. erfasst werden sollen. Ziel der FE-Modelle ist es, unabhängig von den Parametern und Geometrien, eine zutreffende Beschreibung der Entwicklung von Zwangsschnittgrößen sowohl im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) als auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) zu ermöglichen. Die Berechnungen zielen auf die Erfassung von kombinierten Beanspruchungen zufolge Last und Zwang ab. Früher Zwang wird infolge dessen in der Modellbildung außer Acht gelassen.

Die nichtlinearen Berechnungen mit Hilfe der erstellten FE-Modelle, sowie die Ergebnisse der Versuche in den Arbeitspaketen 4 und 5 sind die Grundlage für die Vorschläge der Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen in der Bemessung in Arbeitspaket 8.

### 2.1 TU Graz – Institut für Betonbau

Der Fokus der Modellbildung in Graz wird darauf gelegt im weiteren Verlauf des Forschungsvorhabens Rahmensysteme untersuchen zu können.

Die Zwangbeanspruchung wird durch aufbringen einer Temperaturlast hervorgerufen. Wesentliche Punkte, welche hierbei zu berücksichtigen sind, sind:

- der Bewehrungsgrad,
- die Systemschlankheit,
- das nichtlineare Materialverhalten von Beton und Stahl,
- sowie das zeitabhängige Verhalten des Betons.

Infolge der realitätsnahen Erfassung der Materialeigenschaften ist es möglich, den Einfluss unterschiedlicher Parameter, wie eben des Bewehrungsgrades und der Systemschlankheit, auf den Zwangkraftabbau zufolge steigender äußerer Last und damit zunehmender Rissbildung, bzw. im späteren Verlauf Fließgelenksbildung, untersuchen zu können.

Ein weiterer Aspekt der im Rahmen einer ganzheitlichen Betrachtung zu untersuchen ist, ist der Einfluss des Kriechens auf die auftretenden Zwangbeanspruchungen im Gebrauchszustand (quasi-ständige Lastfallkombination).

### 2.2 Universität Innsbruck – Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau

Im Vergleich zu den Modellen der TU Graz dienen die an der Universität Innsbruck erstellten Modelle der Erfassung von Zwängen zufolge Stützenverschiebungen bei Durchlaufträgern.

### 3. FE Modelle

Wie in den vorhergehenden Abschnitten beschrieben liegt das Hauptaugenmerk der FE-Modelle auf einer realitätsnahen, ganzheitlichen Erfassung der Änderung der Größe von Zwangsschnittkräften bei kombinierten Last-/Zwangbeanspruchungen.

Hierzu werden in Graz und Innsbruck, unabhängig voneinander, FE-Modelle erstellt. Durch diese unabhängige Vorgehensweise und die Nachrechnung bestehender Versuche aus [2], [13] und [30] wird die Brauchbarkeit der erstellten Modelle verifiziert.

Die nachfolgenden Abschnitte geben einen Überblick über die verwendeten Modelle und die durchgeführten Versuchsnachrechnungen.

#### 3.1 TU Graz – Institut für Betonbau

##### **ALLGEMEINES**

Im Rahmen umfangreicher Voruntersuchungen wurde an der TU Graz eine Vielzahl an Modellierungsmöglichkeiten untersucht und miteinander verglichen, wobei die Modellierung letztlich mit Hilfe von Schalenelementen mit dem Softwarepaket SOFiSTiK (Service Pack 2018-15.1 Build 3) erfolgte. Hierdurch ergeben sich Vorteile hinsichtlich der Automatisierung und der Rechenstabilität des Systems, was die Durchführung einer Parameterstudie vereinfacht und beschleunigt.

Auf die verschiedenen Modellierungsansätze der Voruntersuchung zur Erstellung der FE-Modelle wird im Weiteren nicht detailliert eingegangen. Nichtsdestotrotz werden nachfolgend, aus Gründen der Vollständigkeit, verschiedene untersuchte Varianten aufgelistet und kurz einige Nachteile dieser Varianten angeführt:

- Modellierung von Volumenelementen mit eigener Materials subroutine für Beton nach [31] und [32] mit diskreter Erfassung der Bewehrung als Fachwerkelemente mittels SOFiSTiK (Service Pack 12.20-27); Nachteile:
  - Erfassung viskoelastischer Effekte des Betons erfordert zusätzliche Eingriffe in die Materials subroutine.
  - Hohe Rechenzeiten von Einzelberechnungen.
- Modellierung von Scheibenelementen mittels ATENA; Nachteile:
  - Hohe Sensibilität hinsichtlich der Netzfeinheit.
  - Beschränkte Automatisierungsmöglichkeiten.

- Hohe Rechenzeiten bei Einzelberechnungen in Bereichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit.
- Modellierung von Stabelementen mittels SOFiSTiK (Service Pack 2018-15.1 Build 3);  
Nachteil:
  - Unzureichende Erfassung der Normalkraftentwicklung bei behinderter Schwerachsendehnung (Erläuterungen hierzu folgen in diesem Abschnitt).
- Modellierung von Stabelementen mittels Stab2D-NL (Version 3.00); Nachteile:
  - Ausschließlich vereinfachte Erfassung viskoelastischer Effekte.
  - Keine Berücksichtigung von Bauphasen.
  - Beschränkte Automatisierungsmöglichkeiten.

Vergleiche der oben genannten Methoden mit der letztlich gewählten Variante der Modellierung von Schalenelementen zeigen gute Übereinstimmungen der sich einstellenden Schnittkräfte und Verformungen. Die Modellierung mit Stabelementen mit SOFiSTiK ist hierbei hinsichtlich der Berücksichtigung möglicher behinderter Schwerachsendehnungen auszunehmen. Die Berücksichtigung einer solchen ist allerdings, insbesondere für die Nachrechnung der Versuche dieses Forschungsprojekts, unabdingbar. Aus diesem Grund wird vor einer detaillierteren Beschreibung des letztlich gewählten FE-Systems und vorgehend auf die Großversuche in Arbeitspaket 4 auf die Problematik einer behinderten Schwerachsendehnung eingegangen.

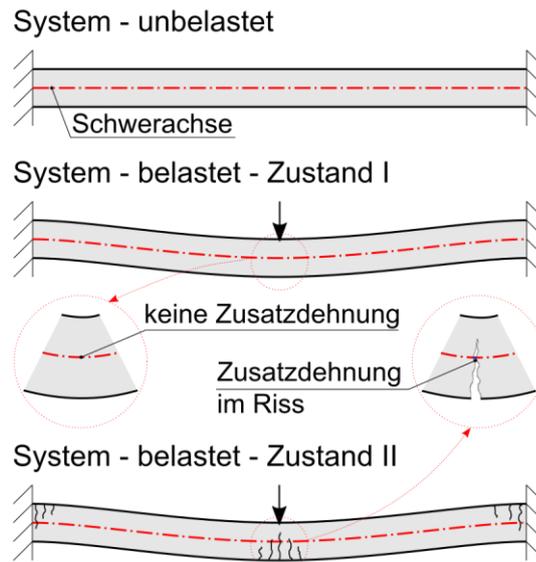
Allgemein führt die Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons zur Rissbildung im Bauteil. Bei der Betrachtung eines Biegebauteils stellen sich mit zunehmender Belastung Biegerisse ein, deren Tiefe über die Schwerachse des Bauteils im Zustand I hinausgeht. Folglich führen diese Risse mit zunehmender Rissöffnung zu einer Dehnung der Schwerachse. Werden nun Teile dieser Zusatzdehnung der Schwerachse aufgrund der Lagerbedingungen behindert, stellt sich, zur Erfüllung der Verformungskompatibilität, eine zusätzliche Zwangnormalkraft gemäß Gleichung ( 1 ) ein.

$$N_{Zw} = \varepsilon_{beh} \cdot EA_{mittel} \quad (1)$$

mit:

- |                     |     |  |
|---------------------|-----|--|
| $N_{Zw}$            | ... | Zwangnormalkraft zufolge behinderter Schwerachsendehnung |
| $\varepsilon_{beh}$ | ... | behinderter Anteil der Schwerachsendehnung               |
| $EA_{mittel}$       | ... | mittlere Dehnsteifigkeit des Bauteils                    |

Abbildung 11 dient der Verdeutlichung des beschriebenen Effektes. Hierin wird ein System mit einer beidseitig starren Einspannung dargestellt. Erlaubt die Lagersituation einseitig eine horizontale Verschiebung so kann sich die zusätzliche Schwerachsendehnung frei einstellen und es entsteht keine Zwangnormalkraft im System zufolge Rissbildung. Wird diese allerdings, wie im dargestellten Fall, behindert entsteht die beschriebene Zwangnormalkraft in Form einer Druckkraft im System.



**Abbildung 11: Zusatzdehnung der Schwerachse zufolge Rissbildung**

Da der eben beschriebene Effekt in den Großversuchen aus Arbeitspaket 4 einen maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat, ist eine korrekte Berücksichtigung dessen in den erstellten FE-Modellen unabdingbar.

### **ELEMENTANSATZ**

Wie bereits zuvor beschrieben werden im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojekts Schalenelemente verwendet, um die Vielzahl an Einflüssen korrekt erfassen zu können und so, mittels nichtlinearer Berechnungen, das Verhalten von Betonbauteilen unter kombinierter Last-/Zwangbeanspruchung möglichst realitätsnah abzubilden.

Das Softwarepaket SOFiSTiK (Service Pack 2018-15.1 Build 3) bietet bei nichtlinearen Berechnungen mit Hilfe von Schalenelementen die Möglichkeit diese Schalenelemente in Layer in Dickenrichtung zu unterteilen. Diese Unterteilung in einzelne Layer erlaubt es die nichtlineare Spannungsverteilung von Betonelementen in Dickenrichtung realitätsnah abzubilden und somit auch die, für Biegezwang wesentlichen, Querschnittskrümmungen zu

erfassen. Ein Ebenbleiben des Querschnitts bleibt weiterhin Voraussetzung für die Bestimmung der Dehnungsebene.

Abbildung 12 zeigt die Ergebnisdarstellung eines beidseitig eingespannten Trägers mit, in den entsprechenden Layern, verschmiert berücksichtigter Bewehrung. Die Ausschnitte einzelner Elemente zeigen hier die über die Dickenrichtung ermittelte Spannungsverteilung für einzelne Bereiche des Trägers. Der linke Ausschnitt zeigt den Einspannbereich. Im mittleren Ausschnitt wird die Spannungsverteilung eines Elements in einem ungerissenen Bereich dargestellt und rechts wird die Spannungsverteilung eines Elements in Feldmitte gezeigt. Anzumerken ist, dass im vorliegenden Beispiel die Bewehrungsfläche im Feld deutlich höher ist als jene im Stützbereich.

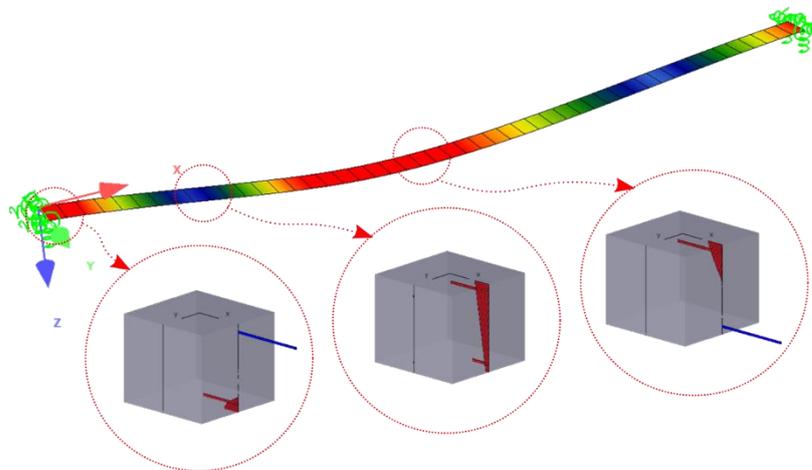


Abbildung 12: FE-Modell mit Schalenelementen und Layern in Dickenrichtung

### **MATERIALVERHALTEN**

Neben der Wahl der verwendeten Elemente sind die zu Grunde gelegten Arbeitslinien des Betons und der Bewehrung wesentlich für die Beschreibung des Bauteilverhaltens. Da das globale Bauteilverhalten untersucht wird, werden Materialarbeitslinien auf Mittelwertbasis verwendet.

Für Versuchsnachrechnungen werden aus Probekörpern abgeleitete Materialeigenschaften auf Mittelwertbasis verwendet, wobei die Arbeitslinie des Betons mit einer bekannten Druckfestigkeit gemäß den Gleichungen nach [23] abgeleitet wird. Für Parameterstudien werden die Materialarbeitslinien mit den Normwerten nach [23] angesetzt.

Abbildung 13 zeigt die Spannungs-Dehnungslinien für Beton und Stahl aus [23]. Der Berechnung der Mittelwerte der Fließgrenze und der Zugfestigkeit des Betonstahls erfolgt durch Multiplikation des charakteristischen Wertes mit 1,10.

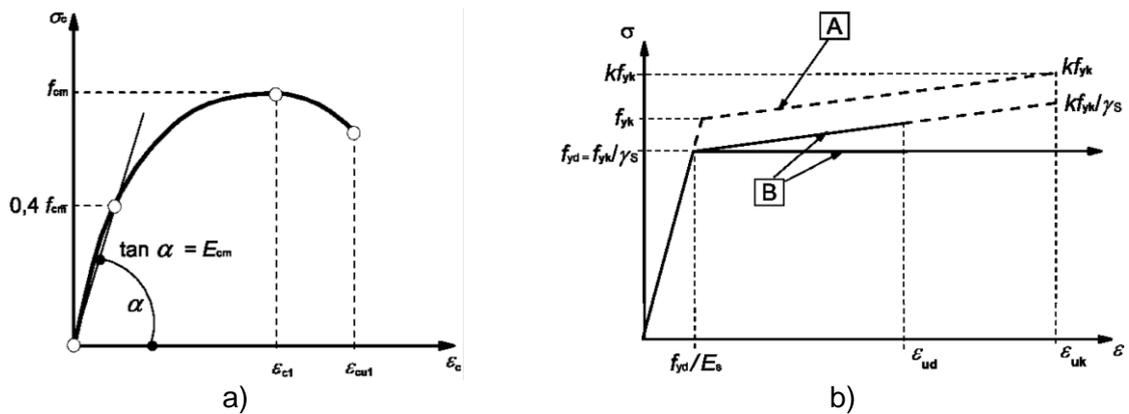


Abbildung 13: Spannungs-Dehnungslinie für a) Beton und b) Betonstahl aus [23]

Zusätzlich zu den Materialeigenschaften selbst ist der Berücksichtigung des Tension Stiffenings (Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Die Berücksichtigung dieses Effekts kann mittels verschiedener Varianten erfolgen (vgl. u.a. [11], [33], [34] und [35]). Hierzu zählen unter anderen eine Modifikation der Betonarbeitslinie oder der Stahlarbeitslinie. Wie in [35] beschrieben wird kann eine reine Modifikation der Stahl- oder der Betonarbeitslinie zu einer bereichsweise falschen Einschätzung der Dehn- und Biegesteifigkeit führen, was insbesondere bei Untersuchungen mit zentrischem und Biegezug nicht zielführend ist. Aus diesem Grund wird für die vorliegenden Untersuchungen der programminterne Ansatz aus SOFiSTiK verwendet. Hierbei wird die Zugfestigkeit des Betons in der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt und die Modifikation der Stahlarbeitslinie beginnt mit Erreichen der Zugfestigkeit des Betons. Diese Vorgehensweise wird in Abbildung 14 dargestellt und beruht auf den Beschreibungen in [36] und [37].

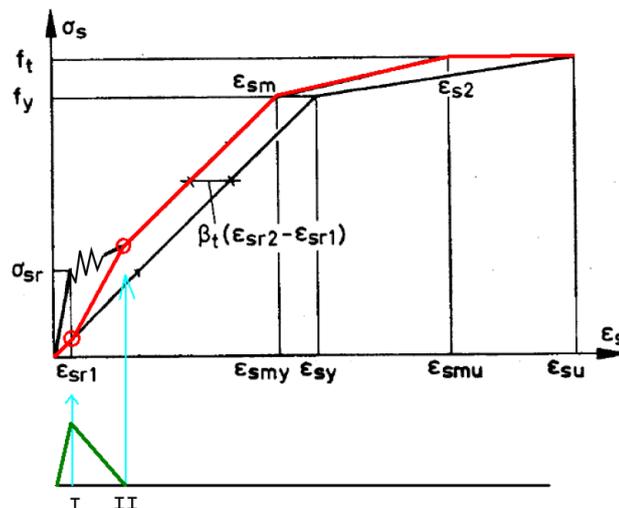


Abbildung 14: Modifikation der Stahlarbeitslinie in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit [38]

Das Verbundverhalten wird in allen Modellen als starrer Verbund berücksichtigt. Diese Annahme stellt eine Vereinfachung dar, welche das Verformungsverhalten des Bauteils unter hoher Belastung beeinflusst. Hierauf wird in den Versuchsnachrechnungen in Arbeitspaket 6 detailliert eingegangen.

### **ZEITABHÄNGIGE EFFEKTE**

Die Berücksichtigung viskoelastischer Effekte erfolgt angelehnt an [23]. Hierzu sind im Modell neben den Betoneigenschaften die relative Luftfeuchte, die wirksame Querschnittsdicke und das Erstbelastungsalter des Bauteils anzugeben. Programmintern wird auch der Einfluss des Bewehrungsgehalts berücksichtigt.

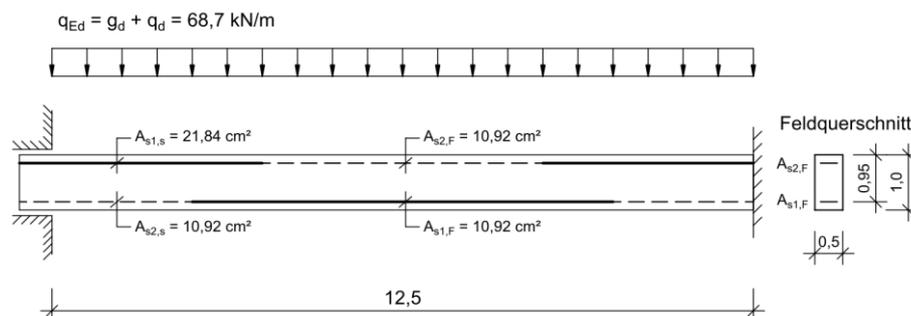
Einflüsse zufolge Schwinden werden in den vorliegenden Modellen vernachlässigt.

### **VERIFIKATION MITTELS VERSUCHSNACHRECHNUNGEN**

Die Verifikation des erstellten Modells erfolgte durch die Nachrechnung der Ergebnisse in [2] und [13]. Während in [2] der Fokus auf Zwangsschnittgrößen zufolge Temperatur gelegt wird, wird in [13] Zwang zufolge von Auflagerverschiebungen mit Berücksichtigung von Langzeiteffekten untersucht. Durch die Nachrechnung dieser Arbeiten wird ein breites Spektrum an Einflüssen abgedeckt und somit eine solide Basis zur Bestätigung der Qualität des erstellten FE-Modells gelegt.

Zu Beginn wird auf die Nachrechnung des Referenzbalkens aus [2] eingegangen. In [2] wurde neben diesem Modell eine Vielzahl an Versuchen mit guter Übereinstimmung nachgerechnet. Somit eignet sich der genannte Referenzbalken in hohem Maße zur Verifikation des in diesem Forschungsprojekt verwendeten FE-Modells.

Abbildung 15 zeigt den Referenzbalken aus [2]. Dieser Referenzbalken ist beidseitig eingespannt, wobei das linke Auflager horizontal verschieblich ist. Hierdurch wird eine zusätzliche Zwangsnormalkraft zufolge Rissbildung ausgeschlossen.

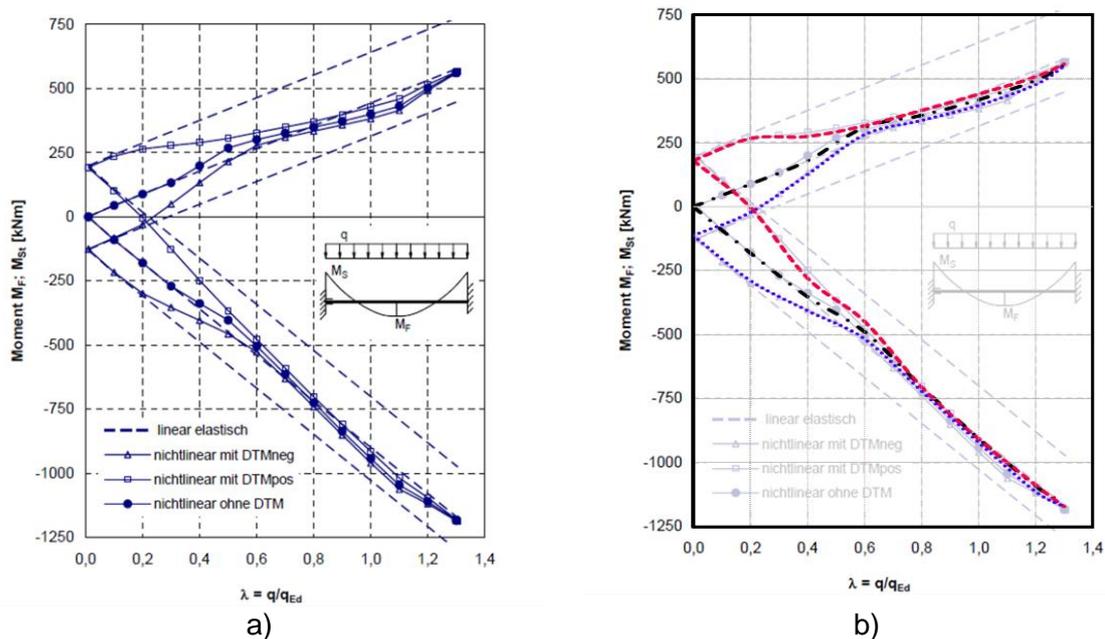


**Abbildung 15: Referenzbalken [2]**

Das Verhältnis der Fläche der Stütz- zur Feldbewehrung ist 2, was analog dem Momentenverhältnis eines beidseits eingespannten Trägers unter Gleichlast ist. Die Bewehrung wird, unter Berücksichtigung der Verankerungslängen, über die Trägerlänge abgestuft.

Die Berechnung erfolgt auf Basis von Rechenwerten der mittleren Materialeigenschaften nach [25]. Die Betongüte wird mit C 35/45 und die Stahlgüte mit B 500 S angegeben. Die Zwangbeanspruchung resultiert zufolge einer, über die Trägerhöhe lineare, Temperaturlast ( $\Delta T_{M,k, \text{pos}} = 12,80 \text{ K}$  und  $\Delta T_{M,k, \text{neg}} = -8 \text{ K}$ ) Die konstante Streckenlast wird kontinuierlich gesteigert bis ein Systemversagen eintritt.

Abbildung 16 zeigt die Ergebnisse der Berechnungen nach [2], sowie die Übereinstimmung der eigenen Nachrechnungen. Dargestellt sind auf der Abszisse die bezogene Belastung und auf der Ordinate die Feld- und Stützmomente mit und ohne Temperaturlast. Die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen werden jenen von linear elastischen Berechnungen gegenübergestellt, wobei gezeigt werden kann, dass der Anteil der Zwangbeanspruchung im Versagensbereich gegen Null geht.



**Abbildung 16: a) Ergebnisse aus [2] und b) Übereinstimmung Nachrechnung mit [2]**

Die Übereinstimmung der Nachrechnung ist als sehr gut zu bewerten. Die Zugfestigkeit der Betonlayer wird in der Nachrechnung mit  $0,70 f_{ctm}$  festgelegt. Dieser Wert entspricht der charakteristischen Zugfestigkeit und wird verwendet, um den Betontraganteil nicht zu überschätzen.

Wie bereits zuvor beschrieben, wurden auch die Versuche aus [13] nachgerechnet. In [13] wurden Zwangbeanspruchungen zufolge einer Stützenverschiebung simuliert, wobei die Versuche derart gestaltet waren, dass mit einer Prüfkfiguration zwei Balken getestet werden konnten. Hierzu wurde der Prüfkörper angelehnt an eine Stimmgabel hergestellt. Abbildung 17 zeigt den grundlegenden Versuchskörper der Langzeitversuche mit Stützenverschiebung.

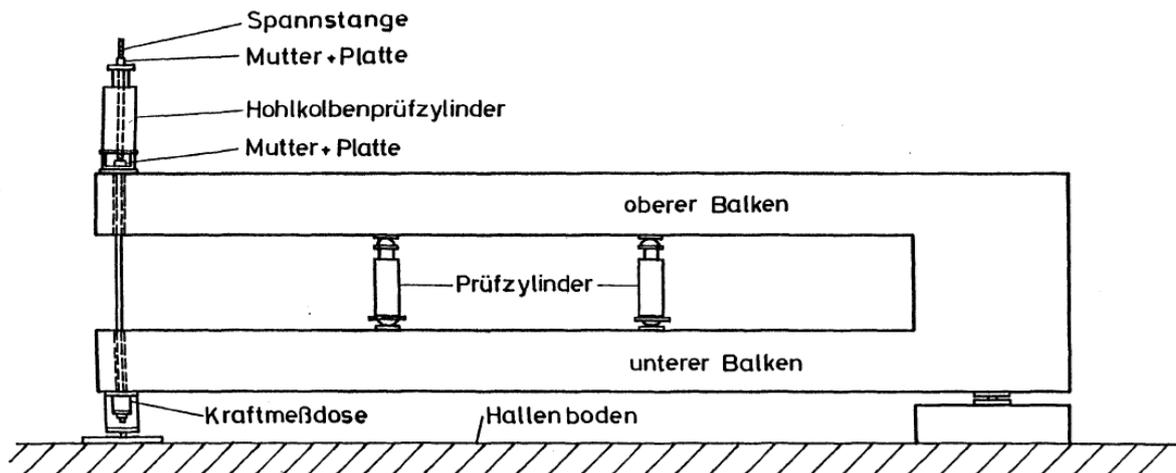


Abbildung 17: Versuchsbalken für „Langzeitzwang“ [13]

Geprüft wurden 8 Balken, wobei jeweils 2, hinsichtlich ihrer Geometrie und des Bewehrungsgrades, ident waren. Der rechte Block wurde als starre Einspannung der beiden Balken betrachtet und die Lagerverschiebung wurde über die Spannstange am linken Trägerende appliziert. Die kontinuierliche Laststeigerung erfolgte über die Prüfsylinder zwischen den beiden Balken. Die Bewehrungsgrade für die Träger wurden wie folgt festgelegt:

- Träger BIII und BIV:  $\rho_F / \rho_E = 0,60 / 0,90 \%$
- Träger BV und BVI:  $\rho_F / \rho_E = 1,00 / 2,00 \%$

Die Auflagerverschiebung entsprach bei den Balken III und V einer Stützenhebung und bei den Balken IV und VI einer Stützensenkung.

Zu Beginn wurden die Balken mit einer Gebrauchslast, durch erhöhen der Pressenkräfte, beansprucht. Nach Erreichen der Gebrauchslast wurde der Setzungszwang durch einstellen der Spannstange aufgebracht und die Last über einen Zeitraum von ca. 120 Tagen konstant gehalten. Im Anschluss an den Dauerstandversuch wurden die Balken bis zu ihrem Versagen belastet, wobei festgestellt werden konnte, dass die Versagenslast, unabhängig der Richtung der eingebrachten Auflagerverschiebung, der Versagenslast ohne zusätzlichen entspricht.

Die Nachrechnungen erfolgten mit Hilfe der Baustoffangaben aus [13]. Stellvertretend für die restlichen Versuche werden in Abbildung 18 die Übereinstimmungen der Nachrechnungen mit

den Ergebnissen der Balkens BIII und BV dargestellt. Die Versuchsergebnisse werden in Schwarz, die Ergebnisse der Nachrechnung in Grau abgebildet.

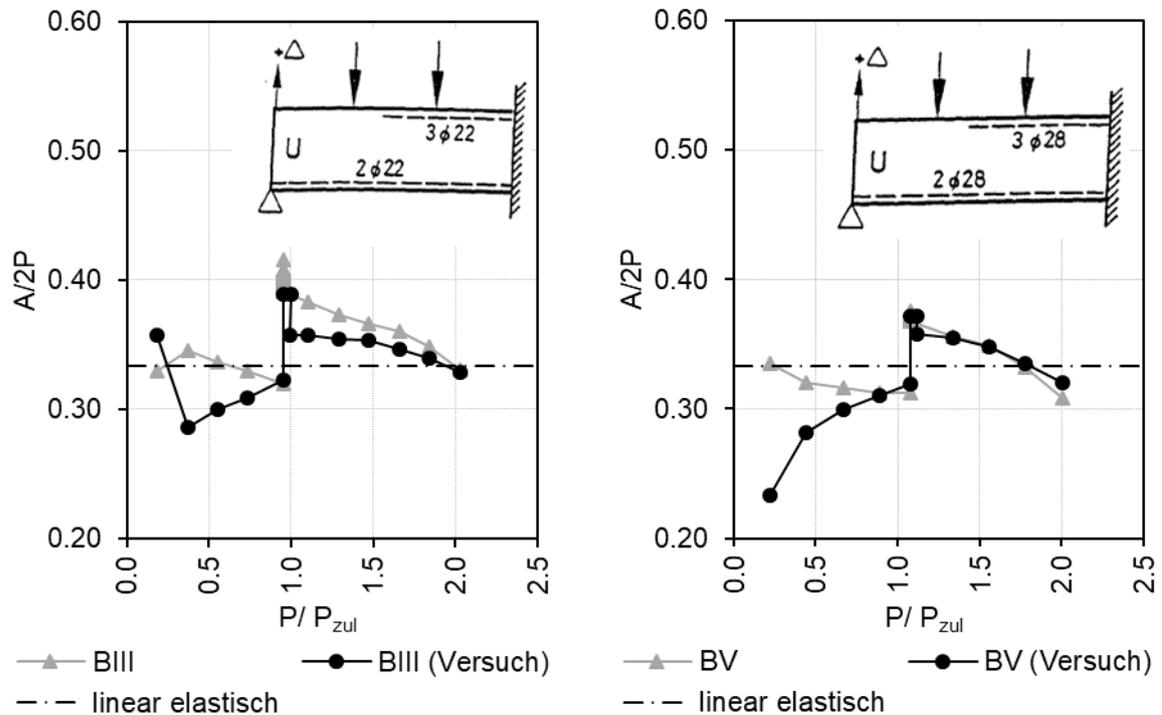


Abbildung 18: Ergebnisse der Balken BIII und BV ( [13] ) inkl. Nachrechnung

Im Gebrauchslastbereich,  $P = 0$  bis  $P = P_{zul}$ , zeigen sich bei beiden Balken deutliche Abweichungen zwischen Versuchs- und Nachrechnungsergebnissen. Diese Abweichungen sind auf Nachgiebigkeiten in den Verankerungen der Spannstange zurückzuführen, welche im FE-Modell nicht berücksichtigt werden. Die Nachgiebigkeiten in den Verankerungsbereichen werden in [13] erwähnt. Nichtsdestotrotz kann gezeigt werden, dass die gemessene Auflagerreaktion bei Erreichen der Gebrauchslast mit dem FE- Modell sehr gut übereinstimmt. Im Rahmen der Nachrechnung wird der Zwang zufolge der Stützenverschiebung geringfügig überschätzt, was auf ein etwas weiches Bauteilverhalten des Versuchs schließen lässt. Die Größe der Schnittgrößenänderungen zufolge des Kriechens wird in der Nachrechnung wiederum sehr gut erfasst. Ebenfalls wird die Schnittkraftänderung von Wiederbelastungsbeginn bis zum Versagen des Bauteils sehr gut beschrieben. Generell zeigen auch die Nachrechnungen der Versuche aus [13] eine ausreichende Eignung des erstellten FE-Modells für die Versuchsnachrechnungen aus Arbeitspaket 6 sowie die Parameterstudien in Arbeitspaket 7. Nähere Informationen zur Versuchsnachrechnung können auch [39] entnommen werden.

## 3.2 Universität Innsbruck – Arbeitsbereich Massiv- und Brückenbau

### **ALLGEMEINES**

An der Universität Innsbruck wurden physikalisch nichtlineare Finite Elemente Berechnungen mit der Software ABAQUS FEA [40] von bereits durchgeführten Versuchen zu Zwangsschnittgrößen aus Auflagerverschiebung durchgeführt. Folgende Versuchsserien wurden nachgerechnet:

- Untersuchungen durch Kordina [13]
- Untersuchungen durch Berger [22]

### **ABAQUS FEA**

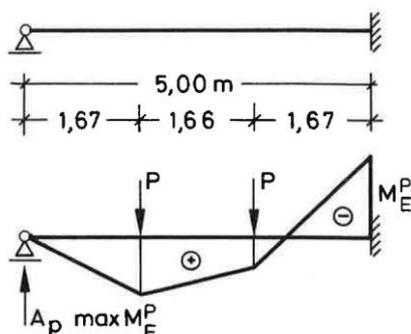
Für die numerischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wird das Programm Abaqus in der Version 6.16 verwendet. Das Vorgehen bei der FE Berechnung mit Abaqus umfasst die folgenden drei Schritte, die über die Ein- und Ausgabedatei miteinander verknüpft sind.

- Eingabe (Präprozessor)  
In diesem Schritt wird das Modell zur Beschreibung des physikalischen Problems erstellt. Dabei werden die Geometrie, die Vernetzung, das Material, die Randbedingungen und die Belastung festgelegt. Aus diesen Daten wird anschließend die Eingabedatei erstellt und weitergegeben.
- Berechnung (Simulation)  
Im Zuge der Berechnung wird das in der Eingabedatei beschriebene numerische Problem gelöst. Anschließend wird mit den Berechnungsergebnissen wie z.B. Spannung, Dehnung und Verformung eine Ausgabedatei erstellt. Die Ausgabedatei wird daraufhin an den letzten Schritt weitergegeben.
- Auswertung (Postprozessor)  
Bei der Auswertung werden die in der Ausgabedatei enthaltenen Ergebnisse dargestellt. Hierbei gibt es mehrere Möglichkeiten die Ergebnisse darzustellen, wie z.B. Diagramme, farbliche Konturplots von Variablen und verformte Geometrien. Da Abaqus über kein vorgegebenes Einheitensystem für physikalische Größen verfügt, müssen für die Eingabe des Modells konsistente Einheiten gewählt werden. Die Modelle im Rahmen dieser Arbeit werden mit den Einheiten nach dem SI System erstellt.

## NACHRECHNUNG VON VERSUCHEN DURCH KORDINA

Kordina et al. [13] führte experimentelle Kurz- und Langzeituntersuchungen zu Zwang aus eingprägter Verformung durch. Das Programm der Kurzzeituntersuchung umfasste zwei Versuche. Die Versuchskörper, Stahlbetonbalken mit Rechteckquerschnitt, waren einseitig verschieblich aufgelagert und an der anderen Seite in einem Stahlbetonblock eingespannt (einfach statisch unbestimmt). Abbildung 19 zeigt das statische System. Nach dem Aufbringen der Gebrauchslast - dargestellt durch zwei gleiche Einzellasten in den Drittelpunkten - im Alter 28 d war ein plötzlicher Biegezwang durch eine positive Auflagerverschiebung aufzubringen, die ein positives Zwangsmoment am Einspannquerschnitt hervorruft. Anschließend daran sollten zur Simulation langandauernder Lasteinwirkung und zur Ausprägung des Rissbildes mehrere Tausend Biegelastwechsel durchgeführt werden. Daraufhin war die Steigerung der äußeren Lasten bis zum Versagen vorzunehmen.

### Einzellasten



### Auflagerverschiebung

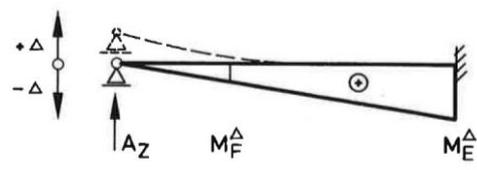


Abbildung 19: Statisches System des Versuchs [13]

Wesentliches Versuchsziel war die Bestimmung der Stütz- und Schnittkräfte unter dieser kombinierten Last- und Zwangbeanspruchung und des Rissverhaltens. Die beiden Balken B I und B II unterschieden sich wie folgt:

- Der Balken B I wurde für Last und Zwang entsprechend bemessen.
- Beim Balken B II hingegen wurde der Zwang bewusst vergessen.

Die Balken besaßen einen Rechteckquerschnitt mit  $d/b = 40/20$  cm und eine Stützweite von 5,0 m, siehe Abbildung 20.

Der Versuchskörper wurde über die beiden Stummel des Einspannblocks auf den Spannboden gespannt. Die Einzellasten und die Auflagerkraft am verschieblichen Lager wurden vom Spannboden heraufgebracht.

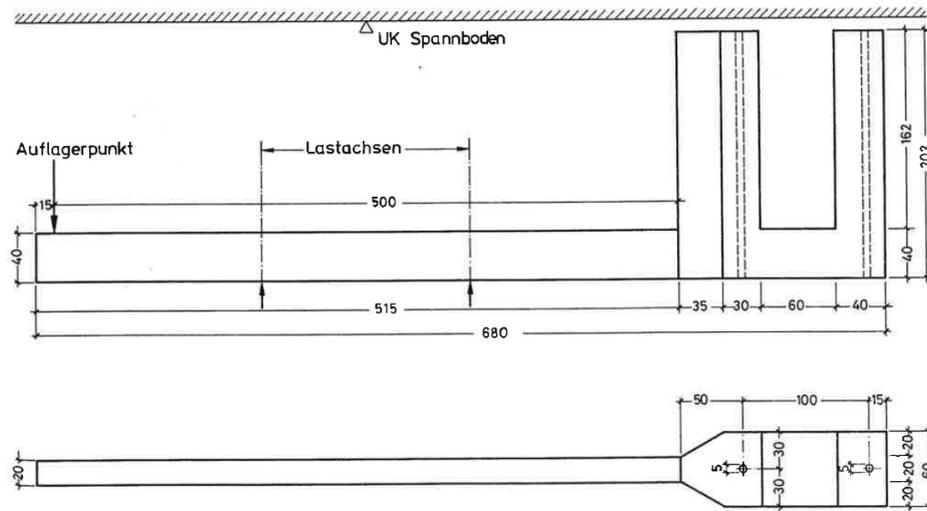


Abbildung 20: Betonabmessungen der Balken [13]

### Belastungsprogramm

Ausgehend von einer Grundlast wurden die Einzellasten in vier Stufen bis zur Gebrauchslast  $P$  gesteigert.

Nach Abschluss der Messungen der Laststufe  $P$  wurde die vertikale Auflagerverschiebung  $\Delta = 2$  cm aufgezwungen. Hierzu wurde die Presse neben dem Auflager benutzt. Diese drückte den Auflagerpunkt  $A$  so weit nach unten, dass eine 20mm dicke Stahlplatte zwischen Auflagerkonstruktion und Kraftmessdose eingeschoben werden konnte. Danach wurde die Presse wieder zurückgefahren. Die darauffolgende Laststufe entsprach  $P + \Delta$ . Danach anschließend erfolgte eine Biegeschwellbelastung des Balkens über 10.000 Lastwechsel, wobei die Oberlast  $1,1$   $P$  und die Unterlast  $0,7$   $P$  betrug.

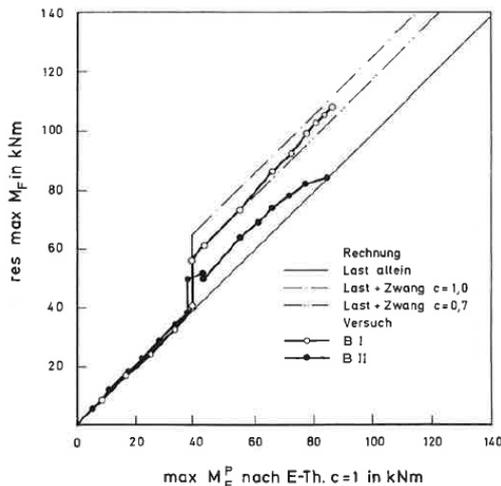
Nach Abschluss der Biegeschwellbelastung wurde die Last in Stufen bis zum Versagen erhöht.

### Versuchsergebnisse

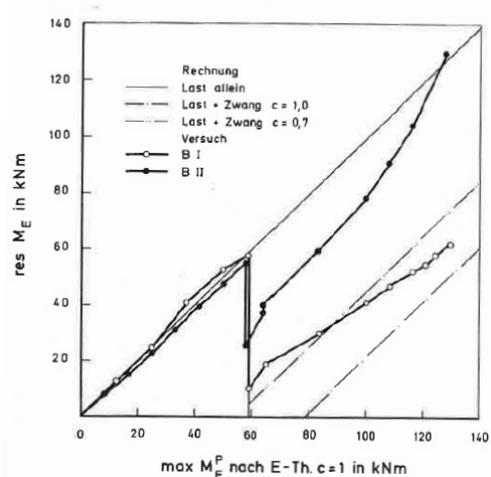
Beim Balken BI (Zwang bei Bemessung berücksichtigt) trat das Versagen unter einer Last von  $P = 77,5$  kN =  $2,18$   $P$ , eingeleitet durch das Fließen der Längsbewehrung.

Der Balken B II (Zwang bei Bemessung vernachlässigt) versagte unter  $P = 76,25$  kN =  $2,14$   $P$ , eingeleitet durch das Fließen der Feldbewehrung.

In Abbildung 34 sind die resultierenden Biegemomente  $\max M_F$  und  $M_E$  in Abhängigkeit vom rechnerischen Lastbiegemoment aufgetragen. Der Einfluss der Rissbildung und der Zwangwirkung kann als Abweichung von der  $45^\circ$ -Diagonalen abgelesen werden.



a) Entwicklung des Feldmoments in Abhängigkeit des elastischen Feldmoments infolge Verkehrslast



b) Entwicklung des Stützmoments in Abhängigkeit des elastischen Stützmoments infolge Verkehrslast

Abbildung 21: Versuchsergebnisse Kordina [13]

Im Bereich reiner Lastbeanspruchung  $P \leq z_{ul} P$  ist der Einfluss der Rissbildung auf die Biegemomente gering. Nach dem Aufbringen des Zwangs zeigen die beiden Balken ein deutlich unterschiedliches Verhalten. Beim Balken BI stellen sich sowohl der Momentensprung bei Zwangaufbringung als auch der Momentenverlauf bei weiterer Laststeigerung in etwa so ein, wie nach dem KBW-Verfahren berechnet wurde.

Beim Balken BII hingegen, bei dem ja der Zwang bewusst "vergessen" worden war, liegen die resultierenden Momente deutlich unter der mit  $c = 0,7$  berechneten Linie.

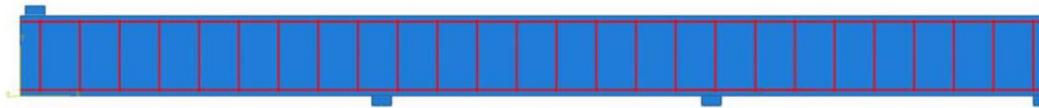
### Nachrechnung mit Abaqus

Für eine exakte Analyse und für ein besseres Verständnis des Verhaltens von Zwang durch Auflagerverschiebung in Stahlbeton wurden nichtlineare Finite Elemente Berechnungen mit der Software Abaqus durchgeführt. Es erfolgte eine Nachrechnung der oben beschriebenen Versuche und die Ergebnisse werden gegenübergestellt.

### Geometrisches Modell

Die Berechnungen erfolgten an einem zweidimensionalen Modell, siehe Abbildung 22. Es erfolgte die Modellierung des Betonkörpers mit Schalenelementen (Elementtyp CPS 4) und die Bewehrung (Längs- und Querkraftsbewehrung) mit Truss Elementen (Elementtyp T2D2). Die Elementgröße betrug für die CPS4 und T2D2 Elemente jeweils 40 mm. An der Lasteinleitungsstelle und bei den Auflagern wurden lastverteilende Stahlplatten mit einem

elastischen Materialverhalten modelliert. Der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Betonkörper wurde als starr angenommen (Embedded Region).



**Abbildung 22: Geometrisches Modell des Versuchskörpers**

### Lastaufbringung

Die Lastaufbringung erfolgte in mehreren Stufen. Es wurden die einzelnen Lastschritte analog zum Versuch aufgebracht, welche Tabelle 2 zu entnehmen sind. Die Belastung wurde weggesteuert für die Anriss- und Bruchlast aufgebracht. Für die Auflagerverschiebung wurde der angegebene Wert aus der Literatur übernommen.

**Tabelle 2: Laststufen**

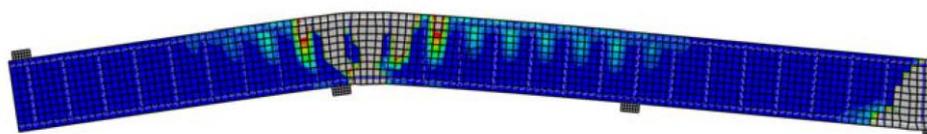
Schritt	Referenzversuch	Zwangversuch
1	Eigengewicht	Eigengewicht
2	Bruchlast	Last $F=35\text{kN}$
3		Auflagerverschiebung
4		Bruchlast

### Ergebnisse

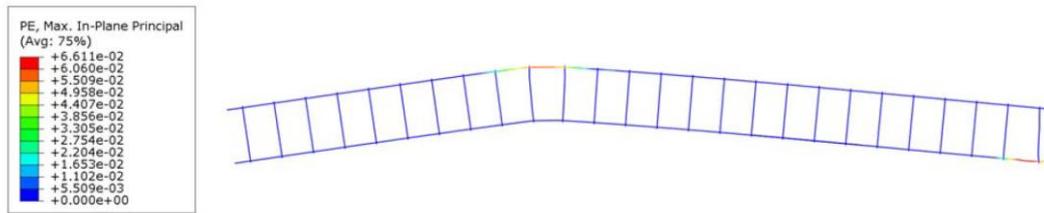
#### *Verformungsfigur und plastische Verzerrungen*

In Abbildung 23 sind die plastischen Verzerrungen des Betons dargestellt, welche die gerissenen Bereiche im Versuchskörper repräsentieren. Aufgrund der Lasteinwirkung von unten treten die Risse an der Oberseite auf. Die größte Schädigung tritt im Bereich der Einspannung auf und an der Stelle der Lasteinbringung welche sich dem freien Rand am nächsten befindet.

Bei Betrachtung der plastischen Verzerrungen der Bewehrung, siehe Abbildung 24, kann festgestellt werden, dass die Längsbewehrung an der Einspannstelle und an der Stelle der Lasteinleitung ins fließen gekommen ist.



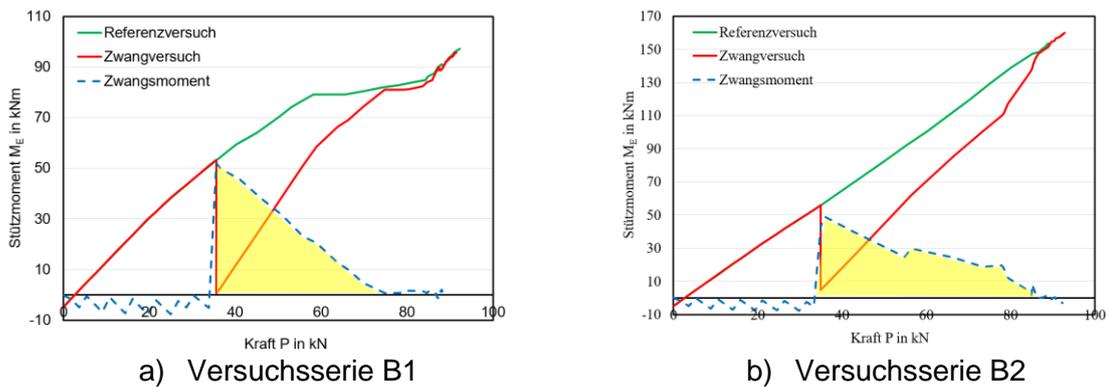
**Abbildung 23: Plastische Verzerrungen des Betons**



**Abbildung 24: Plastische Verzerrungen der Bewehrung**

### Schnittgrößenentwicklung

In Abbildung 25 sind die Schnittgrößenverläufe in Abhängigkeit der einwirkenden Belastung für die Einspannstelle dargestellt. Es werden die Ergebnisse des Referenz- und des Zwangversuchs sowie die Zwangmomententwicklung gegenübergestellt. Bis zu der Last  $P = 35 \text{ kN}$  sind die Verläufe zwischen Referenz und Zwangversuch ident. Ab einer Kraft von  $P = 35 \text{ kN}$  wird beim Zwangversuch eine Auflagerverschiebung eingepreßt. Das Einspannmoment beträgt dadurch bei beiden Versuchen  $\sim 0 \text{ kNm}$ . Mit fortschreitender Lastaufbringung findet eine Schnittgrößenentwicklung statt wo das Zwangmoment zum Referenzmoment hin konvergiert. Durch Differenzbildung (Referenzversuch - Zwangversuch) wird das Zwangmoment ermittelt. Diese ist im Diagramm durch eine strichlierte Linie dargestellt. Es ist sehr gut erkennbar, dass das Zwangmoment konstant abnimmt und vor Erreichen der maximalen Last nicht mehr vorhanden ist.



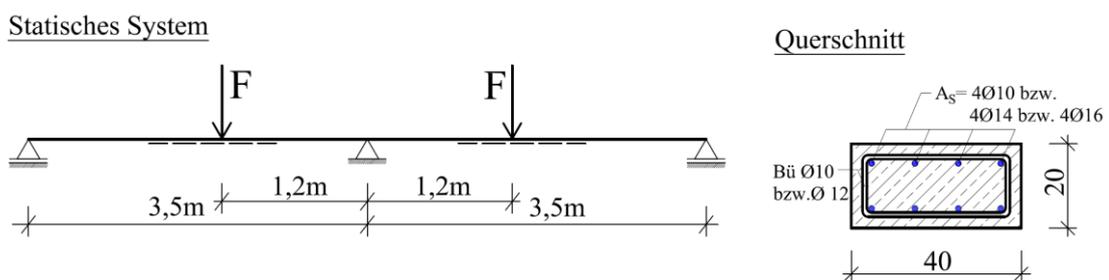
**Abbildung 25: Schnittgrößenentwicklung**

## NACHRECHNUNG VON VERSUCHEN DURCH BERGER

An der Universität Innsbruck wurden statische Untersuchungen zu ungünstig wirkenden Zwangsschnittgrößen aus Auflagerverschiebung an zweifeldrigen Stahlbetonbalken durchgeführt [22]. Die Abmessungen der Versuchskörper betragen  $l/b/h=7,0/0,4/0,2$  m, siehe Abbildung 26, und wiesen folgende Bewehrungsgrade ( $\rho_s=A_s/(b \cdot d)$ ) auf:

- 0,46 %
- 0,92 %
- 1,21 %

Die Einprägung des Zwangsmoments erfolgte durch Anhebung des Mittelauflegers.



**Abbildung 26: Abmessungen des Versuchskörpers**

### Untersuchungsparameter: 2D und 3D Modell

Berechnungen wurden an einem 2D und 3D Modell durchgeführt, siehe Abbildung 27. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse zeigte, siehe Abbildung 28, dass grundsätzlich ein gleicher Verlauf der Schnittgrößenentwicklung für den Referenz- und Zwangversuch stattfindet. Bei der 3D Berechnung kommt es zu einer Überschätzung des Zwangsmoments. Bei der 2D Berechnung werden jedoch größere Bruchlasten als bei der 3D Berechnung erreicht. Bei beiden Modellierungsmethoden konnte die gleiche Zwangsmomententwicklung festgestellt werden.

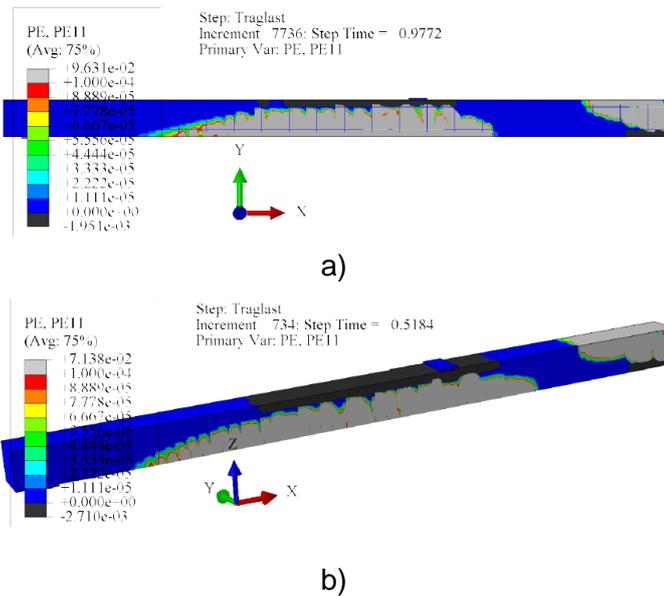


Abbildung 27: Plastische Verzerrungen a) 2D Berechnung; b) 3D Berechnung

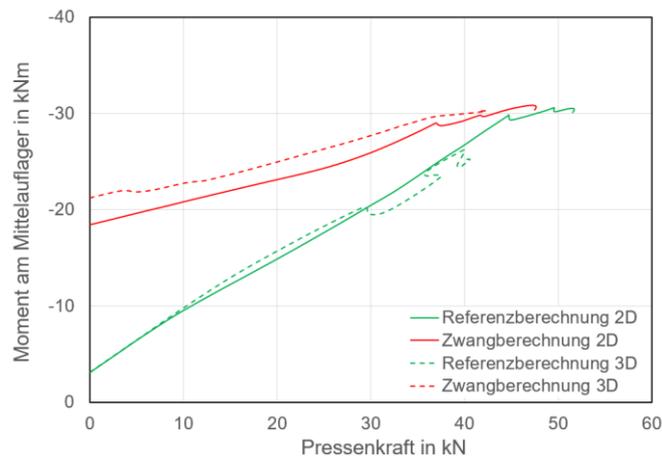


Abbildung 28:  $\rho_s=0,46$ , FEM Element Typen 2D und 3D

## Ergebnisse

Es erfolgte eine Nachrechnung an einem 2D Modell (plain strain) der Versuche welche von Berger [22] im Jahr 2017 durchgeführt wurden. Am 2D Modell wurden weitere Parameter wie Netzgröße, Elementtyp und Materialeigenschaften variiert.

Die Ergebnisse der NL FEM Berechnungen welche mit den Versuchsergebnissen gegenübergestellt werden sind in Abbildung 29 bis Abbildung 31 dargestellt. Grundsätzlich konnte mit den NL FEM Berechnungen ein Ergebnis erreicht werden welches den Versuchsergebnissen sehr nahe kommt. Bei der NL FEM Berechnung tritt gerade zu Belastungsbeginn ein höheres Zwangmoment auf als bei den Versuchen. Mit fortschreitender

Belastung kommt es, wie bei den Versuchen, zu einer quasikontinuierlichen Reduktion des Zwangsmoments.

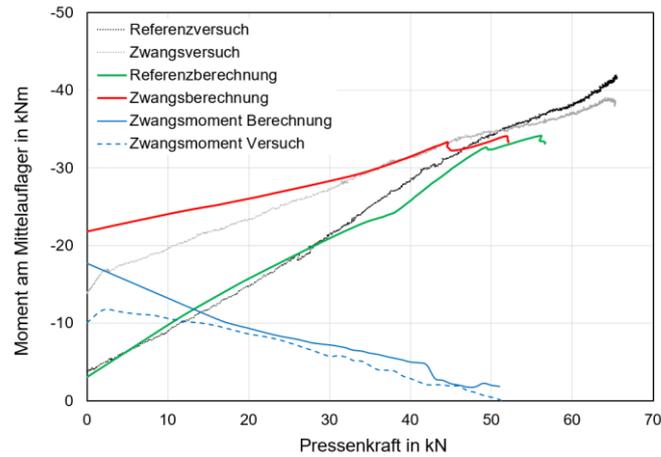


Abbildung 29:  $\rho_s=0,46\%$ , Last – Momentenbeziehung: Versuch und FEM

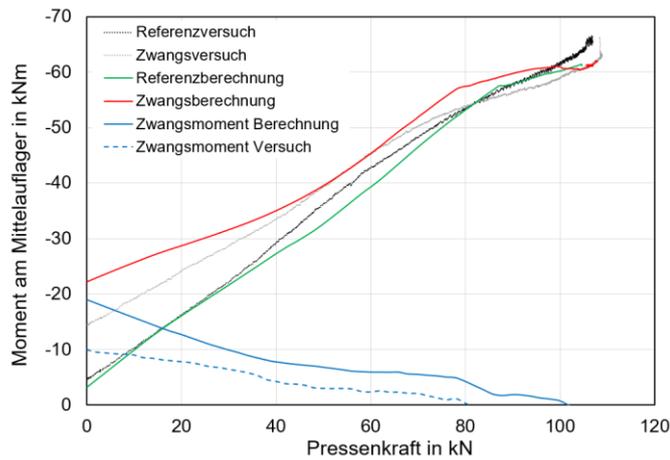


Abbildung 30:  $\rho_s=0,92\%$ , Last – Momentenbeziehung: Versuch und FEM

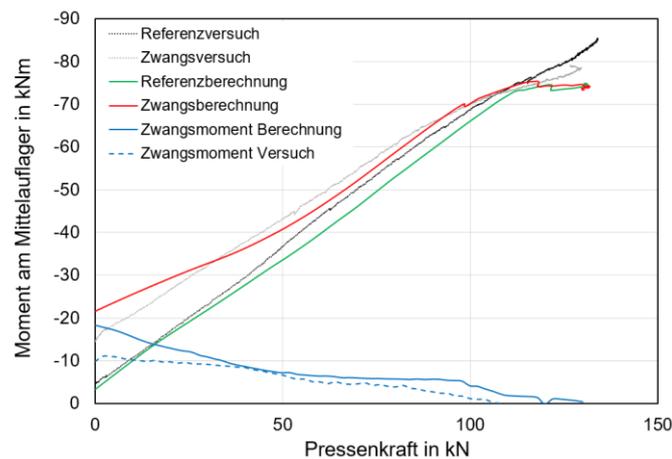


Abbildung 31:  $\rho_s=1,21\%$ , Last – Momentenbeziehung: Versuch und FEM



## ARBEITSPAKET 4 – VERSUCHE MIT TEMPERATURZWANG

AutorInnen: Dipl.-Ing. Dipl.-Ing Michael Mayer (TU Graz – IBB)  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)  
Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Freytag (TU Graz – LKI)  
Assoc.Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.techn. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

#### Ziele:

- Experimentelle Quantifizierung des Einflusses der Parameter Rissbildung, plastische Rotation und Betonkriechen auf die Zwangsschnittgrößen bei Temperatureinwirkung
- Messen von Schnittgrößenumlagerungen vom Stütz- zum Feldbereich und umgekehrt im ULS

#### Beschreibung der Inhalte:

Die geplanten Versuche mit der vorgesehenen Kombination von Last-, und Verformungseinwirkung stellt eine Neuheit zur Ermittlung der Zwangsschnittgrößen in Stahlbetontragwerken dar. Um den Einfluss des Maßstabs zu studieren, wird diese Serie mit brückenähnlicher Querschnittshöhe (0,65m) durchgeführt. Es handelt sich hierbei um einen beidseitig eingespannten Balken. Die Querschnittshöhe und die Länge des Balkens werden für alle Versuche konstant gehalten. Zur Erzeugung einer Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe wird auf die Oberseite des Balkens eine regulierbare Heizmatte gelegt. Die Temperatur der Heizmatte sollte nicht größer als 60°C sein, um eine Änderung der Mikrostruktur des Betons infolge der Erwärmung zu vermeiden. Zusätzlich werden die Balken mit einer Einzelkraft belastet. Die Zwangsschnittgrößen werden an den möglichst starr ausgebildeten Auflagern mittels Kraftmessdosen erfasst. Zusätzlich zu den Auflagerreaktionen werden die Bereiche mit und ohne Rissbildung sowie die Verformungsfigur kontinuierlich aufgenommen. Hiermit kann der Einfluss des Kriechens auf die Zwangsschnittgrößen indirekt ermittelt werden. Die Änderung der Zwangsschnittgrößen infolge der Änderung des Zustands des Balkens wird über die Lasteinwirkung gesteuert. Es werden zwei unterschiedliche Bewehrungsgrade für Feld- und Stützbereich getestet. Darüber hinaus wird das Verhältnis der Bewehrungsgrade zwischen Feld- und Stützbereich so geändert, dass einmal eine Umlagerung vom Stütz- zum Feldbereich und einmal

umgekehrt erwartet werden kann. Für jede Bewehrungskonfiguration werden maximal zwei Versuche getestet, so dass insgesamt 8 Versuche notwendig sind. Der Einfluss des Kriechens im SLS wird durch Halten der einwirkenden Last und des Temperaturprofils für eine bestimmte Zeit erfasst. Der Einfluss des nichtlinearen Kriechens wird dadurch simuliert, dass das Lastniveau bis auf 90 % der Bruchlast aufgebracht, und anschließend konstant gehalten wird.

**Methode:**

- Experimentelle und statistische Untersuchung, Interpretation der Ergebnisse auf mechanischer Grundlage

**Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:**

**M3:** Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

## 2. Ziel der Untersuchungen

Da sich in statisch unbestimmten Systemen Verformungseinwirkungen im Allgemeinen nicht frei einstellen können, entstehen Zwangsschnittgrößen, welche erforderlich sind um die Verformungskompatibilität zu gewährleisten.

Die Größe von Zwangbeanspruchungen in Betonbauteilen wird von Effekten wie Rissbildung, Kriechen und Fließgelenksbildung maßgeblich beeinflusst und in linear elastischen Berechnungen im Zuge der Tragwerksplanung häufig überschätzt.

Aufgrund der Vielzahl an Einflüssen auf die Zwangbeanspruchungen ist die normative Erfassung ebendieser (siehe Arbeitspaket 2) als konservativ zu bewerten. Daher zielen die vorliegenden Versuche auf eine ganzheitliche Quantifizierung der Zwangbeanspruchungen zufolge einer Temperatureinwirkung ab. Untersucht wird die Entwicklung der Zwangsschnittgrößen sowohl auf Gebrauchslast- als auch auf Traglastniveau. Basierend auf dem Erkenntnisgewinn zufolge der Versuche werden in Arbeitspaket 8 Vorschläge zur normativen Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen abgeleitet.

Ergänzend dienen die Versuche der Erfassung des Potentials von plastischen Umlagerungen aus dem Feld- hin zu den Stützbereichen. Kenntnisse hierzu sind speziell im Hinblick auf die Ertüchtigung, bzw. die Integralisierung von Bestandstragwerken mit begrenzt vorhandener Feldbewehrung von großem Interesse. Während ausreichende normative Regelungen zur Berücksichtigung von plastischen Umlagerungen von Stütz- zu Feldbereichen vorliegen (vgl. [23]) wird der umgekehrte Fall für die Tragwerksplanung nur unzureichend erfasst. Wobei die Anwendung der Verfahren zur Ausnutzung des plastischen Potentials häufig auch hinsichtlich des statischen Systems beschränkt wird.

In den weiteren Abschnitten wird zu Beginn auf das allgemeine Versuchsprogramm eingegangen. Hierbei werden der Versuchsaufbau, der Versuchsablauf, sowie die Geometrien der Versuchsbalken detailliert beschrieben.

Anschließend werden die Versuchsdurchführung eines jeden Versuchsbalkens und etwaige Abweichungen vom Versuchsplan, bzw. sonstige Besonderheiten dargestellt.

Die letzten Abschnitte stellen eine Zusammenfassung der wesentlichsten Ergebnisse aus den Versuchsdurchführungen dar. Der Fokus liegt hierbei auf den oben genannten Punkten der Entwicklung der Zwangbeanspruchungen sowie der Auswertung plastischer Umlagerungen.

### 3. Versuchsprogramm

Der folgende Abschnitt dient der Darstellung des an der TU Graz durchgeführten Versuchsprogramms mit 8 Versuchsbalken. Nähere Informationen hierzu können auch [41] entnommen werden.

#### 3.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau war derart gestaltet, dass der Überbau einer Integralbrücke möglichst realitätsnah nachgebildet wird. In Abbildung 32 wird der generelle Versuchsaufbau vereinfacht, inklusive des statischen Systems, dargestellt.

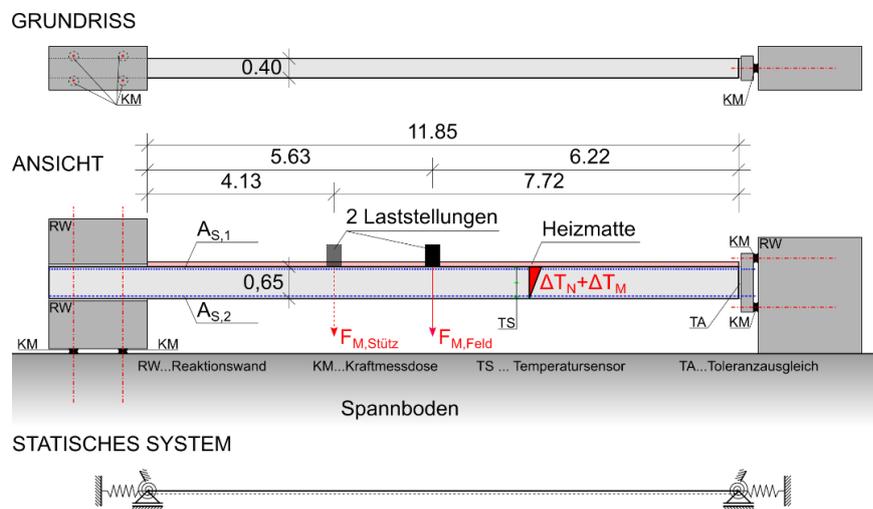


Abbildung 32: Schema Versuchsaufbau TU Graz

Die vereinfachte Darstellung zeigt den Balken inklusive der Widerlagerkonstruktionen, wobei auf die jeweiligen Bestandteile noch detailliert eingegangen wird. Im Weiteren wird das im obigen Bild linke Widerlager als ‚linkes Widerlager‘ und das rechte als ‚rechtes Widerlager‘ bezeichnet.

Das Grundkonzept des Versuchs geht von einer beidseits starren, unverschieblichen Lagerung der Versuchsbalken aus. Wobei der im Versuch erzielte Einspanngrad hinsichtlich der Verdrehungen bei ca. 90 % und der Axialverschiebungen bei ca. 60 % gelegen hat. Der hohe Behinderungsgrad in Axialrichtung bildet somit den Überbau einer Integralbrücke nicht gänzlich zutreffend ab, da die horizontale Verformung des Rahmenecks bei Integralbrücken näherungsweise der freien Verformung entspricht, wodurch die im Versuch auftretenden Zwangnormalkräfte tendenziell höher waren, als jene in vergleichbaren Brückentragwerken. Dieser Effekt wurde mit Blick auf eine vergleichbare Versuchsdurchführung in Kauf genommen.

Der beidseitig eingespannte Versuchsbalken hatte eine freie Länge, zwischen den Einspannpunkten, von 11,85 m. Der Balkenquerschnitt war 0,40 m breit und 0,65 m hoch. Die Höhe wurde mit 0,65 m festgelegt, um einen brückenähnlichen Querschnitt mit einer Schlankheit ( $\lambda = l/d$ ) von ca. 20 zu nachzubilden. Auf die Materialparameter und die Bewehrungsanordnung der Versuchsbalken wird in Abschnitt 3.3 dieses Arbeitspakets eingegangen.

Die Zwangbeanspruchung wurde durch die Anordnung von Silikonheizmatten an der Balkenoberseite eingebracht. Durch die Anordnung der Heizmatten entstand ein über die Balkenhöhe veränderliches Temperaturfeld. Dieses Temperaturfeld bestand aus einem konstanten, einem linearen und einem nichtlinearen Temperaturanteil. Der konstante Temperaturanteil führte aufgrund der teilweise behinderten Axialdehnung des Balkens zu einer Zwangnormalkraft, während aus dem linearen Temperaturanteil und der Behinderung zufolge der Einspannung ein Zwangmoment resultierte. Der nichtlineare Anteil des Temperaturfelds führte zu Eigenspannungen und erzeugte somit keine zusätzlichen Schnittkräfte. Abbildung 33 zeigt beispielhaft eine Temperaturfeldzerlegung gemäß [42].

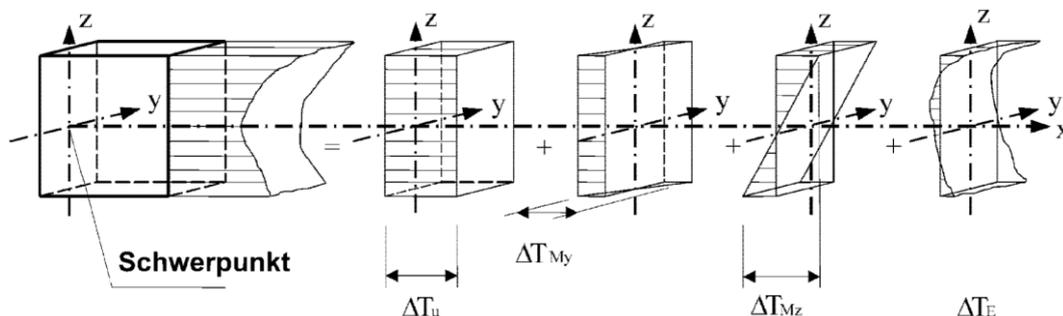
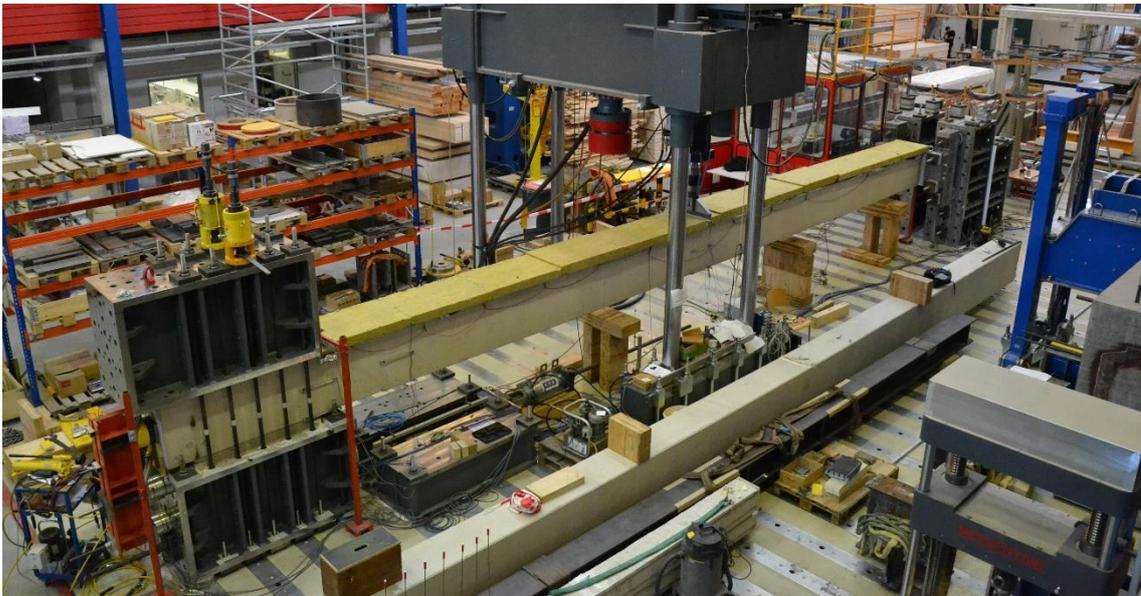


Abbildung 33: Temperaturfeldzerlegung [42]

Da die Entwicklung der Zwangbeanspruchung während verschiedener Lastzustände untersucht werden sollte, wurde, zusätzlich zu Temperatur und Eigengewicht, eine stufenweise veränderliche Einzellast appliziert. Auf die Lastgeschichte wird in Abschnitt 3.2 dieses Arbeitspaketes eingegangen. Wie in Abbildung 32 dargestellt wird, waren 2 Lastpositionen vorgesehen. Lastposition 1, welche sich näher am linken Auflager befand, wurde bei den Versuchsbalken 1 bis 4 verwendet, bei welchen eine Schnittkraftumlagerung vom Stütz- in den Feldbereich untersucht wurde. Lastposition 2 war annähernd in Trägermitte und wurde bei den Versuchsbalken 5 bis 8 verwendet, um eine Schnittkraftumlagerung vom Feld- in die Stützbereiche zu generieren. Die genauen Maße der Lastpositionen wurden durch die Abmessungen des Spannfelds und der Presse bestimmt.

Neben dem generellen Aufbau wird nachfolgend auf weitere wesentliche Punkte des Versuchsaufbaus eingegangen und die Ausbildung der beiden Widerlager detailliert beschrieben.

Abbildung 34 zeigt die Umsetzung des Versuchsaufbaus im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz.



**Abbildung 34: Großversuch im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz**

Wie in Abbildung 34 zu erkennen ist, wurden auf den Heizmatten Dämmplatten aufgelegt, um ein Abfließen der Heizwärme nach oben hin zu unterbinden. Zwischen den Heizmatten und den Dämmplatten wurde eine Schicht aus Silberpapier angeordnet und diese geerdet. Die Zwischenschicht war erforderlich, um Störungen der Temperatursensoren im Balken zufolge des elektromagnetischen Felds der Heizmatten zu verhindern.

Abbildung 35 zeigt links eine Silikonheizmatte im Rahmen eines Vorversuchs zur Kalibrierung der einbetonierten Temperatursensoren und rechts die zusätzliche Anordnung von Silberfolie und Dämmplatten. Auf die angeordnete Messtechnik selbst wird in Abschnitt 3.4 eingegangen.



**Abbildung 35: Vorversuch zur Eignung der Silikonheizmatten**

Die Widerlagerkonstruktionen wurden nicht baugleich ausgeführt (siehe Abbildung 34). Gründe hierfür sind die Montage der Versuchsbalken und das messtechnische Konzept (vgl. Abschnitt 3.4), welches so konzipiert ist, dass sowohl die horizontalen als auch die vertikalen Auflagerkräfte mit Hilfe von Kraftmessdosen messtechnisch erfasst werden können. Nachfolgend werden die beiden Widerlagerkonstruktionen detailliert beschrieben. An dieser Stelle ist anzumerken, dass die Widerlager im Lauf der Versuchsreihe verstärkt wurden, wobei im Weiteren auf die endgültig verstärkten Konstruktionen eingegangen wird. Die Verstärkungen dienten einem verbesserten Horizontallastabtrag der, infolge der Rissbildung des Balkens (vgl. Arbeitspaket 3, Abschnitt 3.1), überproportional anwachsenden Balkennormalkraft.

### **WIDERLAGER ‚RECHTS‘**

Die praktische Umsetzung des rechten Widerlagers wird in Abbildung 36 in einem Montagezustand und im Endzustand dargestellt.



**Abbildung 36: Widerlager ‚rechts‘ während der Montage und im Endzustand**

Das Widerlager wurde derart konzipiert, dass 4 horizontale Kraftmessdosen angeordnet werden konnten, wodurch auf die Balkennormalkraft und das Einspannmoment rückgeschlossen werden konnte. Eine möglichst starre Ausbildung des Widerlagers wurde durch die Anordnung von Reaktionswandelementen aus Stahl gewährleistet, welche im geeichten Spannboden verankert wurden. Die Verankerung erfolgte über, mit 864,50 kN

vorgespannte, Spannstangen ( $\varnothing$  36 mm). Zwischen den Reaktionswandelementen wurden Papierschichten angeordnet, um den Reibungskoeffizienten zwischen den Reaktionswandelementen zu erhöhen.



**Abbildung 37: Verankerung der GEWI Stäbe**

Die Montage der Versuchsbalken erfolgte über, in die Balken einbetonierte, GEWI Stäbe (Gewindestäbe; SAS 670;  $\varnothing$  28 mm), welche mittels Drehmomentenvorspannung gegen eine 150 mm starke Ankerplatte gespannt wurden. Abbildung 37 zeigt die Rückseite der Ankerplatte inklusive der Verankerung der GEWI Stäbe.

Die GEWI Stäbe in der oberen Reihe wurden mit einem Drehmoment von 2000 Nm und die der unteren Reihe mit einem Drehmoment von 1000 Nm vorgespannt. Die exzentrische Vorspannung wurde gewählt, da an der

Oberseite der Einspannungen Zugspannungen auftreten und der Übergang zwischen Balken und Widerlagerkonstruktion nicht klaffen sollte. Die Verbindung der Versuchsbalken mit dem

rechten Widerlager erfolgte vor der Endmontage des linken Widerlagers. Hierdurch sollten zusätzlich Systemzwänge möglichst minimiert werden.



**Abbildung 38: Toleranzausgleich mit Mörtelfuge**

Der Toleranzausgleich zwischen den Balken und der Widerlagerkonstruktion erfolgte mittels einer Mörtelschicht. Diese Mörtelschicht wird in Abbildung 38 dargestellt.

### **WIDERLAGER ‚LINKS‘**

In Abbildung 39 wird das linke Widerlager gezeigt. Bei diesem Widerlager wurden 4 Kraftmessdosen an der Unterseite des unteren Reaktionswandelements angeordnet, um über die vertikalen Auflagerkräfte in Kombination mit den horizontalen Auflagerkräften am rechten Widerlager auf den Schnittgrößenverlauf im Balken rückschließen zu können.



**Abbildung 39: Widerlager ‚links‘**

Der Balken wurde während der Befestigung am rechten Widerlager auf Zwischenstützungen, sowie auf dem unteren Reaktionswandelement des linken Widerlagers aufgelegt. Zwischen Balken und Reaktionswandelement wurden noch 2 Stahlplatten zur Höhenjustierung und eine Mörtelschicht als Toleranzausgleich vorgesehen. Das Reaktionswandelement selbst wurde über 4 Spannstangen ( $\varnothing$  36 mm;  $P = 864,50$  kN) mit dem Spannboden verbunden. Die Lage der Spannstangen ist ident mit jenen der Kraftmessdosen.

Die Einspannung des Versuchsbalkens im linken Widerlager erfolgte durch das Aufsetzen eines weiteren Reaktionswandelements und das Zusammenspannen ebendieses mit dem unteren Reaktionswandelement. Die Verbindung der Reaktionswandelemente wurde mit 10 Spannstangen ( $\varnothing$  36 mm;  $P = 864,50$  kN) hergestellt. Der Toleranzausgleich erfolgte wiederum mittels einer Mörtelschicht.

Abbildung 40 und Abbildung 41 zeigen Aufnahmen des unteren Widerlagerparts ohne den Versuchsbalken. Die horizontale Spannstange an der Unterseite des Reaktionswandelements diente dazu ein Rutschen der Fuge zwischen Reaktionswandelement und Spannboden, aufgrund der im Versuch zunehmenden Zwangnormalkraft, auszuschließen. Die horizontale Spannstange wurde vor Einbau des Balkens auf ca. 800 kN vorgespannt und bei Erreichen eines bestimmten Lastniveaus im Versuch wurde die Vorspannkraft auf ca. 1200 kN erhöht. Die Vorspannkraft konnte erst mit fortschreitendem Versuchslastniveau gesteigert werden, da das linke Widerlager ansonsten, ohne die erhöhte Zwangnormalkraft im Versuchsbalken, in die Spannrichtung gerutscht wäre.



**Abbildung 40: Widerlager ‚links‘ – horizontale Spannstange**



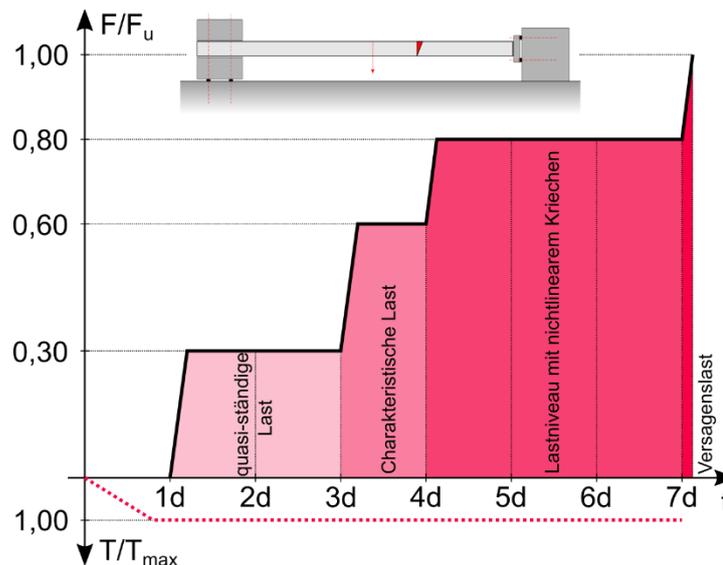
**Abbildung 41: Widerlager ‚links‘ – unteres Reaktionswandelement inklusive Überbrückungsträger**

Der in Abbildung 41, am linken Ende des Reaktionswandelements, sichtbare Überbrückungsträger hingegen diente der direkten Verbindung des Balkens mit dem unteren Reaktionswandelement, um so ein Rutschen der Fuge zwischen den beiden zuvor genannten Stahlplatten bei wachsender Zwangnormalkraft zu verhindern. Hierzu wurde, wie in Abbildung 39 ersichtlich ist, ein hydraulische Presse zwischen dem Überbrückungsträger und dem Versuchsbalken angeordnet. Diese hydraulische Presse wurde in jenem Zeitraum aktiviert (P ca. 300 kN), in welchem die Vorspannkraft in der horizontalen Spannstange von ca. 800 kN auf ca. 1200 kN gesteigert wurde.

Die soeben beschriebenen Verstärkungsmaßnahmen zur Überbrückung maßgebender Fugen wurden im Lauf der Versuchsserie ergänzt. Die horizontale Spannstange wurde, allerdings mit geringerer Vorspannkraft, bereits bei Versuchsbalken 1 angeordnet. Ebenso wurden die Reaktionswandelemente bei Versuchsbalken 1 mit lediglich 6 anstatt der beschriebenen 10 Spannstangen verbunden.

### 3.2 Versuchsablauf

Nachfolgend wird der Versuchsablauf allgemein beschrieben. Auf etwaige Abweichungen hierzu wird in der Beschreibung der Versuchsdurchführung in Abschnitt 4 eingegangen. Die Regeldauer eines Versuches, exklusive der Montagearbeiten, hat ca. 1 Woche betragen. In Abbildung 42 wird der Versuchsablauf graphisch dargestellt.



**Abbildung 42: Allgemeiner Versuchsablauf TU Graz**

Die Versuchsdurchführung erfolgte jeweils von Montag bis Montag der darauffolgenden Woche. Diese strikte Vorgabe war erforderlich, um ähnliche Zeiträume für die geplanten Versuchsphasen zu gewährleisten.

#### **VERSUCHSTAG 1**

Zu Beginn des Versuchs wurde die Trägerunterstellung entfernt und die Heizmatten wurden aktiviert. Die Aufheizphase dauerte ca. 21 h. Nach diesen 21 h sollte sich ein stationäres Temperaturfeld mit einer Differenztemperatur von ca. 20°C am oberen Messsensor (siehe Abschnitt 3.4) im Trägerinneren eingestellt haben und konstant gehalten werden. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass das Temperaturfeld nach diesen 21 h teilweise noch instationär war. Die Folgen hieraus werden allerdings in der Versuchsauswertung berücksichtigt.

#### **VERSUCHSTAG 2**

Im Anschluss an die Aufheizphase erfolgte am zweiten Tag die erste Laststeigerung. Die erste Laststeigerung wurde weggesteuert aufgebracht. Nach Erreichen der gewünschten Last,

welche näherungsweise einem quasi-ständigen Lastniveau entspricht, wurde der Balken nochmals entlastet und die Kraft wurde kraftgesteuert bis zum gewünschten Niveau gesteigert und anschließend über einen Zeitraum von ca. 48 h konstant gehalten.

Eine kraftgesteuerte Vorgehensweise war erforderlich, um den Einfluss des Kriechens auf die Zwangbeanspruchungen quantifizieren zu können. Bei weggesteuerter Belastung wäre das Ergebnis eine Relaxation des Versuchsbalkens gewesen. Nichtsdestotrotz erfolgte die erste Laststeigerung weggesteuert um unkontrollierte Nachregelungen der Presse bei einer Steifigkeitsänderung des Balkens (Rissbildung) zu vermeiden.

### **VERSUCHSTAG 3**

An Versuchstag 3 (Mittwoch) wurde die Last konstant gehalten und keine weiteren Veränderungen am Versuch vorgenommen.

### **VERSUCHSTAG 4**

Anschließend an die erste, ca. 48 h dauernde, Kriechphase wurde die Einzellast, wiederum kraftgesteuert, gesteigert. Das hiernach erreichte Lastniveau entsprach in etwa einem charakteristischen (seltenen) Lastniveau. Diese Laststufe wurde über einen Zeitraum von ca. 24 h konstant gehalten.

### **VERSUCHSTAG 5**

Am fünften Versuchstag (Freitag), im Anschluss an die zweite Kriechphase, wurde die Einzelkraft zum wiederholten Male gesteigert und für ca. 72 h konstant gehalten. Die Pressenkraft wurde auf Lastniveau gesteigert, in welchem bereichsweise nichtlineares Kriechen zu erwarten war.

### **VERSUCHSTAG 6 UND 7**

An den Versuchstage 6 (Samstag) und 7 (Sonntag) wurde die Last wiederum konstant gehalten und keine weiteren Veränderungen am Versuch vorgenommen.

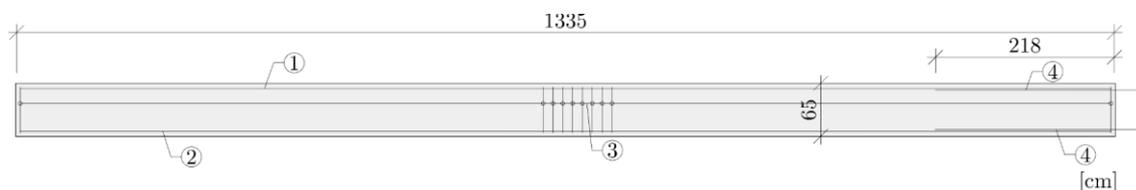
### **VERSUCHSTAG 8**

Am letzten Versuchstag wurde die Last, weggesteuert, bis zum Versagen des Versuchsbalkens, oder einem Fugenrutschen des linken Widerlagers, gesteigert. Hierdurch war es möglich plastische Umlagerungen vom Stütz- zum Feldbereich und vice versa zu beobachten und zu dokumentieren.

### 3.3 Versuchsbalken

Die acht Versuchsbalken haben eine Gesamtlänge (ohne Überstand der GEWI Stäbe) von 13,35 m. Der Querschnitt ist 0,65 m hoch und 0,40 m breit. Die Betongüte wurde mit C 30/37 und die Stahlgüte mit B 550B festgelegt. Genaue Informationen zu den tatsächlich ermittelten Materialparametern folgen in Abschnitt 5.1 dieses Arbeitspakets.

Im Zuge der Versuchsplanung wurden vier Bewehrungskonfigurationen festgelegt, wobei jede Konfiguration zweimal geprüft wurde. Hieraus ergaben sich in Summe acht Balken wovon jeweils 2 ident waren. Die Variation der Bewehrung wurde durchgeführt, um einerseits den Einfluss des Bewehrungsgrades auf den Abbau der Zwangbeanspruchungen und andererseits plastische Umlagerungen von Stütz- zu Feldbereich und umgekehrt untersuchen zu können. Die hierfür maßgebende Längsbewehrung hat in allen Fällen einen Durchmesser von 26 mm. Hierdurch werden Unterschiede in den Versuchen zufolge ungleicher Verbundeigenschaften ausgeschlossen und die Vergleichbarkeit der Versuche gewährleistet. Die Bewehrungsgrade wurden so gewählt, dass übliche im Brückenbau zur Anwendung kommende Bewehrungsgrade untersucht wurden. Abbildung 43 zeigt eine allgemeine Ansicht eines Versuchsbalkens (vgl. [41]) und Tabelle 3 gibt zugehörig zu Abbildung 43 eine Übersicht über die Bewehrung je Versuchsbalken (VB).

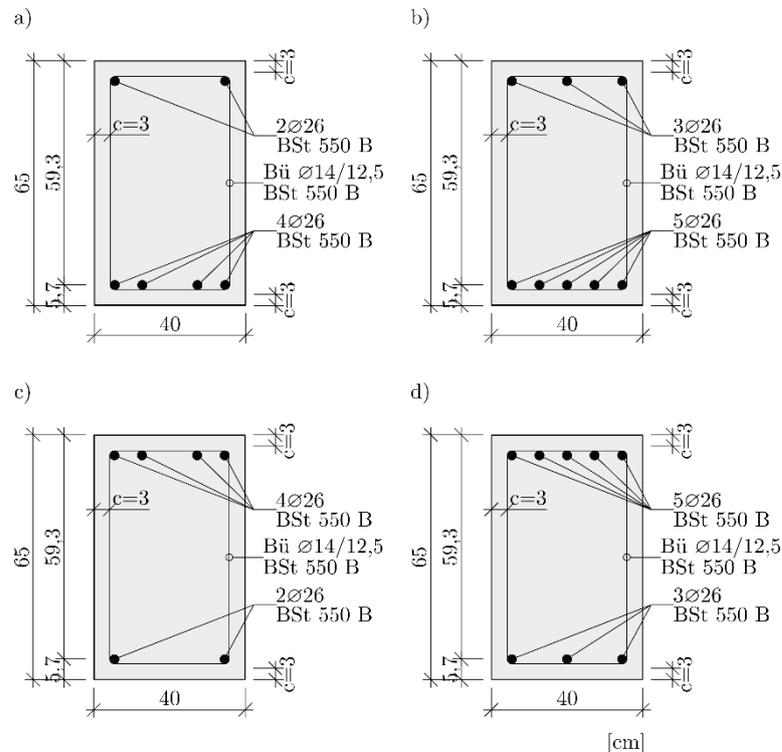


**Abbildung 43: Ansicht Bewehrungskonfiguration TU Graz [41]**

**Tabelle 3: Bewehrungskonfigurationen TU Graz**

	Umlagerung Stütz- zu Feldbereich		Umlagerung Feld- zu Stützbereich	
	VB 1+2	VB 3+4	VB 5+6	VB 7+8
1: Längsbewehrung oben	2 Ø 26	3 Ø 26	4 Ø 26	5 Ø 26
2: Längsbewehrung unten	4 Ø 26	5 Ø 26	2 Ø 26	3 Ø 26
3: Bügelbewehrung	Ø 14/ 12,50	Ø 14/ 12,50	Ø 14/ 12,50	Ø 14/ 12,50
4: GEWI Stäbe	4 Ø 28	4 Ø 28	4 Ø 28	4 Ø 28
$\rho_{\text{Stütz}}$ in %	0,450	0,675	0,900	1,125
$\rho_{\text{Feld}}$ in %	0,900	1,125	0,450	0,675

Ergänzend zu Abbildung 43 und Tabelle 3 werden in Abbildung 44 die Querschnitte der Versuchsbalken dargestellt.



**Abbildung 44: Querschnitte der Versuchsbalken a) VB 1+2, b) VB 3+4, c) VB 5+6 und d) VB 7+8 [41]**

Die Betondeckung hat bei allen Balken 3 cm betragen. Die Querkraftbewehrung wurde mit Bügeln Durchmesser 14 mm alle 12,50 cm konstant über die Trägerlänge angeordnet. Hierdurch konnte ein Querkraftversagen der Versuchsbalken ausgeschlossen werden. Detaillierte Angaben zur konstruktiven Durchbildung sowie vereinfachte Bewehrungsskizzen aller Balken können [41] entnommen werden.



**Abbildung 45: Hüllrohre über GEWI Stäben**

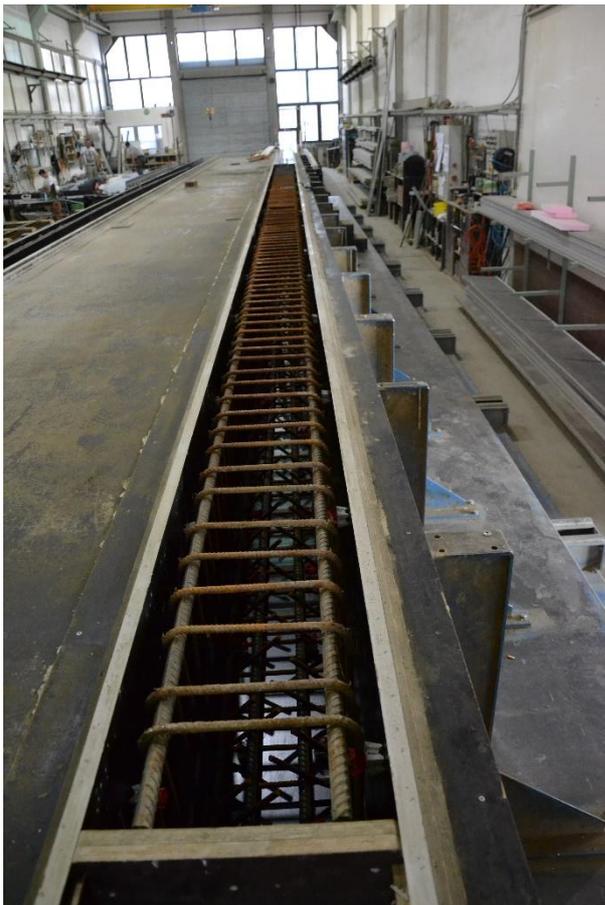
Am rechten Trägerende wurden acht, über das Trägerende auskragende, GEWI Stäbe (SAS 670; Ø 28 mm) mit einbetoniert. Diese dienten, wie bereits zuvor beschrieben, der Verbindung des Trägers mit der rechten Widerlagerkonstruktion. Da die GEWI Stäbe vorgespannt wurden, wurden die ersten 10 cm der Stäbe in den Versuchsbalken mit Hüllrohren ummantelt, um die Vorspannkraft via Verbund nicht direkt am Balkenanschnitt einzuleiten. Abbildung 45 zeigt ein Bild der Hüllrohre vor der Betonage.



**Abbildung 46: VB 2 ohne Ausnehmung und VB 3 mit Ausnehmung am Balkenende**

Ausnehmung und VB 3 (rechts) mit Ausnehmung verglichen. Die Ausnehmung hatte eine Höhe von 17 cm und eine Tiefe von 1 cm. Ebenfalls zu erkennen sind die über das Balkenende hinausragenden GEWI Stäbe.

Ebenfalls am rechten Balkenende wurde, ab Versuchsbalken 3, eine Ausnehmung vorgesehen. Die Ausnehmung sollte eine konvexe Oberfläche des Trägerendes zufolge von Herstellungsungenauigkeiten und Schwindefeffekten und somit größere Einbautoleranzen, bzw. im Extremfall eine Gelenkbildung an der Einspannstelle, verhindern. In Abbildung 46 werden die Trägerenden von VB 2 (links) ohne



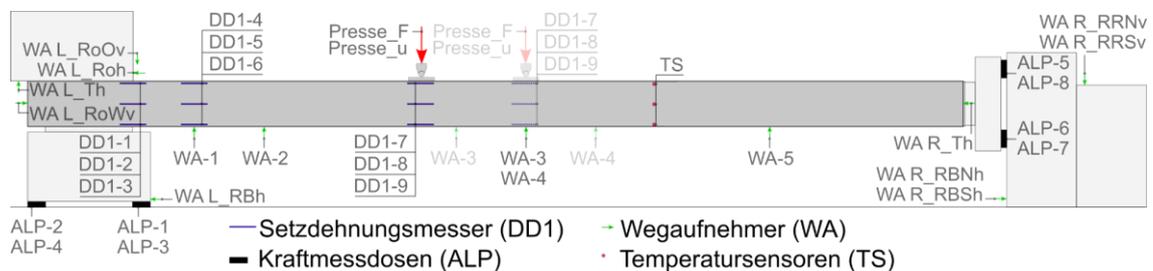
**Abbildung 47: Bewehrungskorb VB 6 vor Betonage**

In den Drittelpunkten der Versuchsbalken wurden Kompaktanker für den Transport der Balken eingebaut. Die Versuchsbalken 5 bis 8 wurden im Gegensatz zu den Balken 1 bis 4 um 180° gedreht hergestellt. Grund hierfür war die ansonsten nicht zu garantierende Verdichtung aufgrund des hohen Längsbewehrungsgrades in der oberen Lage. Die Herstellung der Balken erfolgte im Fertigteilverwerk der Firma Rauter Fertigteilverbau GmbH in Niederwölz. Abbildung 47 zeigt den Bewehrungskorb des Versuchsbalkens 6 vor der Betonage im Fertigteilverwerk.

### 3.4 Messeinrichtungen und Dokumentation

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden zu Versuchsbeginn, nach jeder Laststeigerung, sowie nach jeder Kriechstufe, das Rissbild und die maßgebenden Rissbreiten und Rissabstände an den Balken markiert und dokumentiert. Detaillierte Angaben zu den Rissbildern sind [41] zu entnehmen.

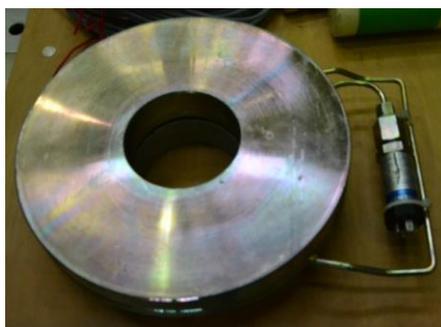
Unabhängig von den Rissbildern erfolgte eine kontinuierliche Aufzeichnung der Messdaten. Die Messdaten wurden während einzelner Laststufen im Sekundentakt und in den Phasen der Langzeitmessungen (Kriechen) im Minutentakt aufgezeichnet. Eine Übersicht der messtechnischen Einrichtungen zur kontinuierlichen Datenerfassung für beide Laststellungen ist in Abbildung 48 dargestellt.



**Abbildung 48: Übersicht messtechnische Überwachung**

Wie in Abbildung 48 ersichtlich ist wurde eine Vielzahl an kontinuierlichen Messungen durchgeführt. Nachfolgend werden die kontinuierlichen Messungen hinsichtlich ihrer Messgrößen (Kraft, Weg, Dehnung und Temperatur) aufgeschlüsselt.

#### KRAFTMESSUNGEN



**Abbildung 49: Kraftmessdose**

An den Widerlagerkonstruktionen erfolgte eine kontinuierliche Aufzeichnung der Auflagerkräfte. Diese wurden über 4 Kraftmessdosen (Ankerlastplatten - ALP) je Auflager erfasst. Die Kraftmessdosen wurden am linken Auflager derart angeordnet, dass Vertikalkräfte erfasst werden, wohingegen am rechten Auflager Horizontalkräfte bestimmt wurden. Abbildung 49 zeigt eine der verwendeten Kraftmessdosen. Neben der

Messung der Auflagerkräfte wurden die Pressenkräfte, sowie die Kräfte in den Verstärkungsmaßnahmen (Presse horizontale Spannstange und hydraulische Presse) aufgezeichnet. Mit Hilfe dieser Ergebnisse war es möglich, die Schnittkraftverteilung entlang der Versuchsbalken für jeden Zeitpunkt zu berechnen.

## **WEGMESSUNGEN**

Wegmessungen erfolgten sowohl entlang der Versuchsbalken als auch an den Widerlagerkonstruktionen via Wegaufnehmern. Die Messungen entlang der Versuchsbalken dienten der Erfassung der Biegelinien, wohingegen die Messungen an den Widerlagern, in Kombination mit den Schnittkräften, die Bestimmung äquivalenter Federsteifigkeiten an den Einspannpunkten ermöglichten. Abbildung 50 und Abbildung 51 zeigen einen Wegaufnehmer (WA) an der Balkenunterseite und Wegaufnehmer zur Bestimmung etwaiger Widerlagerverformungen. Zusätzlich zu den genannten Wegmessungen erfolgte eine Aufzeichnung des Pressenwegs (Presse für Belastung Versuchsbalken).



**Abbildung 50: WA Balkenunterseite**



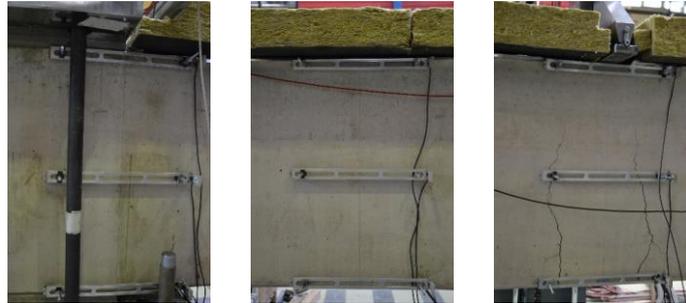
**Abbildung 51: WA Widerlager**

## **DEHNUNGSMESSUNGEN**

In jeweils 3 Bereichen der Versuchsbalken erfolgten, über die Höhe verteilte, Dehnungsmessungen. Infolge dieser Dehnungsmessungen war es möglich die bereichsweise die Dehnungsebenen zu bestimmen. Die Messungen erfolgten mittels Setzdehnungsmessern (DD1) mit einer Messbasis von 38 cm. Diese wurden im linken Einspannbereich, 87,50 cm davon entfernt und direkt unter der Presse angeordnet. Über die Höhe wurden, je betrachteten Querschnitt, 3 Sensoren montiert. Die randnahen DD1 hatten einen Abstand von 2 cm zur Balkenober- bzw. Unterseite. Der dritte Sensor wurde jeweils auf halber Balkenhöhe abgebracht.

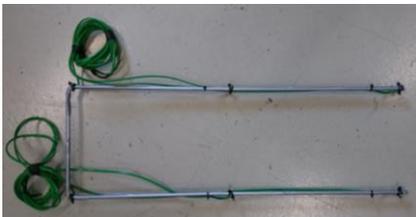
Infolge dieser Messungen war es, bereichsweise, möglich Rückschlüsse auf Änderungen in der Druckzonenhöhe bzw. auf Dehnungsänderungen zufolge der Langzeiteffekte zu ziehen.

Abbildung 52 zeigt die Dehnungsmessungen an den drei genannten Punkten.



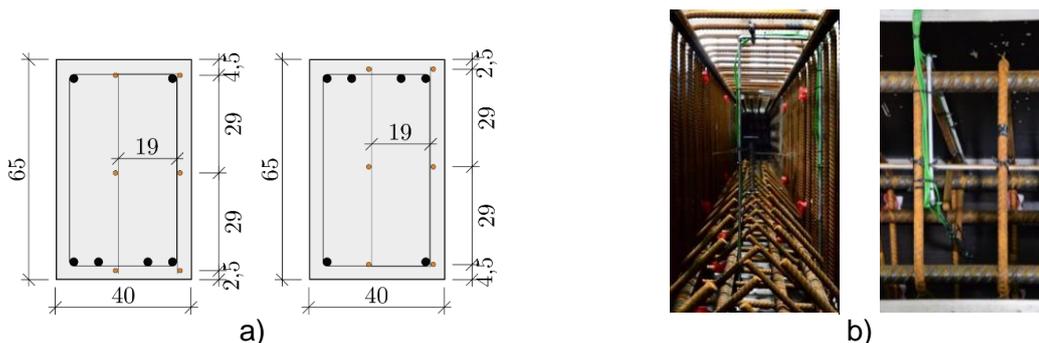
**Abbildung 52: Bereichsweise Dehnungsmessung**

### TEMPERATUR- UND KLIMAMESSUNGEN



**Abbildung 53: Hilfskonstruktion zur Montage der Temperatursensoren**

In den Versuchsbalken wurden jeweils sechs Temperatursensoren montiert, um das Temperaturfeld im Balkeninneren zufolge des Aufheizprozesses ermitteln zu können. Von den sechs Sensoren wurden jeweils drei im Kern und 3 im Randbereich der Versuchsbalken über die Höhe verteilt angeordnet. Die Montage erfolgte über vorgefertigte Haken aus Bewehrungsstahl, welche mit Isolierband ummantelt wurden (siehe Abbildung 53). In Abbildung 54 wird die Anordnung der Sensoren in den Balken mit überwiegender Stütz- (VB 2 bis VB 4) und überwiegender Feldbewehrung (VB 5 bis VB 8) dargestellt. In VB 1 wurden, zur Verifikation der Vorabberechnungen des Temperaturfeldes, zehn Sensoren eingebaut.



**Abbildung 54: a) Anordnung der Temperatursensoren im Querschnitt und b) Einbau der Temperatursensoren im Querschnitt [41]**

Ergänzend zu den genannten Sensoren wurden sowohl an der Balkenunter- als auch an der Balkenoberseite Temperaturfühler angebracht. Die Sensoren an der Balkenoberseite wurden direkt unter der Trennschicht aus Silberfolie appliziert. Des Weiteren wurden die Temperatur und die Luftfeuchtigkeit in der Versuchshalle, sowie die Heizleistung kontinuierlich aufgezeichnet.

## 4. Versuchsdurchführung

Nachfolgend wird auf die Versuchsdurchführung der acht Versuchsbalken, sowie auf etwaige Abweichungen vom allgemeinen Versuchsplan gemäß Abschnitt 3.2 eingegangen. Weitere detaillierte Ausführungen hierzu sind [41] zu entnehmen. Durchgeführte Vorversuche sowie Vorabberechnungen werden nicht näher erläutert.

### 4.1 Versuchsbalken 1

Versuchsbalken 1 diente der Kalibrierung der Widerlagerkonstruktionen und der Messeinrichtungen, sowie der Validierung der Vorabberechnungen. Insbesondere um die Ergebnisse der Normalkraftentwicklung zufolge Rissbildung überprüfen zu können wurde der erste Versuchsbalken ohne zusätzliche Temperaturbeanspruchung geprüft. Zusätzlich wurden die Kriechphasen über einen längeren Zeitraum gehalten:

- Laststufe 1: ca. 72 h statt 48 h
- Laststufe 2: ca. 48 h statt 24 h
- Laststufe 3: ca. 120 h statt 72 h

Im Rahmen des ersten Versuchsbalkens erfolgte das Zusammenspannen des linken Widerlagers mit 6 Spannstangen. Abbildung 55 zeigt den Versuchsablauf von VB 1.

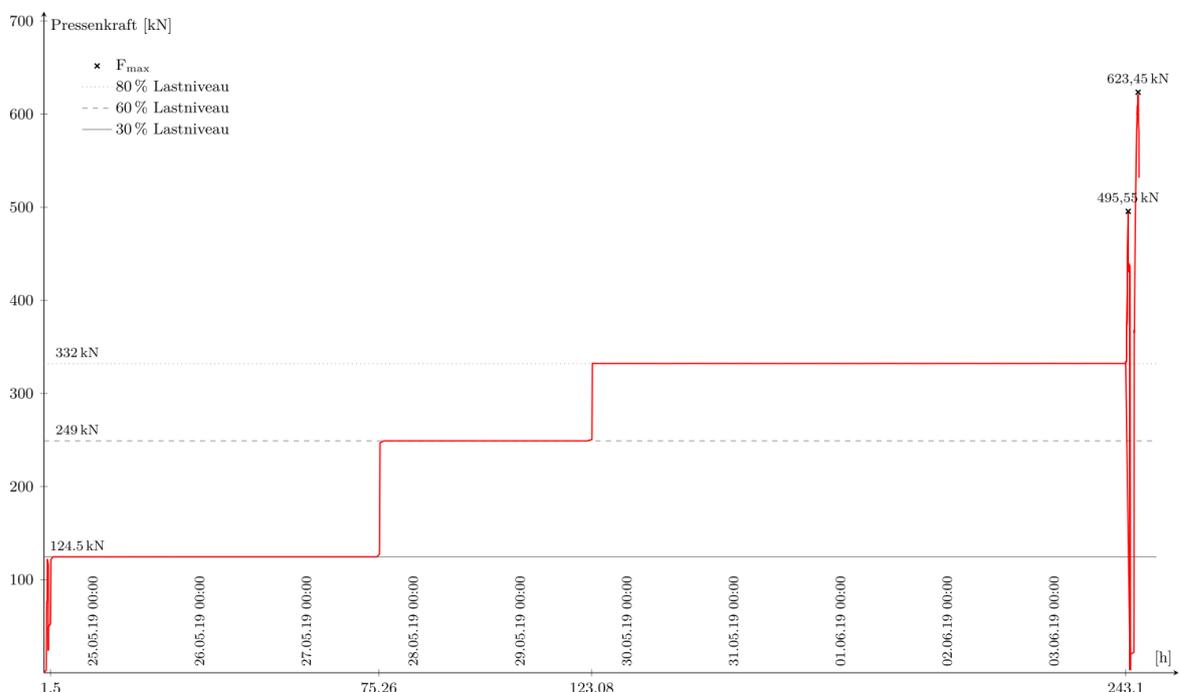
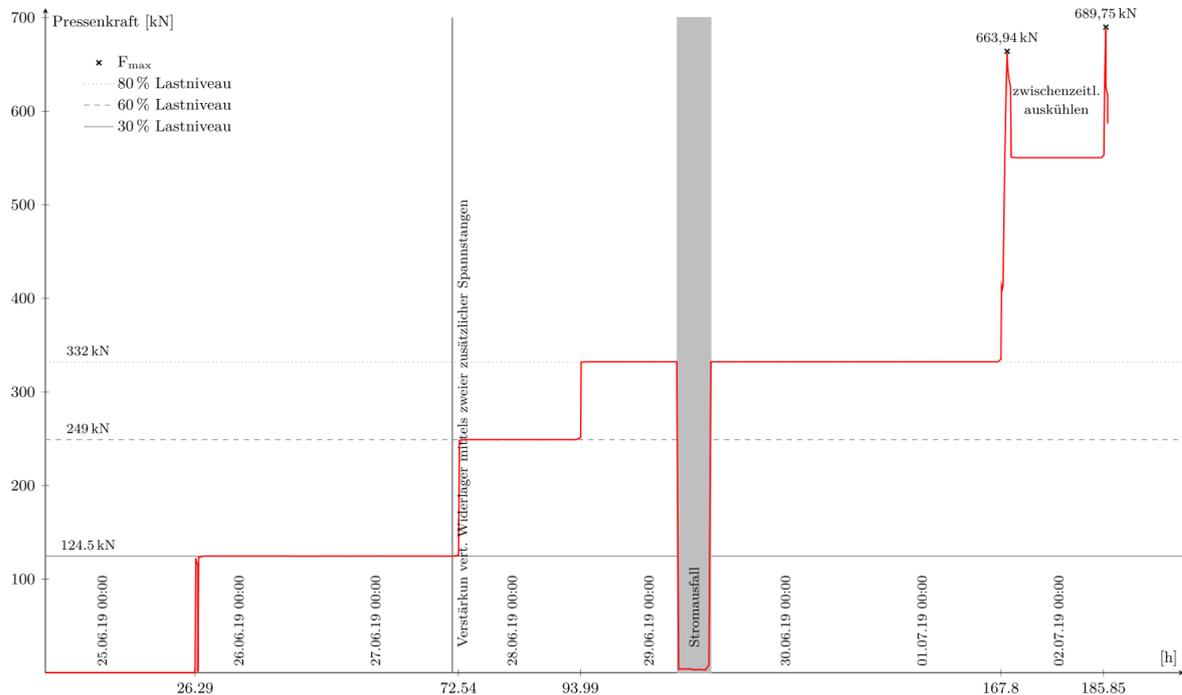


Abbildung 55: Versuchsablauf VB 1 [41]

## 4.2 Versuchsbalken 2

Versuchsbalken 2 wurde nach dem in Abschnitt 3.2 dargestellten Schema geprüft. Abweichend von späteren Prüfkonfigurationen erfolgte die Abdeckung der Heizmatten mit EPS-Platten.

Im Zuge der Versuchsdurchführung wurden die 8 am linken Auflager vorhandenen Spannstangen um 2 Spannstangen ergänzt, wodurch die kritische Fuge zwischen den beiden Stahlplatten unterhalb des Versuchsbalkens eine größere Reibkraft übertragen konnte. In Abbildung 56 wird der Versuchsablauf von VB 2 dargestellt.



**Abbildung 56: Versuchsablauf VB 2 [41]**

Die Versuchsdurchführung wurde durch einen Stromausfall während der dritten Laststufe beeinträchtigt. Nach dem Ende des Stromausfalls wurden das Temperaturniveau und die Pressenkraft vor dem Stromausfall umgehend wiederhergestellt.

### 4.3 Versuchsbalken 3

Die Prüfung des dritten Versuchsbalkens erfolgte nach dem in Abschnitt 3.2 beschriebenen Ablauf. Im Vergleich zu VB 2 wurden die EPS-Platten an der Oberseite der Heizmatten durch Mineralwolle-Platten ersetzt. Ebenfalls wurde ab VB 3 die in Abschnitt 3.1 beschriebene stufenweise Erhöhung der Vorspannkraft in der horizontalen Spannstange vorgenommen. Der Versuchsablauf von VB 3 wird in Abbildung 57 dargestellt.

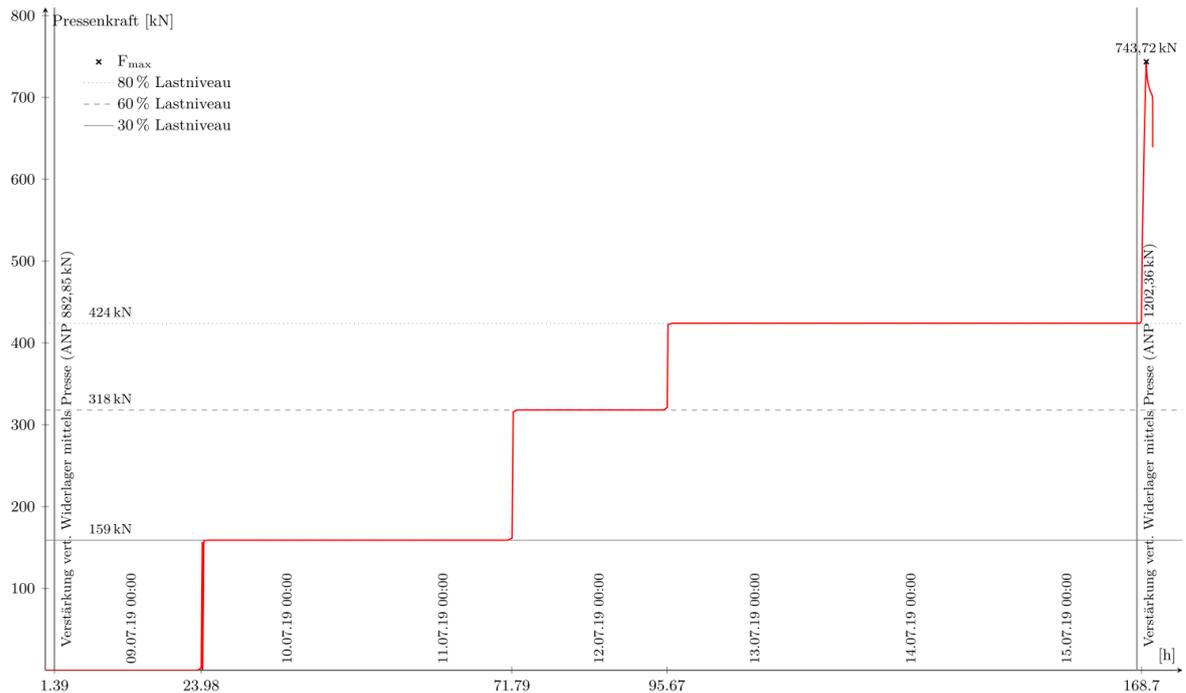


Abbildung 57: Versuchsablauf VB 3 [41]

Bei VB 3 ergab sich, aufgrund von Herstellungsungenauigkeiten, eine schiefe Schalkante am rechten Ende des Versuchsbalkens. Infolge dessen war die Einspannwirkung am rechten Widerlager kleiner als bei den rechten Balken. Der Toleranzausgleich erfolgte mittels Futterblechen.

#### 4.4 Versuchsbaeken 4

Versuchsbaeken 4 wurde nach dem in Abschnitt 3.2 dargestellten Schema gepruift. Waehrend des Aufbaus des linken Widerlagers ist eine Spannstange, aufgrund von Materialversagen, ausgefallen. Die Verbindung der beiden Reaktionswandelemente erfolgte demnach mit 9 anstatt von 10 Spannstangen. Abbildung 58 zeigt den Versuchsablauf von VB 4.

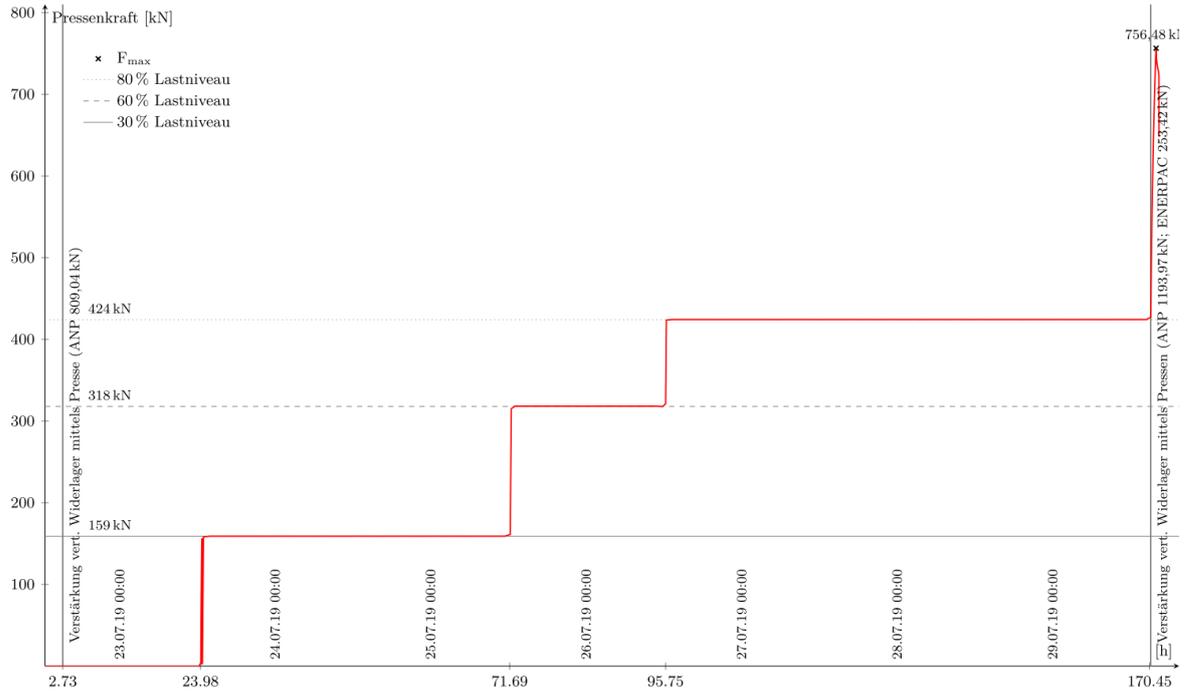


Abbildung 58: Versuchsablauf VB 4 [41]

## 4.5 Versuchsbaeken 5

Die Versuchsdurchfuehrung bei Versuchsbaeken 5 erfolgte prinzipiell gemaeB Abschnitt 3.2. Abweichend vom allgemeinen Ablauf wurde die horizontale Spannstanqe erst waehrend der zweiten Laststeigerung und nicht bereits im Zuge der Widerlagererrichtung auf 800 kN vorgespannt. Der Versuchsablauf von VB 5 ist Abbildung 59 zu entnehmen.

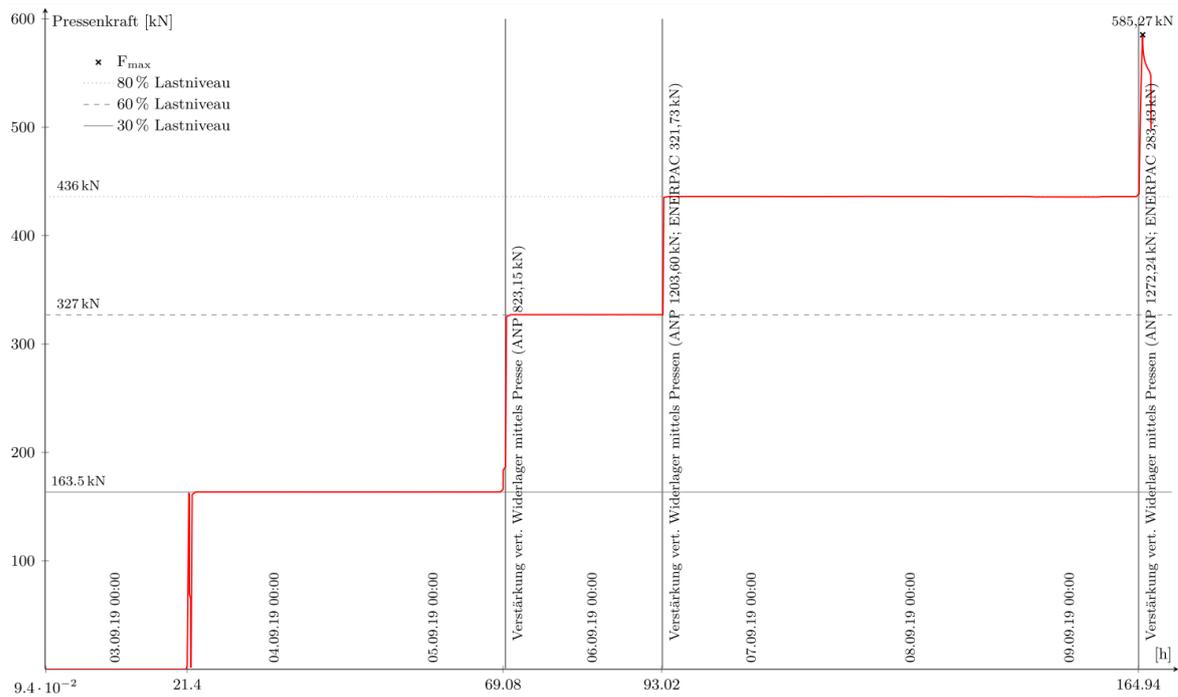
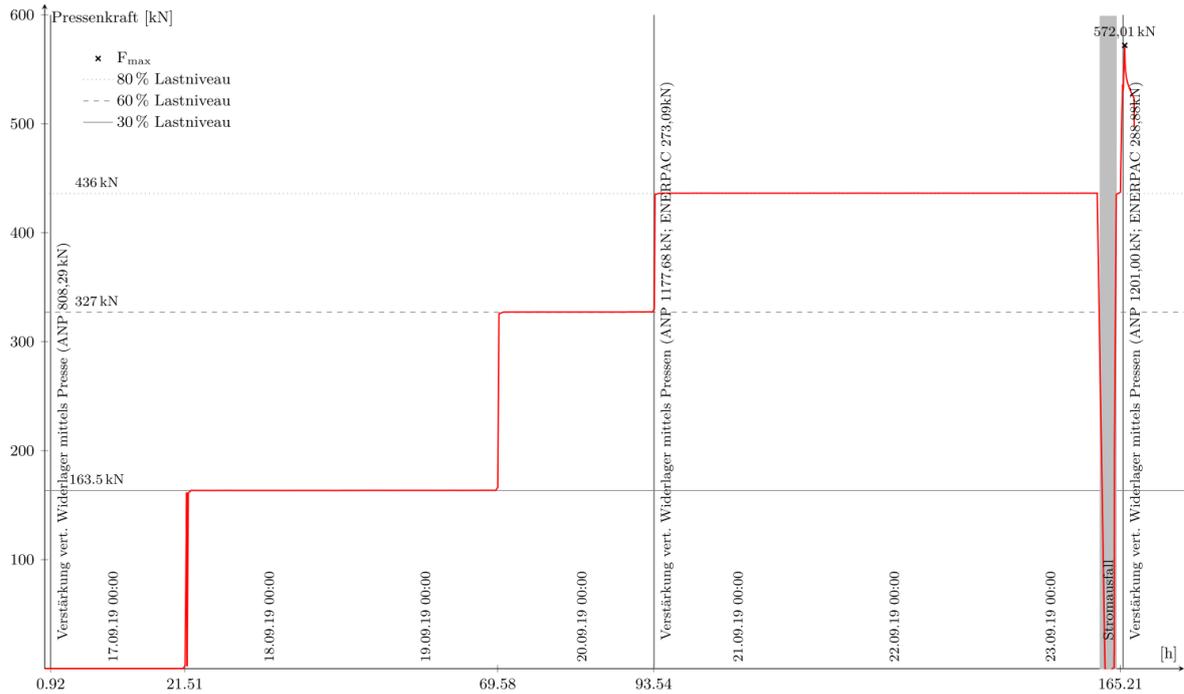


Abbildung 59: Versuchsablauf VB 5 [41]

## 4.6 Versuchsbaeken 6

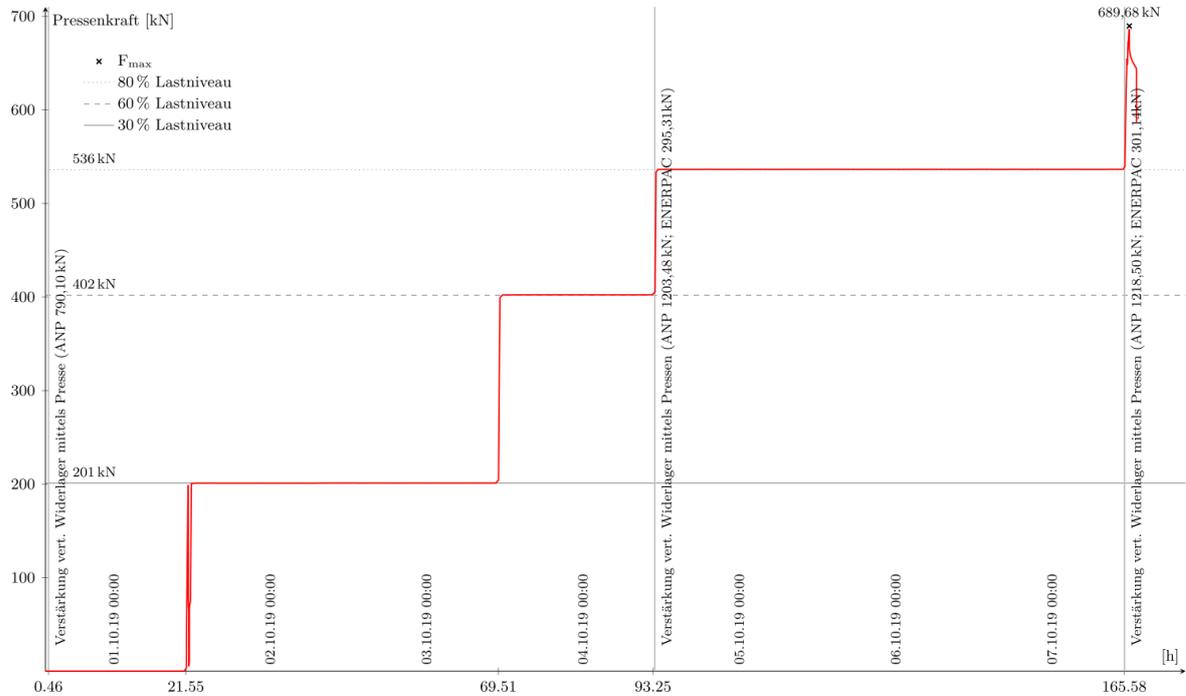
Versuchsbaeken 6 wurde gemäß dem in Abschnitt 3.2 beschriebenen Ablauf geprüft. Während der Versuchsdurchführung kam es, unmittelbar vor der letzten Lasterhöhung, zu einem Stromausfall. Anschließend an das Ende des Stromausfalls wurden die Heizmatten und die Presse wieder aktiviert und auf das Niveau vor dem Stromausfall eingestellt. Der Ablauf von VB 6, inklusive des Stromausfalls, wird in Abbildung 60 dargestellt.



**Abbildung 60: Versuchsablauf VB 6 [41]**

## 4.7 Versuchsbalken 7

Der Prüfablauf von Versuchsbalken 7 hat jenem aus Abschnitt 3.2 entsprochen. Der Versuchsablauf von VB 7 ist Abbildung 61 zu entnehmen.



**Abbildung 61: Versuchsablauf VB 7 [41]**

## 4.8 Versuchsbalken 8

Die Prüfung von Versuchsbalken 8 erfolgte abweichend von Abschnitt 3.2. Im Anschluss an den Aufheizvorgang wurde die Last direkt auf jenes Lastniveau gesteigert, in welchem bereichsweise nichtlineares Kriechen zu erwarten war. Die Änderung der Versuchsdurchführung erfolgte um weitere Erkenntnisse zum nichtlinearen Kriechen im Rahmen dieser Prüfkfiguration zu erhalten. Nichtsdestotrotz wurden die Laststufen anlog zu VB 7 kurzfristig gehalten. Hierdurch war es möglich das Rissbild zufolge der einzelnen Laststufen zu dokumentieren. Des Weiteren waren die kurzen Haltephasen notwendig, um die Verstärkungsmaßnahmen am linken Widerlager umsetzen zu können. Der Versuchsablauf von VB 8 wird in Abbildung 62 dargestellt.

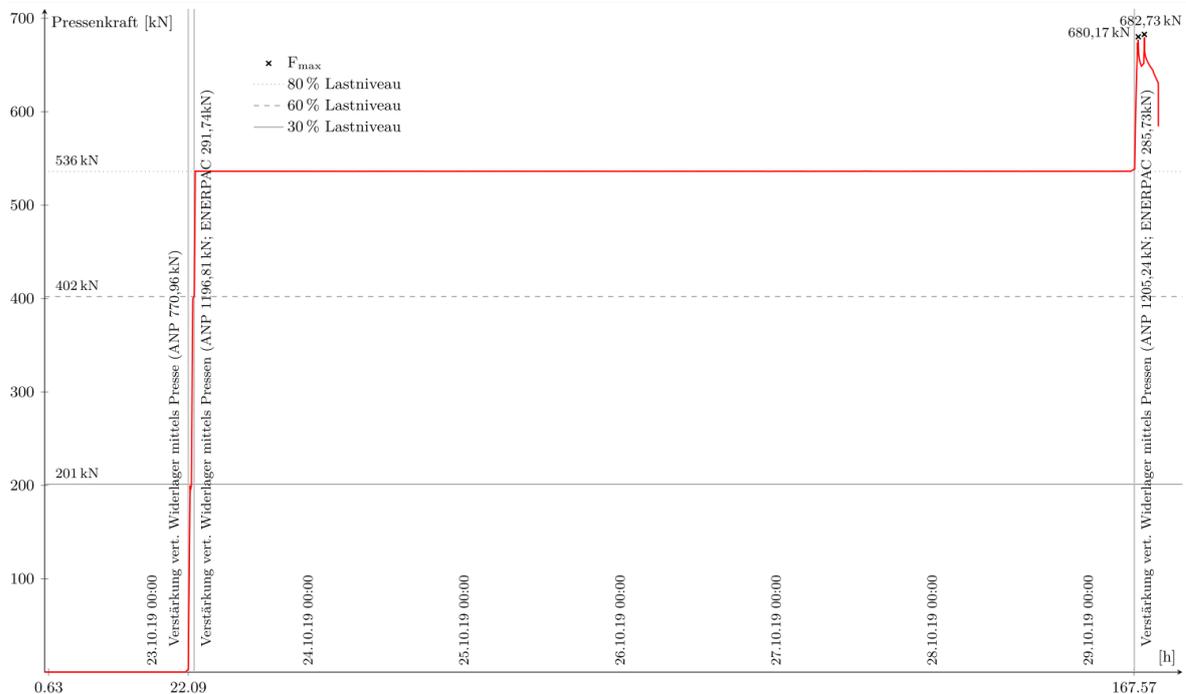


Abbildung 62: Versuchsablauf VB 8 [41]

## 5. Versuchsergebnisse

In den nachfolgenden Abschnitten werden einige der wesentlichsten Versuchsergebnisse dargestellt und zusammengefasst.

Neben den Ergebnissen der Versuchsbalken werden auch die Ergebnisse der Begleitkörperuntersuchungen angeführt. Ergänzende Auswertungen werden auch in [41] und [43] dargestellt.

### 5.1 Begleitkörper

Im Rahmen der Versuchsvorbereitung wurde eine Vielzahl an Begleitversuchen durchgeführt. Die Begleitversuche dienten der Bestimmung der Materialeigenschaften der Versuchsbalken und umfassten Untersuchungen an Stahl- und Betonproben. Bestimmt wurden:

- der E-Modul des Bewehrungsstahls,
- die Fließgrenze des Bewehrungsstahls,
- die Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls,
- der E-Modul des Betons,
- die Zugfestigkeit des Betons und
- die Druckfestigkeit des Betons.

Die Ergebnisse der Begleitversuche werden nachfolgend, unterteilt in Bewehrungsstahl und Beton, dargestellt.

#### **BEWEHRUNGSSTAHL**

Die in den Versuchen verwendete Bewehrung entsprach einem B 550B. Zur Verifizierung der Materialeigenschaften wurden 3 Stahlzugproben untersucht. Die Versuche wurden an Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 26 mm durchgeführt. Dies entspricht dem Durchmesser der Längsbewehrung der Versuchsbalken und ist somit wesentlich hinsichtlich der Versuchsauswertung und der erfolgten Versuchsnachrechnungen.

Aus den Ergebnissen 3 Stahlzugproben wurde eine Mittelwertsarbeitslinie, sowie die mittleren Materialeigenschaften abgeleitet. Die Streuungen der Einzelproben waren gering.

Die Materialarbeitslinie des geprüften Bewehrungsstahls auf Mittelwertbasis wird in Abbildung 63 dargestellt. Die Prüfungen ergaben einen mittleren E-Modul von 205034 MPa, eine mittlere

Fließgrenze (0,2 % Dehngrenze) von 549,48 MPa und eine mittlere Zugfestigkeit von 666,94 MPa.

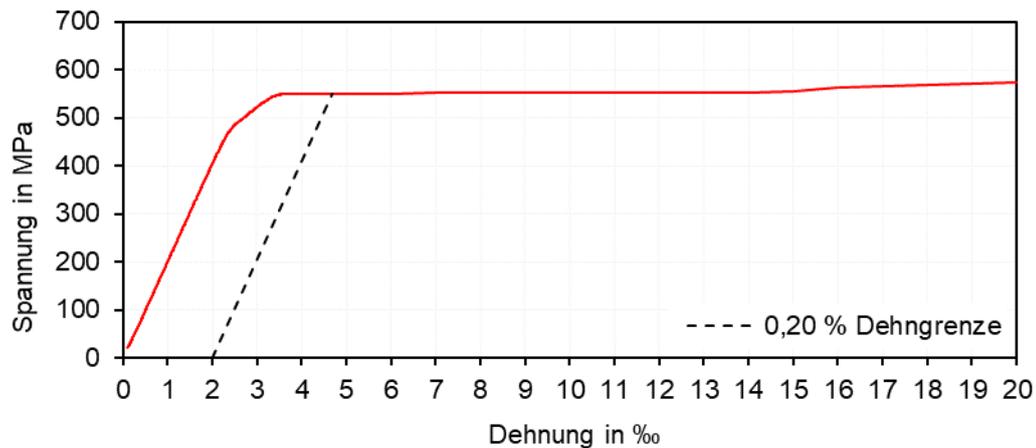


Abbildung 63: Mittlere Stahlarbeitslinie aus Vorversuchen – B 550B, Ø 26 mm

Die Materialarbeitslinie wird bis zu einer Dehnung von 20 ‰ dargestellt. Darüber hinaus wurde in den Versuchen eine Messung des Maschinenwegs durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen bereits ab einer Spannung von ca. 475 MPa ein nichtlineares Verhalten der Bewehrungsstähle für den geprüften Stabdurchmesser. Ebenfalls hervorzuheben ist die mittlere Fließgrenze auf einem Niveau von ca. 550 MPa. Diese liegt somit unter der gemäß [23] zu erwartenden mittleren Fließgrenze des Bewehrungsstahls.

## BETON

Im Zuge der Betonage der Versuchsbalken wurden im Allgemeinen jeweils 3 Prüfwürfel ( $a = 15 \text{ cm}$ ) und 3 Prüfzylinder ( $\varnothing = 15 \text{ cm}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$ ) hergestellt. Abweichend hierzu wurden bei Versuchsbalken 1 12 Würfel hergestellt, um Aussagen über die Festigkeitsentwicklung treffen zu können.

Anhand der Prüfwürfel wurde die mittlere Druckfestigkeit des Betons zu Versuchsbeginn bestimmt. Hieraus ergaben sich unterschiedliche Prüfalter der Proben. In Abbildung 64 und Abbildung 65 wird die mittlere Würfeldruckfestigkeit dargestellt. Abbildung 64 zeigt ergänzend die erwartete Festigkeitsentwicklung gemäß [44] im Vergleich zur Festigkeitsentwicklung der Probekörper bei Versuchsbalken 1. In Abbildung 65 wird der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeiten aller Proben bei Versuchsbeginn dargestellt. Es ist zu beachten, dass das Probenalter variiert.

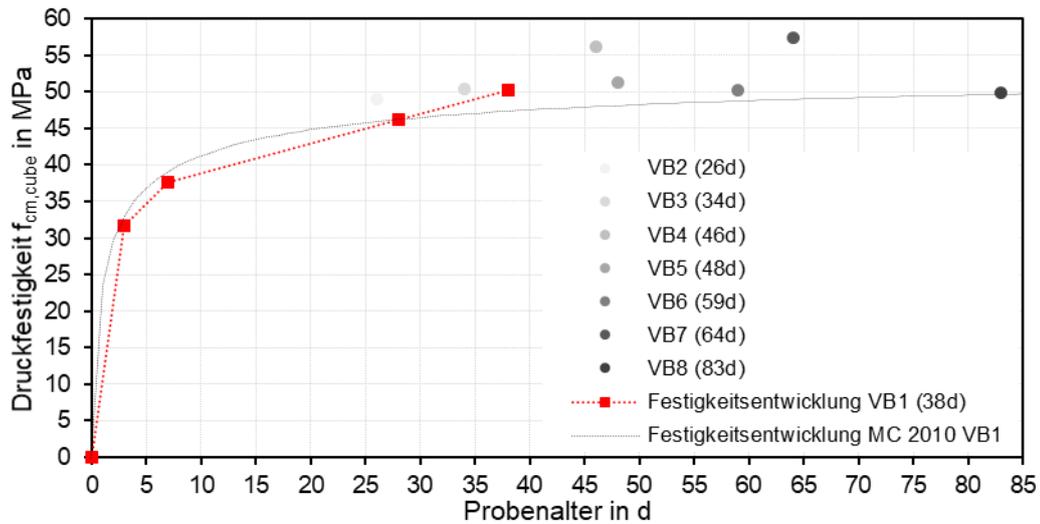


Abbildung 64: Mittlere Würfeldruckfestigkeiten und Festigkeitsentwicklung

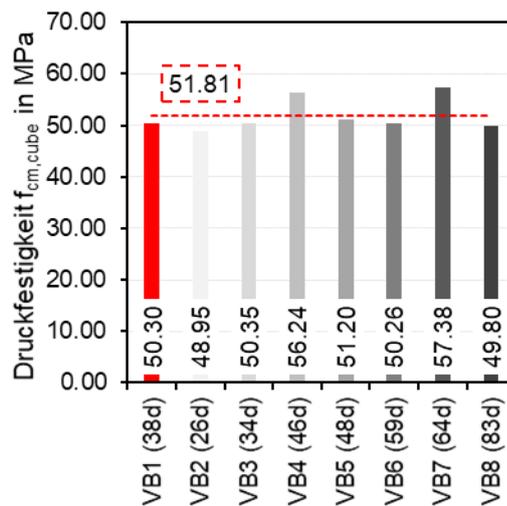


Abbildung 65: Mittlere Würfeldruckfestigkeiten

Die Zylinder dienen der Bestimmung des E-Moduls sowie der Zugfestigkeit. Die Prüfung erfolgte wiederum am Tag des Versuchsstarts. Die Zugfestigkeit wurde mittels Spaltzugversuchen bestimmt und umgerechnet.

Abbildung 66 zeigt den mittleren E-Modul der Versuchskörper bei Versuchsbeginn sowie einen Mittelwert über alle Proben. Analog hierzu werden in Abbildung 67 die Ergebnisse der Auswertung der mittleren Zugfestigkeit der Zylinder angegeben. Die Umrechnung der Spaltzugfestigkeit auf die Zugfestigkeit ist hierin bereits berücksichtigt. Bei den Ergebnissen der mittleren Zugfestigkeit zeigen sich bei den Versuchsbalken 2 und 3 deutlich Abweichungen. Diese sind auf ein Unstetigkeiten bei Versuchsdurchführung zurückzuführen

und werden im Rahmen späterer Auswertungen durch rückgerechnete Werte gemäß [23] ersetzt. Der in Abbildung 67 angegebene Mittelwert über alle Proben berechnet sich unter Vernachlässigung der Ergebnisse der Versuchsbalken 2 und 3.

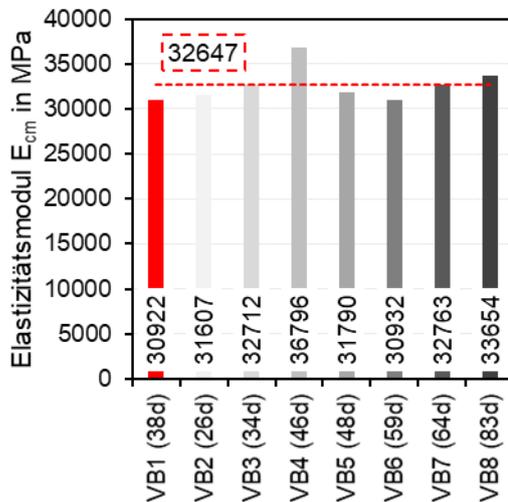


Abbildung 66: Mittlerer E-Modul

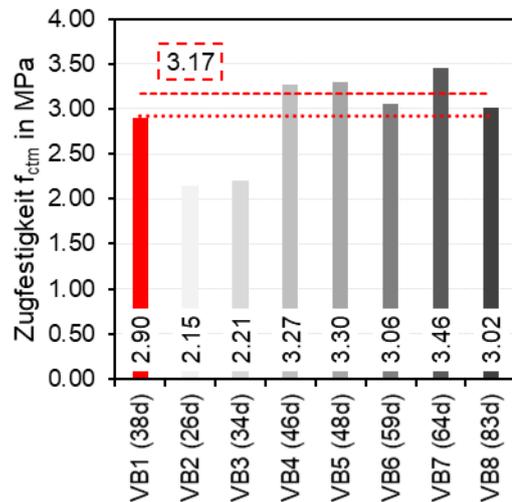


Abbildung 67: Mittlere Zugfestigkeit

Ergänzend zu den Prüfergebnissen werden in Tabelle 4 die gemäß [23] und [44] rückgerechneten Werte der mittleren Zugfestigkeit, des mittleren E-Moduls und der mittleren 28 Tage Druckfestigkeit angeführt. Während der rückgerechnete E-Modul über den Prüfergebnissen liegt, zeigen die mittleren Zugfestigkeiten eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten.

Tabelle 4: Rückgerechnete Materialeigenschaften

	VB 1	VB 2	VB 3	VB 4	VB 5	VB 6	VB 7	VB 8
$E_{cm}$ in MPa	33144	33898	33970	35021	33874	33507	35017	33182
$f_{ctm}$ in MPa	2,97	3,16	3,18	3,46	3,16	3,06	3,45	2,98
$f_{cm}$ in MPa	39,20	42,25	42,55	47,10	42,15	40,65	47,08	39,35

## 5.2 Balkenpaar 1 – VB 1 und VB 2

Die Versuchsbalken werden in den folgenden Ergebnisdarstellungen paarweise zusammengefasst. Es werden ausschließlich die wesentlichsten Ergebnisse der Versuchsauswertungen in Diagrammform dargestellt. Balkenpaar 1 hat jeweils einen Längsbewehrungsgrad von 0,45 % im Stütz- und 0,90 % im Feldbereich.

### **SCHNITTKRAFTENTWICKLUNG UND -UMLAGERUNG**

Die Diagramme in Abbildung 68 und Abbildung 69 zeigen die Schnittgrößenentwicklung der Versuchsbalken 1 und 2. Versuchsbalken 1 wurde, wie in Abschnitt 4.1 erläutert wird, ohne Temperatur geprüft. Ebenfalls gab es Abweichungen bei der Zeitdauer der Kriechphasen.

In Abbildung 68 und Abbildung 69 werden sowohl die Entwicklung der Momente als auch die Entwicklung der Normalkraft dargestellt. Eine Drucknormalkraft hat hierbei ein positives Vorzeichen und ist wertemäßig der rechten Sekundärachse (grau) zuzuordnen.

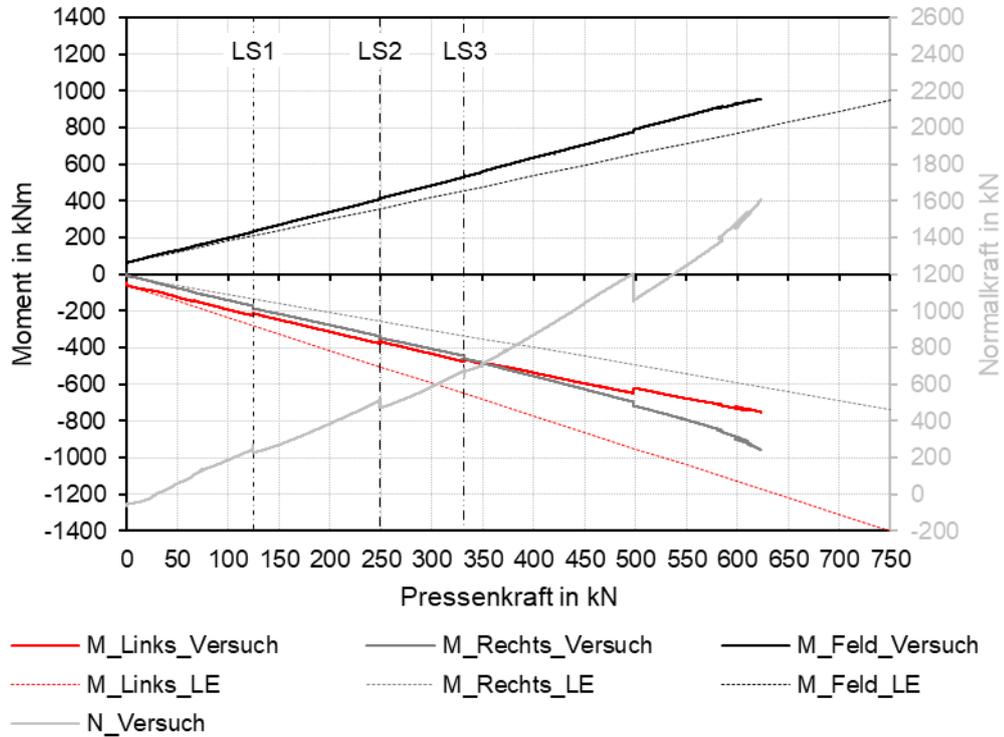
In allen Diagrammen wird das Moment an der Stelle, von welcher aus eine Umlagerung erwartet wird, in Rot dargestellt. Somit wird bei den Balken 1 bis 4 das Einspannmoment am linken Widerlager und bei den Balken 5 bis 8 das Feldmoment direkt unterhalb der Presse in Rot dargestellt. Neben der Entwicklung der Momente im Versuch werden auch die Ergebnisse einer linear elastischen Berechnung mit den entsprechenden Einspannsteifigkeiten dargestellt, welche erforderlich sind, um auf die Umlagerung rückschließen zu können.

Neben den Schnittkräften sind auch die einzelnen Laststufen (LS) dargestellt, bei welchen die Pressenkraft konstant gehalten wurde.

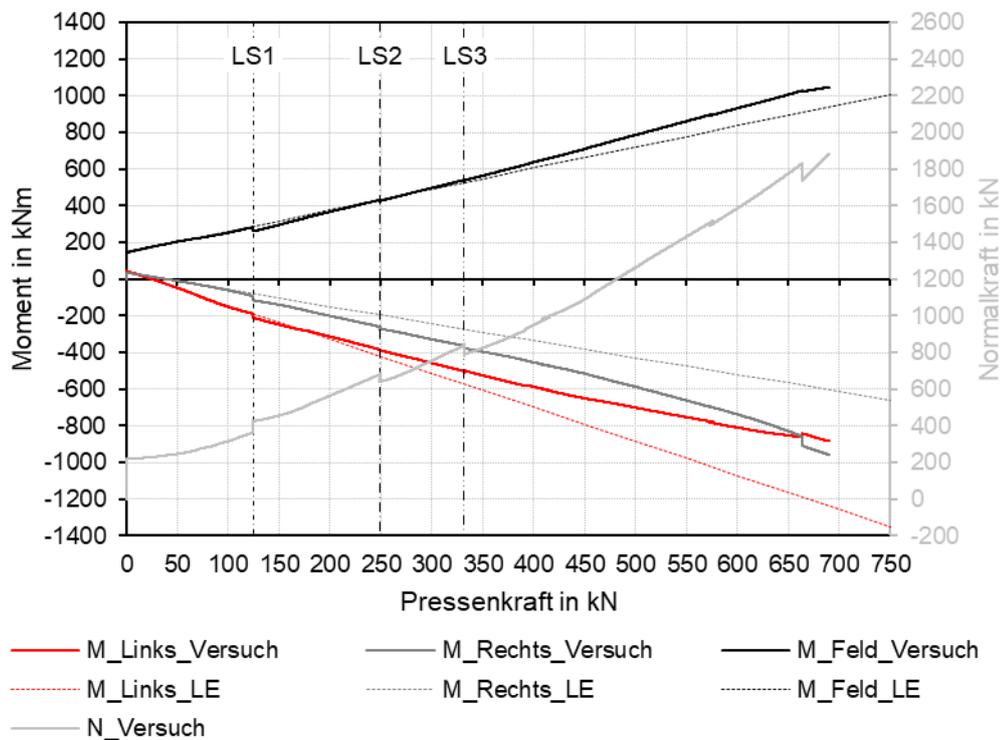
Die stetig anwachsende Drucknormalkraft bei Versuchsbalken 1 ist zur Gänze auf eine teilweise Behinderung der Schwerachsendehnung zufolge Rissbildung zurückzuführen. Während der Kriechphasen wird diese Zwangnormalkraft reduziert. Ein starker Abfall der Normalkraft ist bei einer Pressenlast von ca. 500 kN zu erkennen. Dieser Abfall ist auf ein Rutschen im Bereich des linken Widerlagers zurückzuführen in dessen Anschluss das Widerlager verstärkt wurde. Ebenfalls erkennbar ist die deutliche Abnahme des linken Einspannmoments verglichen mit dem Einspannmoment der linear elastischen Berechnungen. Die Umlagerungen sind einerseits auf die Rissbildung und andererseits auf das Fließen der Bewehrung zurückzuführen.

Bei Versuchsbalken 2 ist eine von Versuchsbalken 1 abweichende Entwicklung der Momente zu erkennen. Ursache hierfür ist die bereits aus der Temperaturbeanspruchung vorhandene Drucknormalkraft, welche zu einem steiferen Bauteilverhalten führt. Die Zunahme der Drucknormalkraft während der ersten Kriechphase ist ein Resultat des, zu diesem Zeitpunkt

noch instationären Temperaturfeldes. Wie bei VB 1 ist auch bei VB 2 eine Umlagerung vom linken Einspannbereich hin zum Feld und zum rechten Widerlager zu erkennen.



**Abbildung 68: Schnittgrößen VB 1**



**Abbildung 69: Schnittgrößen VB 2**

### QUANTIFIZIERUNG ZWANGMOMENT

Die Quantifizierung des Zwangmoments über die Versuchsdauer erfolgt näherungsweise mittels Rückrechnung unter Berücksichtigung der Schnittkraftverteilung und den Materialparametern der Versuchsbalken.

Durch die Messung der Schnittgrößen an den Einspannstellen ist der Schnittkraftverlauf entlang der Balken bekannt. Mit Hilfe der Schnittkraftverteilung wurde, unter Beachtung der Nachgiebigkeit der Einspannpunkte, ein Faktor hergeleitet, welcher neben der Schnittkraftverteilung, von der Steifigkeitsverteilung entlang der Balken abhängig ist. Die Grundgleichung zur Bestimmung dieses Faktors  $\zeta_t$  wird in Gleichung ( 2 ) dargestellt.

$$\zeta_t = \frac{M_{links,t} + M_{rechts,t} + M_{Feld,t}}{F_t} \quad (2)$$

mit:

- $\zeta_t$  ... Faktor zur Bestimmung des Zwangabbaus zum Zeitpunkt t
- $M_{links,t}$  ... Moment an der linken Einspannstelle zum Zeitpunkt t
- $M_{rechts,t}$  ... Moment an der rechten Einspannstelle zum Zeitpunkt t
- $M_{Feld,t}$  ... Moment am Pressenansatz zum Zeitpunkt t
- $F_t$  ... Pressenkraft zum Zeitpunkt t

Der Faktor  $\zeta_t$  ist mittels einer Stabberechnung für verschiedene Zeitpunkte t unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverteilung entlang der Balken zu ermitteln und wird anschließend dem äquivalenten Faktor  $\zeta_{v,t}$  aus den Messdaten der Versuche gegenübergestellt. Hierdurch kann, wie in Gleichung ( 3 ) angeführt wird, auf ein mittleres Zwangmoment für verschiedene Zeitpunkte t rückgeschlossen werden.

$$M_{Z,m,t} = \frac{(\zeta_{v,t} - \zeta_t) \cdot F}{3} \quad (3)$$

mit:

- $M_{Z,m,t}$  ... mittleres Zwangmoment zum Zeitpunkt t
- $\zeta_{v,t}$  ... Faktor aus Messdaten zum Zeitpunkt t analog zu  $\zeta_t$

Abbildung 70 zeigt die Auswertung des mittleren Zwangmoments in Abhängigkeit der Pressenkraft, ausgewertet nach obiger Vorgehensweise, für Versuchsbalken 2. Die Darstellung ist auf das maximal auftretende Zwangmoment normiert. Versuchsbalken 1 wurde ohne Temperaturbeanspruchung geprüft, wodurch die Auswertung des Zwangmoments entfällt.

In Abbildung 70 ist zu erkennen, dass das Zwangsmoment zu Beginn der Laststeigerung ansteigt. Dieser Anstieg ist einerseits auf das zu diesem Zeitpunkt noch instationäre Temperaturfeld und andererseits auf die Ausbildung der linken Widerlagerkonstruktion zurückzuführen.

Ab einer Pressenkraft von ca. 50 kN wird das Zwangsmoment zufolge der eintretenden Rissbildung reduziert. Bei Erreichen der ersten Laststufe beträgt das Zwangsmoment ca. 73 % des maximalen Zwangsmoments.

Insbesondere bei Versuchsbalken 2 ist ein starker Abbau des Zwangsmoments während der ersten Kriechphase zu beobachten. Nach der ersten Kriechphase beträgt das verbleibende Zwangsmoment ca. 12 % des Maximalwertes.

Während der zweiten Laststeigerung bleibt das Zwangsmoment zufolge des Erreichens des abgeschlossenen Rissbilds nahezu konstant.

In der zweiten Kriechphase wird das Zwangsmoment zur Gänze abgebaut.

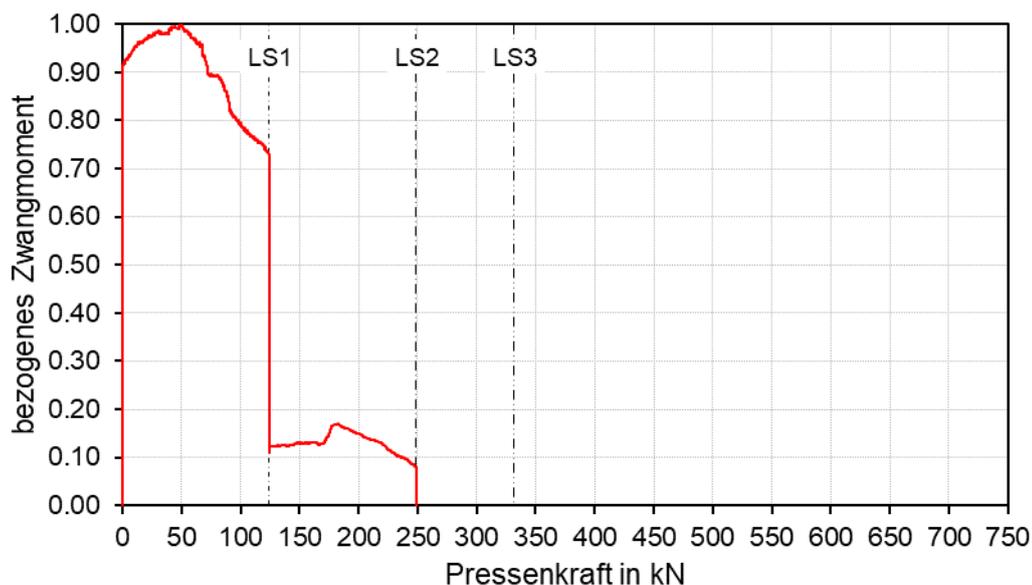


Abbildung 70: Bezogenes Zwangsmoment VB 2

### 5.3 Balkenpaar 2 – VB 3 und VB 4

Der folgende Abschnitt fasst die Versuchsergebnisse des zweiten Balkenpaares zusammen. Versuchsbalken 3 und 4 hatten ein Längsbewehrungsgrad im Stützbereich von 0,675 % und im Feldbereich von 1,125 %. Auf Abweichungen im Versuchssetup wird in den Abschnitten 4.3 und 4.4 eingegangen.

#### **SCHNITTKRAFTENTWICKLUNG UND -UMLAGERUNG**

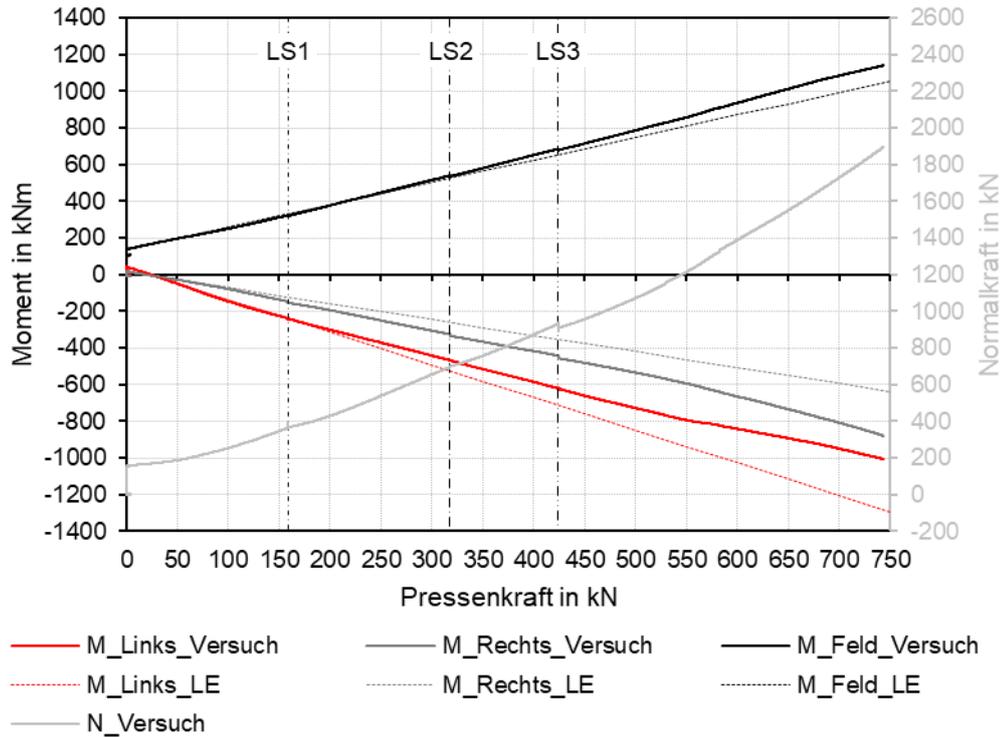
Abbildung 71 und Abbildung 72 zeigen die Diagramme zur Schnittgrößenentwicklung in den Versuchsbalken 3 und 4. Die Darstellung erfolgt analog zu den Erläuterungen in Abschnitt 5.2.

Beide Versuchsbalken zeigen ein ähnliches Verhalten hinsichtlich der Schnittkraftentwicklung. Während der ersten Kriechphase sind lediglich geringe Änderungen in der Zwangnormalkraft zu beobachten. Dies ist wiederum auf das zu diesem Zeitpunkt instationäre Temperaturfeld zurückzuführen. Infolgedessen steigt die Normalkraftbeanspruchung zufolge der Temperatur, was der Entlastung zufolge des Kriechens entgegenwirkt. Während der weiteren Kriechphasen zeigt sich tendenziell ein Abbau der Drucknormalkraft. Die Drucknormalkraft stellt hierbei jeweils eine Überlagerung der Beanspruchung aus der Temperaturlast und aus der Rissbildung dar.

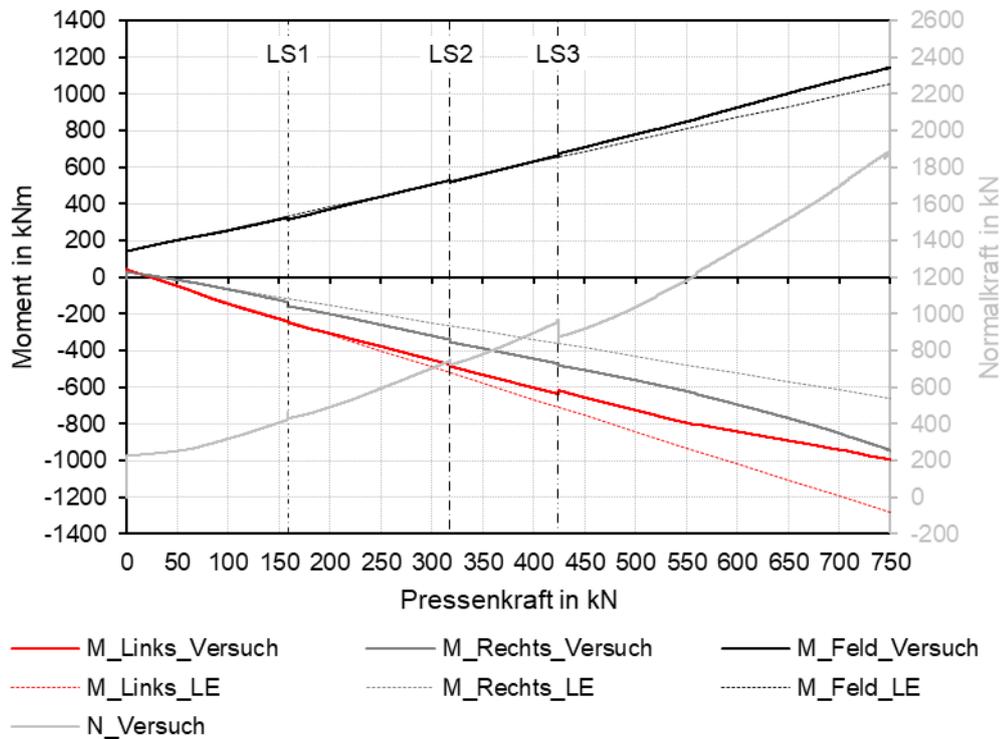
Die Änderungen der Momente während der Kriechphasen sind bei beiden Balken weniger ausgeprägt als die Änderung der Normalkraft. Die Entwicklung des Einspannmoments am linken Widerlager zeigt bei beiden Versuchsbalken, im Vergleich zur linear elastischen Lösung, eine Umlagerung des Momentes hin zum Feld- bzw. rechten Einspannbereich.

Die Umlagerung erfolgt wiederum durch die stetige Rissbildung im linken Einspannbereich und im späteren Verlauf durch die Bildung eines Fließgelenks. Die Fließgelenksbildung ist bei beiden Balken ab einer Pressenlast von ca. 550 kN zu erkennen.

Der rechte Einspannbereich des Balkens zeigt in der Auswertung ein deutlich steiferes Verhalten als der linke Einspannbereich. Das ist einerseits auf die exzentrische Belastung der Balken und andererseits auf den erhöhten Bewehrungsgrad im rechten Einspannbereich infolge der einbetonierten GEWI-Stäbe zurückzuführen.



**Abbildung 71: Schnittgrößen VB 3**



**Abbildung 72: Schnittgrößen VB 4**

## **QUANTIFIZIERUNG ZWANGMOMENT**

Die Auswertung der Entwicklung des Zwangmoments, analog zu VB 2, wird in Abbildung 73 und Abbildung 74 für die Versuchsbalken 3 und 4 dargestellt.

Versuchsbalken 3 (siehe Abbildung 73) zeigt zu Belastungsbeginn keinen ausgeprägten Anstieg des Zwangmomentes. Grund hierfür ist, dass bei Versuchsbalken 3 bereits zu Versuchsbeginn ausgeprägte Risse über größere Bereiche vorhanden waren (vgl. [41]). Während der ersten Laststeigerung wird das Zwangmoment um ca. 45 % reduziert.

Die erste Kriechphase führt zu einem weiteren Abbau des Zwangmoments um ca. 10 %.

Im Anschluss an die erste Kriechphase wird die Pressenlast wiederum gesteigert, was bei VB 3 zu einer Reduktion des Zwangmoments auf ca. 31 %. Durch die anschließende Kriechphase wird das Zwangmoment um weitere 10 % reduziert.

Während der dritten Laststeigerung bleibt das Zwangmoment zufolge des abgeschlossenen Rissbilds nahezu konstant.

Die letzte Kriechphase führt bei VB 3 zu einem gänzlichen Abbau des Zwangmoments.

Abbildung 74 zeigt die Änderung des Zwangmoments während der Versuchsdurchführung bei VB 4. Zu Beginn der Laststeigerung zeigt sich eine Zunahme des Zwangmoments welche, analog zu VB 2, auf ein instationäres Temperaturfeld und die Ausbildung des linken Widerlagers zurückzuführen ist. Ab einer Pressenkraft von ca. 50 kN wird das Zwangmoment bis zum Ende der ersten Laststeigerung auf ca. 70 % reduziert.

Während der ersten Kriechphase wird das Zwangmoment zufolge einer Verringerung der globalen Biegesteifigkeit um weitere ca. 30 % abgebaut.

Wie bei VB 3 ist auch bei VB 4 ein weiterer Abbau des Zwangmoments während der zweiten Laststeigerung zu beobachten. Hierdurch wird das Zwangmoment auf ca. 20 % reduziert.

Die zweite Kriechphase führt bei VB 4 zu einem generellen Abbau des verbleibenden Zwangmoments.

Zu Beginn der letzten Laststeigerung zeigt sich ein erneuter Aufbau des Zwangmoments, welcher aus der Lagerverstärkung am Ende der letzten Kriechstufe resultiert. Dieser Effekt ist auch bei den weiteren Versuchsbalken zu erkennen.

Die Unterschiede zwischen VB 3 und VB 4 sind zu großen Teilen auf Abweichungen im Versuchsaufbau (vgl. Abschnitte 4.3 und 4.4) zurückzuführen.

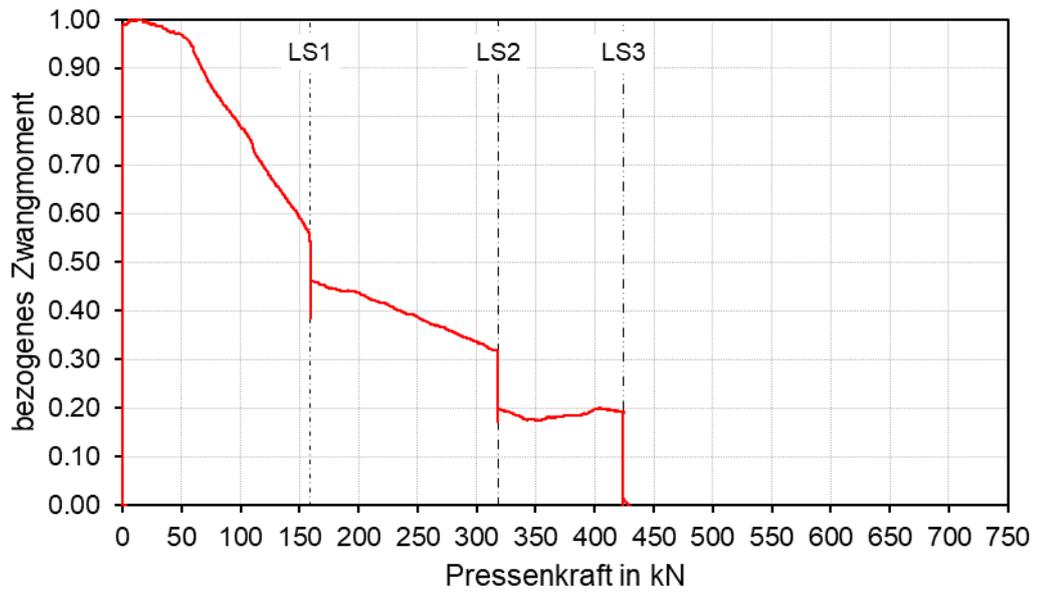


Abbildung 73: Bezogenes Zwangsmoment VB 3

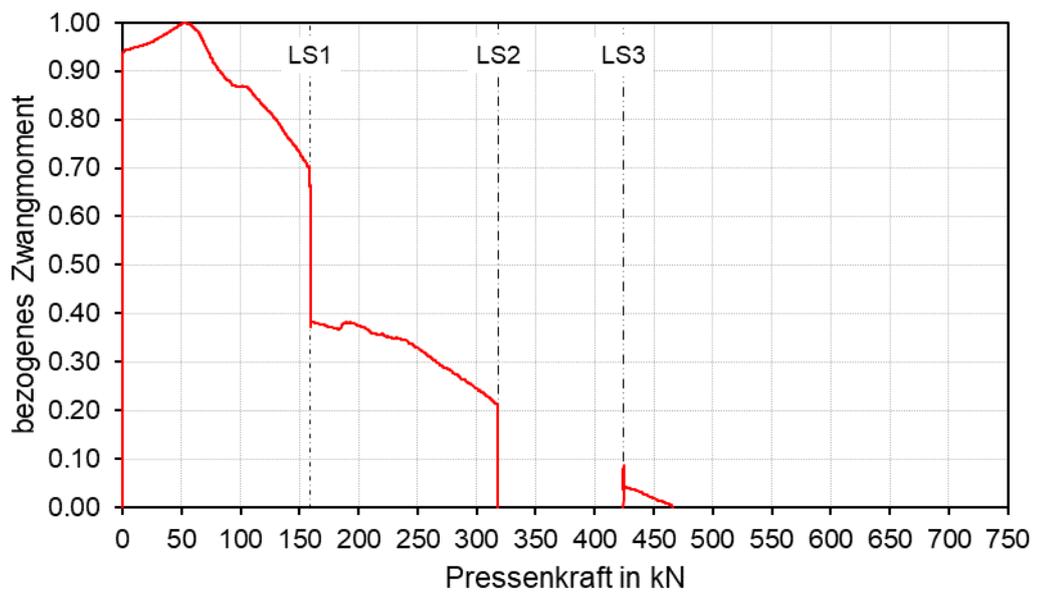


Abbildung 74: Bezogenes Zwangsmoment VB 4

## 5.4 Balkenpaar 3 – VB 5 und VB 6

Die Versuchsbalken 5 und 6 waren das erste Balkenpaar, bei welchem eine Schnittgrößenumlagerung vom Feld- hin zum Stützbereich untersucht werden sollte. Der folgende Abschnitt dient der Darstellung der wesentlichen Ergebnisse dieses Balkenpaares. Sowohl VB 5 als auch VB 6 hatten einen Längsbewehrungsgrad im Stützbereich von 0,90 % und im Feldbereich von 0,45 %. Etwaige Abweichungen zum geplanten Versuchsablauf sind den Abschnitten 4.5 und 4.6 zu entnehmen.

### **SCHNITTKRAFTENTWICKLUNG UND -UMLAGERUNG**

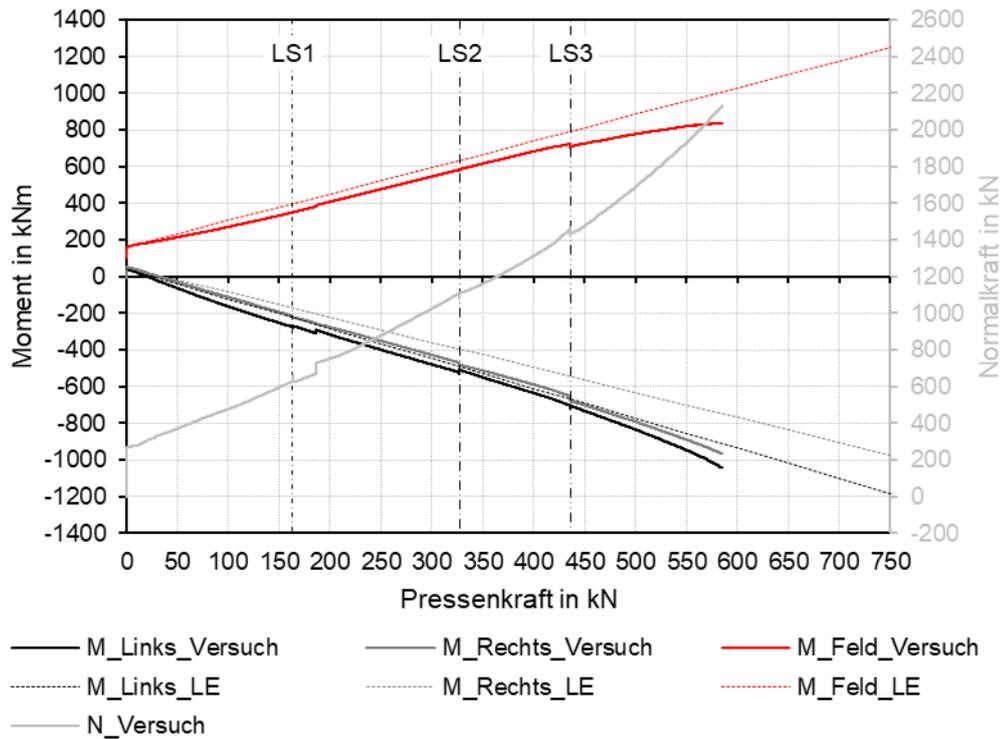
In Abbildung 75 und Abbildung 76 werden die Schnittgrößen der Versuchsbalken 5 und 6 dargestellt. Hierin wird das Feldmoment jeweils in Rot dargestellt, da eine Umlagerung vom Feld- in den Stützbereich erwartet wurde.

Analog zu den vorherigen Balkenpaaren zeigen die beiden Versuchsbalken ein ähnliches Verhalten hinsichtlich der Schnittkraftentwicklung.

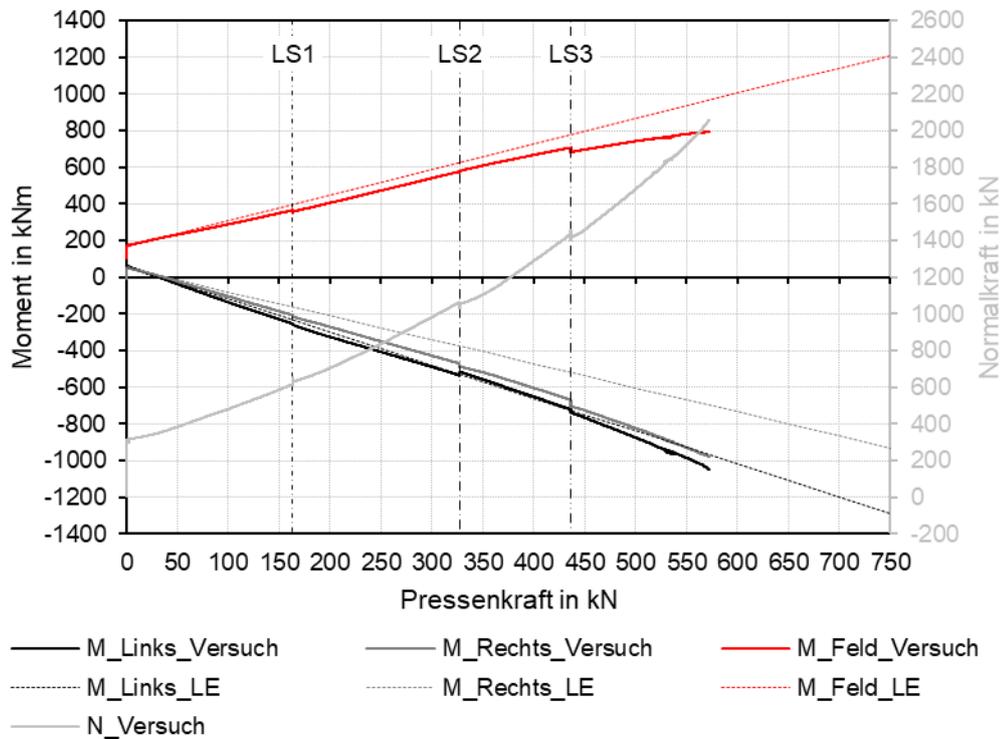
Bei Versuchsbalken 5 zeigt sich ein ausgeprägter Anstieg der Normalkraft während der zweiten Laststeigerung. Dieser Anstieg ist auf die Verstärkung des linken Widerlagers während der Laststeigerung zurückzuführen (siehe Abschnitt 4.5). Die Gesamtnormalkraft besteht bei beiden Balken wiederum aus Anteilen zufolge Temperatur und Rissbildung. Die maximal erreichte Normalkraft liegt bei beiden Balken bei ca. 2,10 MN. Der Anteil der Normalkraft zufolge Temperatur beträgt hierbei weniger als 10 %.

Der eben genannte Sprung in der Normalkraft ist bei Versuchsbalken 5 auch in den Biegemomenten zu erkennen. Bei beiden Versuchsträgern liegt der Beginn der Fließgelenkbildung im Feldbereich bei einer Pressenlast von ca. 350 kN.

Im Verlauf der Versuchsdurchführung nimmt das Feldmoment bei beiden Versuchsbalken, bezogen auf die linear elastische Nachrechnung, ab und die Einspannmomente nehmen zu. Hierdurch kann gezeigt werden, dass eine Umlagerung vom Feld- in die Stützbereiche stattgefunden hat.



**Abbildung 75: Schnittgrößen VB 5**



**Abbildung 76: Schnittgrößen VB 6**

## **QUANTIFIZIERUNG ZWANGMOMENT**

Abbildung 77 und Abbildung 78 zeigen die Auswertung des Zwangmoments der Versuchsbalken 5 und 6. Es werden nur die Ergebnisse bis zur ersten Überschreitung der Reibkraft am linken Widerlager dargestellt.

Die Ergebnisse von VB 5 zeigen einen schellen Abbau des Zwangmoments während der ersten Laststeigerung. Dieser schnelle Abbau ist auf ein, im Vergleich zu den weiteren Versuchen, weicheres Verhalten des linken Widerlagers zurückzuführen. Dieses weichere Verhalten resultierte aus dem verspäteten Vorspannen der horizontalen Spannstange am linken Widerlager während der zweiten Laststeigerung. Infolgedessen wird das Zwangmoment in der ersten Laststufe um ca. 60 % reduziert.

Die folgende Kriechphase führt bei VB 5 zu keinem nennenswerten Abbau des Zwangmoments.

Während der zweiten Laststeigerung ist eine sprunghafte Zunahme des Zwangmoments zu erkennen. Dieser Sprung ist die Folge des Vorspannens der horizontalen Spannstange. Hierdurch wird das Zwangmoment im Zuge der zweiten Laststeigerung absolut gesehen kaum reduziert.

Auch am Ende der zweiten Kriechphase ist kein Abbau des Zwangmoments zu erkennen, was in diesem Fall auf eine Überlagerung der Effekte aus Kriechen und der am Ende der Kriechstufe vorgenommenen Lagerverstärkung zurückzuführen ist.

Zu Beginn der dritten Laststeigerung erfolgt eine deutliche Abnahme des Zwangmoments, was aus einer Ersten Fließgelenksbildung resultiert.

Im Anschluss daran bleibt das Zwangmoment bis zum Versuchsende auf einem annähernd konstanten Niveau von ca. 16 %. Gründe hierfür sind eine abermalige Widerlagerverstärkung und dass das Versuchsende durch die maximale Reibkraft am linken Widerlager und nicht zufolge eines Versagens des Balkens bedingt war.

Versuchsbalken 6 zeigt ein ähnliches Verhalten wie Versuchsbalken 5, wobei der Abbau des Zwangmoments in der ersten Laststufe weniger ausgeprägt ist, was wie zuvor beschrieben, auf die Vorspannung des linken Widerlagers zurückzuführen ist.

Wiederum gut zu erkennen ist die Überlagerung der Effekte zufolge Kriechens und der Widerlagerverstärkung während der zweiten Kriechphase.

Das verbleibende Zwangmoment bei Erreichen des Versuchsendes beträgt bei VB 6 ca. 4 %.

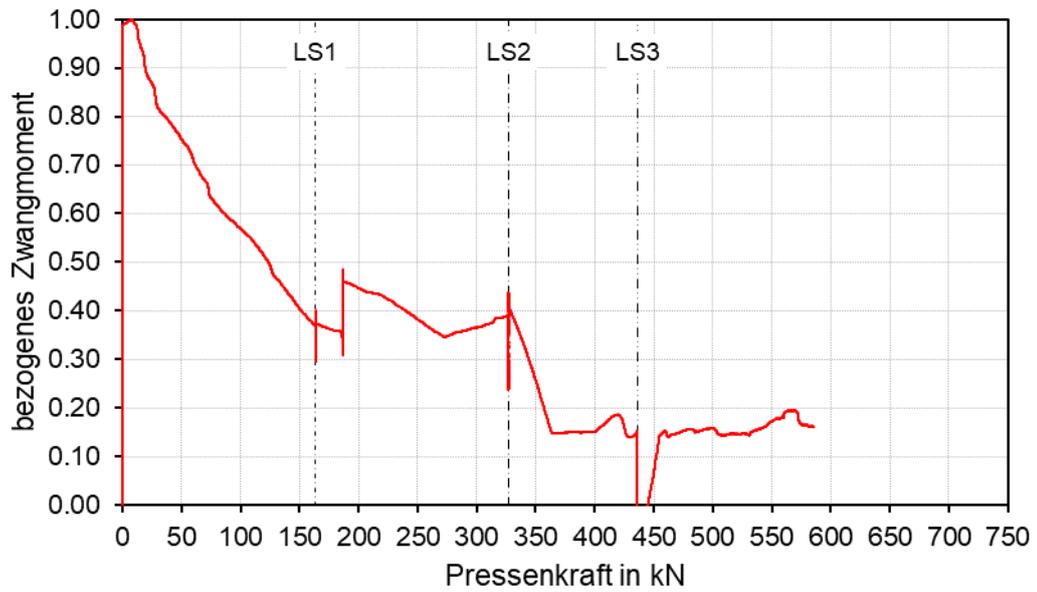


Abbildung 77: Bezogenes Zwangsmoment VB 5

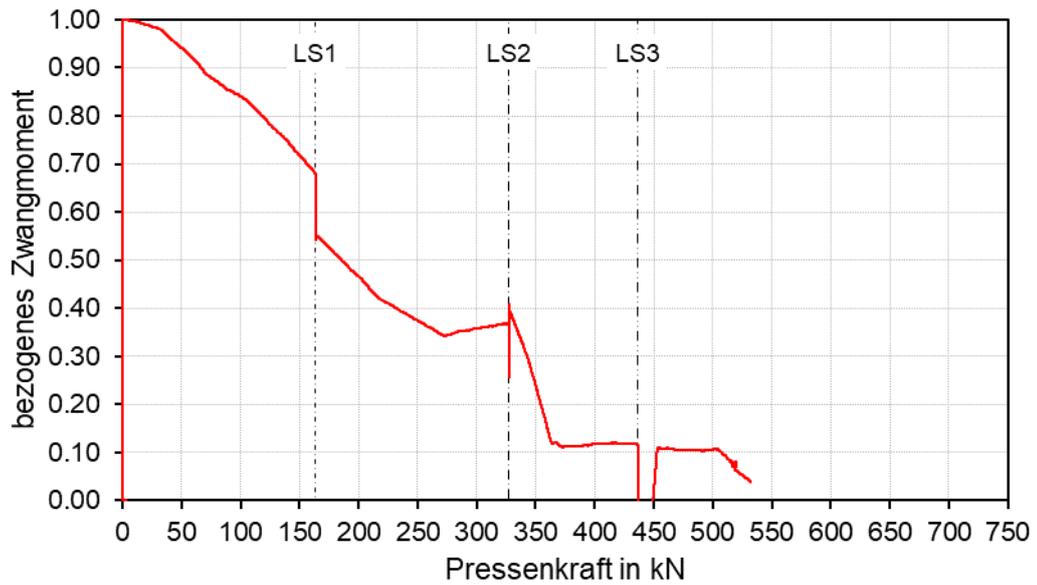


Abbildung 78: Bezogenes Zwangsmoment VB 6

## 5.5 Balkenpaar 4 – VB 7 und VB 8

Balkenpaar 4, bestehend aus den Versuchsbalken 7 und 8, wurde analog zu Balkenpaar 3 geplant und sollte eine mögliche Momentenumlagerung vom Feld- in die Stützbereiche zeigen. Der Bewehrungsgrade bei VB 7 und VB 8 haben 1,125 % im Stütz- und 0,675 % im Feldbereich betragen. Abweichungen zum allgemeinen Versuchsablauf werden in den Abschnitten 4.7 und 4.8 beschrieben.

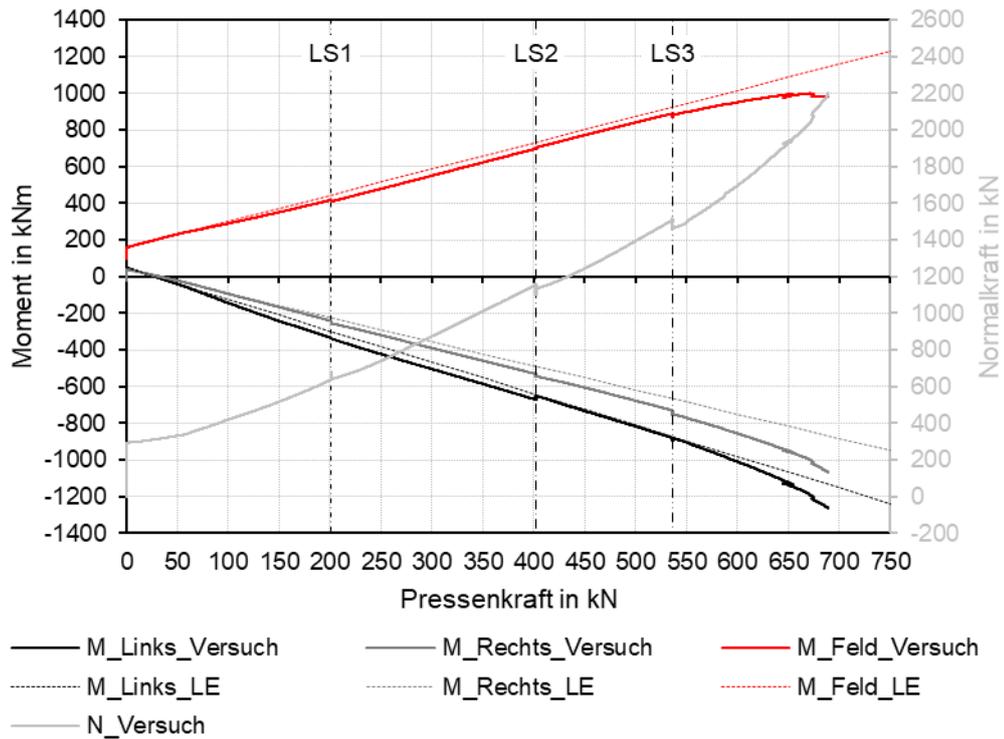
### **SCHNITTKRAFTENTWICKLUNG UND -UMLAGERUNG**

Abbildung 79 und Abbildung 80 zeigen die Entwicklung der Schnittkräfte der Versuchsbalken 7 und 8 während der Versuchsdurchführung. Das Feldmoment wird wie bei Balkenpaar 3 in Rot dargestellt, da eine Umlagerung vom Feld- zu den Stützbereichen erwartet wurde.

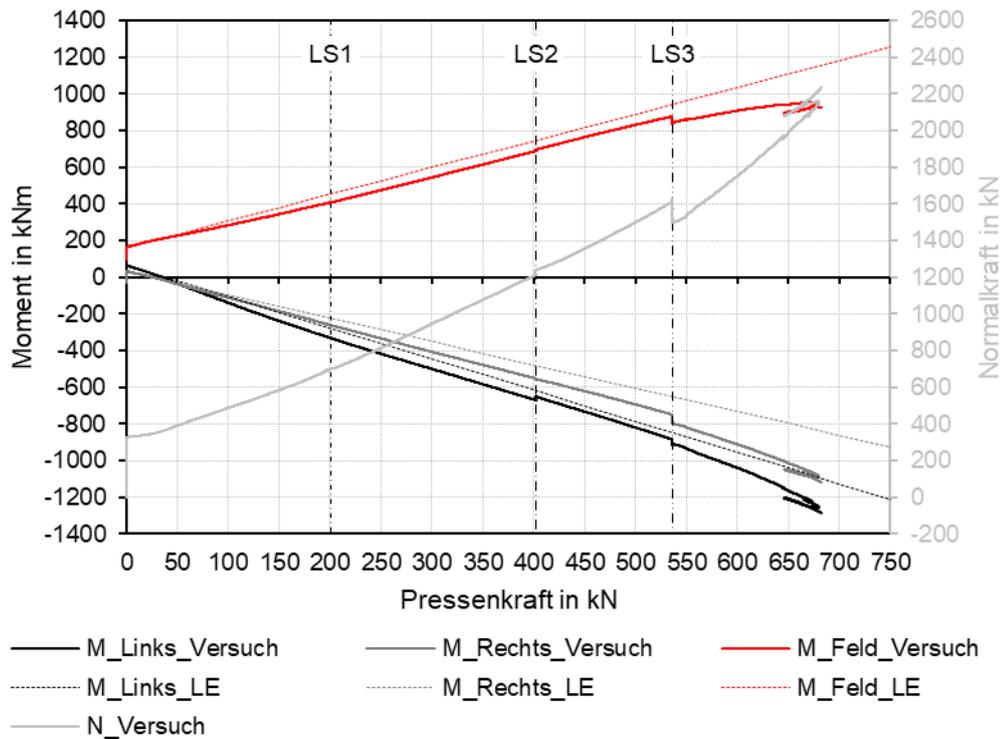
Entsprechend den vorhergehenden Balkenpaaren zeigen auch die Versuchsbalken 7 und 8 ein, die Schnittkraftentwicklung betreffend, ähnliches Verhalten.

In den Verläufen der Normalkräfte sind wiederum Sprünge während der Laststufen zu erkennen. Diese sind einerseits auf den Einfluss des Kriechens und andererseits auf die Lagerverstärkungen während der Versuche zurück zu führen. Die deutliche Reduktion der Normalkraft in der Kriechphase nach Laststufe 3 bei VB 8 ist eine Folge der langen Kriechphase bei diesem Balken. Des Weiteren ist bei VB 8 ein ausgeprägter Abfall der Pressenkraft bei einer Normalkraft von ca. 2,10 MN zu sehen, was aus einer Überschreitung der maximalen Reibkraft im Bereich des linken Widerlagers resultiert.

Die Momentenverläufe beider Balken zeigen, dass eine Umlagerung vom Feld- in die Stützbereiche stattfindet. Der Bildung eines ersten Fließgelenks beginnt bei beiden Balken bei einer Pressenkraft zwischen ca. 450 kN und ca. 500 kN. Zufolge der durch die Rissbildung steigenden Normalkraft in den Versuchen ist die Ausprägung des Fließgelenks mit steigender Belastung reduziert. Dieser Effekt betrifft insbesondere die Versuchsbalken 5 bis 8.



**Abbildung 79: Schnittgrößen VB 7**



**Abbildung 80: Schnittgrößen VB 8**

### **QUANTIFIZIERUNG ZWANGMOMENT**

Die Entwicklung des Zwangmoments der Versuchsbalken 7 und 8 während der Versuchsdurchführung wird in Abbildung 81 und Abbildung 82 dargestellt.

Zu Beginn der Laststeigerung von VB 7 zeigt sich, wie auch bei vorangegangenen Balken, ein Anstieg des Zwangmoments bis zum Eintreten der Rissbildung über größere Bereiche. Im Anschluss daran wird das Zwangmoment auf ca. 68 % des Maximalwerts reduziert.

Während der ersten Kriechphase wird das Zwangmoment um weitere ca. 15 % abgebaut. In der folgenden Phase der weiteren Laststeigerung reduziert sich das Zwangmoment auf ca. 40 % seines Maximalwertes.

In der zweiten Kriechphase überlagern sich wiederum die Effekte aus Kriechen und Lagerverstärkung, wodurch eine Zunahme des Zwangmoments zu verzeichnen ist.

Während der dritten Laststeigerung beginnt eine erste Fließgelenksbildung, welche zu einem Abbau des Zwangmoments auf ca. 30 % führt. Dieses verbleibende Zwangmoment ist bis zum Versuchsende nahezu konstant, wobei sich während der letzten Kriechstufe wiederum die Effekte aus Kriechen und Lagerverstärkung überlagern, wodurch kein Zwangabbau eintritt.

Wie auch bei den Balken 5, 6 und 8 ist das verbleibende Zwangmoment auf die Begrenzung der maximalen Versuchslast zufolge der limitierenden Reibkraft im Bereich des linken Widerlagers zurückzuführen.

Wie in Abschnitt 4.8 beschrieben wird, wurde bei die Versuchslast bei Versuchsbalken 8 direkt bis zur 3 Laststufe gesteigert. Die Laststeigerung wurde bei den einzelnen Laststufen nur kurzzeitig pausiert, um einerseits die Rissbilder anzudeichnen und andererseits notwendige Lagerverstärkungen durchzuführen.

Bis zum Erreichen der nominell ersten Laststufe wird das Zwangmoment bei VB 8 bereits um 50 % reduziert. Bei Laststufe 1 wurde der Pressenweg für ca. 10 Minuten konstant gehalten, um das Rissbild anzudeichnen. In dieser Zeit baut sich das Zwangmoment zufolge Relaxation um ca. 10 % ab.

Bei Erreichen des Lastniveaus von LS2 beträgt die Größe des verbleibenden Zwangmoments ca. 10 % seines Ausgangswertes. Ab diesem Zeitpunkt wurden wiederum Lagerverstärkungen durchgeführt, welche die Größe des Zwangmoments beeinflussen.

Zu Versuchsende beträgt das verbleibende Zwangmoment ca. 10 % eines Startwertes.

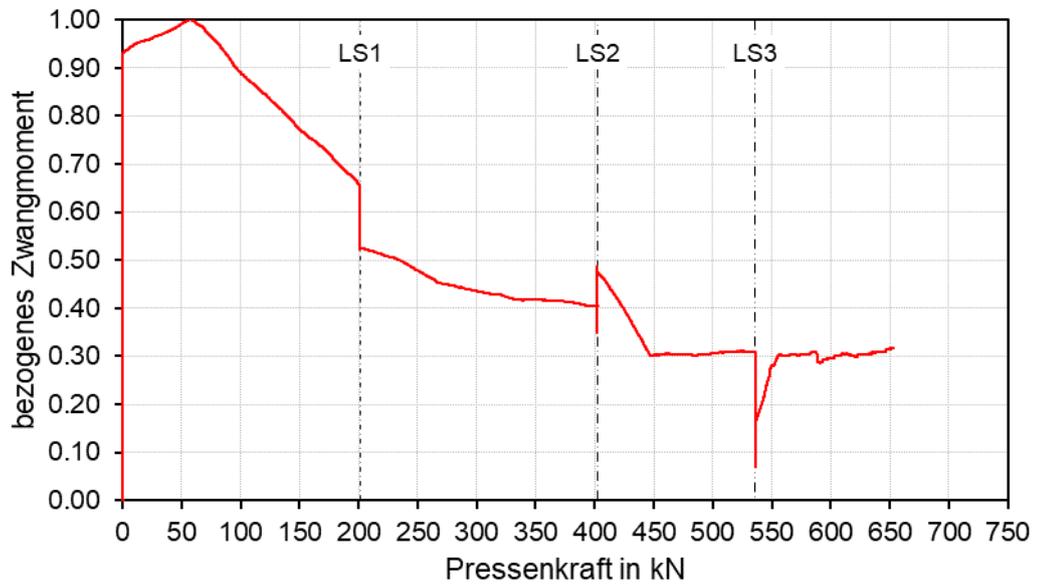


Abbildung 81: Bezogenes Zwangmoment VB 7

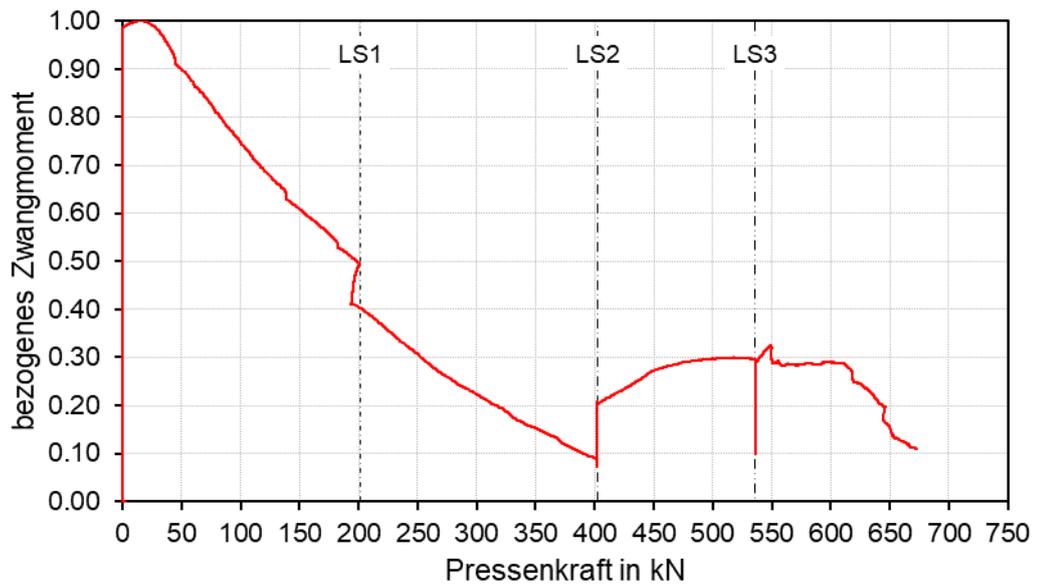


Abbildung 82: Bezogenes Zwangmoment VB 8

## 5.6 Ergebnisvergleich und –Zusammenstellung

In den nachfolgenden Abschnitten werden die, für ein etwaiges Bemessungskonzept, wesentlichsten Versuchsergebnisse zusammengefasst.

### **SCHNITTKRAFTUMLAGERUNG**

Die Auswertung der Schnittkraftumlagerung erfolgt bei Beginn der ersten Fließgelenksbildung sowie am Versuchsende. Berechnet wird hierbei der in Gleichung ( 4 ) dargestellte Umlagerungsfaktor (vgl. u.a. [45]).

$$\delta = \frac{M_{\text{Versuch}}}{M_{LE}} \quad (4)$$

mit:

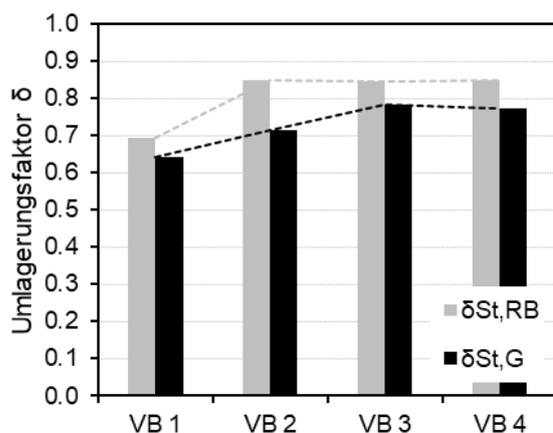
$\delta$  ... Umlagerungsfaktor

$M_{\text{Versuch}}$  ... Biegemoment im Versuch

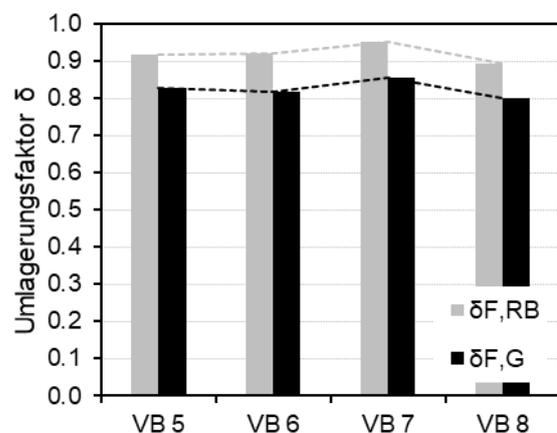
$M_{LE}$  ... Biegemoment zufolge einer linear elastischen Berechnung

Die Berechnung des Umlagerungsfaktors bei Beginn der ersten Fließgelenksbildung liefert die Momentenumlagerungen im System zufolge der Rissbildung in den Versuchsbalken. Dahingegen beinhaltet der Umlagerungsfaktor zu Versuchsende sowohl Umlagerungen aus Rissbildung als auch aus der Fließgelenksbildung. Die Differenz der Umlagerungsfaktoren an den genannten Zeitpunkten liefert demzufolge die plastische Umlagerung.

Die Umlagerungsfaktoren der Versuchsbalken werden in Abbildung 83 und Abbildung 84 dargestellt. Die grauen Balken beschreiben die Umlagerung zufolge Rissbildung ( $\delta_{i, RB}$ ) und die schwarzen Balken die Gesamtumlagerung zu Versuchsende ( $\delta_{i, G}$ ).



**Abbildung 83: Umlagerungen VB 1 bis 4**



**Abbildung 84: Umlagerungen VB 5 bis 8**

Bei den Versuchsbalken 1 bis 4 wird die Umlagerung ausgehend vom Einspannmoment am linken Widerlager ermittelt, da in diesem Bereich die erste Fließgelenksbildung erwartet wurde und auch eingetreten ist. Analog hierzu wird bei den Versuchsbalken 5 bis 8 das Feldmoment direkt unterhalb der Presse herangezogen. Bei allen Versuchsbalken ist zu beachten, dass die dargestellte Gesamtumlagerung, nicht gleich der maximal möglichen Umlagerung ist. Das ist darauf zurückzuführen, dass das Versuchsende nicht durch ein Versagen der Versuchsbalken, sondern durch die maximal aufnehmbare Reibkraft im Bereich des linken Widerlagers festgelegt wurde. Eine Zusammenfassung der Umlagerungen ist Tabelle 5 zu entnehmen.

Die Auswertung der Versuchsbalken 1 bis 4 (Abbildung 83) zeigt einerseits die Unterschiede der Umlagerung zufolge unterschiedlicher Bewehrungsgrade und auch den Einfluss der Normalkraft, welcher zu einer Erhöhung des Rissmoments führt. Versuchsbalken 1 wurde ohne zusätzliche Temperaturlast geprüft. Hierdurch sind bei VB 1 Umlagerungen durch Rissbildung in einer Größe von ca. 30 % zu beobachten. Die plastische Umlagerung bis Versuchsende beträgt ca. 5 %. Dahingegen werden bei VB 2, VB 3 und VB 4 zufolge Rissbildung ca. 15 % des Einspannmoments umgelagert. Bei VB 2 werden zufolge des Fließens der Bewehrung weitere 15 % des Moments umgelagert. Die plastische Umlagerung bei Versuchsbalken 3 und 4 von Fließbeginn bis Versuchsende beträgt ca. 8 %.

Die Versuchsbalken 5 bis 8 (Abbildung 84) zeigen hinsichtlich der Umlagerung ein ähnliches Verhalten. Zuzufolge der Rissbildung werden ca. 10 % des Feldmomentes umgelagert. Beginnend mit der ersten Fließgelenksbildung werden bis zum Versuchsende weitere ca. 10 % des Feldmoments in die Stützbereiche umgelagert. Anzumerken ist, dass bei den Versuchsbalken 5 bis 8 bereits ein deutliche Einschnürungen der Druckzone zu erkennen war. Da die Druckzone im Feldbereich allerdings hoch bewehrt war, kann nicht direkt auf ein Bauteilversagen rückgeschlossen werden.

**Tabelle 5: Umlagerungsfaktoren der Versuchsbalken**

	$\delta_{St,RB}$ in %	$\delta_{St,G}$ in %	$\delta_{St,PI}$ in %		$\delta_{F,RB}$ in %	$\delta_{F,G}$ in %	$\delta_{F,PI}$ in %
VB 1	69	64	5	VB 5	92	83	9
VB 2	85	71	14	VB 6	92	82	10
VB 3	85	78	6	VB 7	95	86	10
VB 4	85	77	8	VB 8	89	80	9

## ZWANGABBAU

Die in Abbildung 85, Abbildung 86, Abbildung 87, Abbildung 88, Abbildung 89 und Abbildung 90 dargestellten Diagramme liefern eine Zusammenfassung der vorhergehenden Abschnitte betreffend dem Zwangmoment.

In Abbildung 85 und Abbildung 86 wird das verbleibende Zwangmoment für jenen Zeitpunkt dargestellt, bei welchem eine Stahlspannung im Riss von 200 MPa erreicht wird. Die Stahlspannung von 200 MPa wurde gewählt, da dies einer üblichen Stahlspannung auf Gebrauchslastniveau (quasi-ständig) entspricht. Hierbei zeigen sich deutliche Abweichungen zwischen den Balken 2 bis 4 und den Balken 5 bis 8. Die Unterschiede sind darauf zurückzuführen, dass bei den Balken 5 bis 8 der Feldbereich betrachtet wird, welcher bei geringeren Bewehrungsgraden zufolge des Eigengewichts bereits höher belastet ist. Infolgedessen wird eine Stahlspannung von 200 MPa im Riss bereits bei einer geringeren Pressenlast erreicht, was wiederum dazu führt, dass kleinere Bereiche der Versuchsbalken gerissen sind und somit die Reduktion des Zwangmoments geringer ist. Neben den Einzelergebnissen sind in Abbildung 85 und Abbildung 86 auch die Mittelwerte der Versuchsbalken 2 bis 4 (MW ca. 32 %) und 5 bis 8 (MW ca. 85 %) dargestellt.

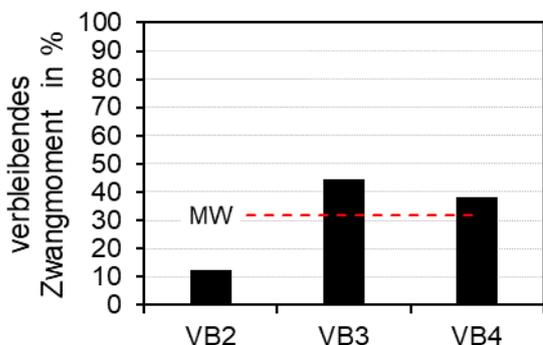


Abbildung 85: Verbleibendes Zwangmoment bei  $\sigma_s = 200$  MPa - VB 2 bis 4

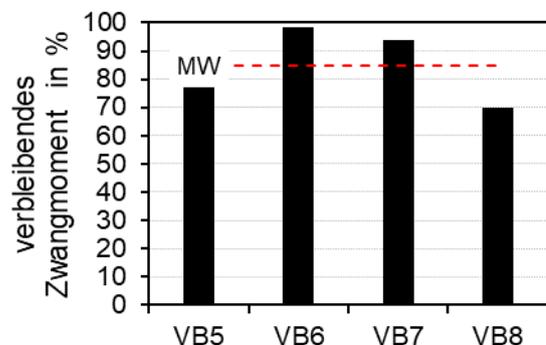
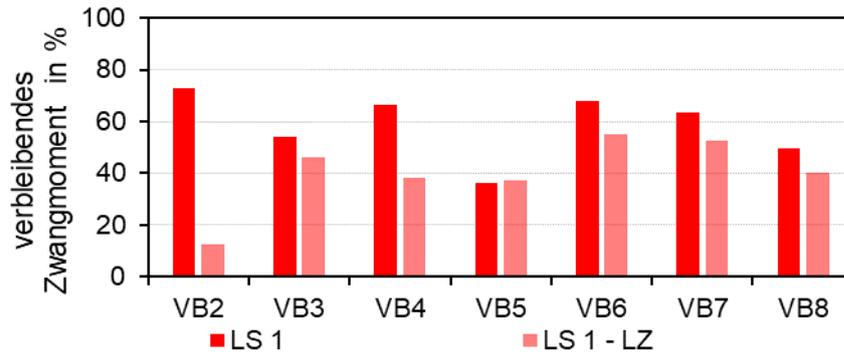
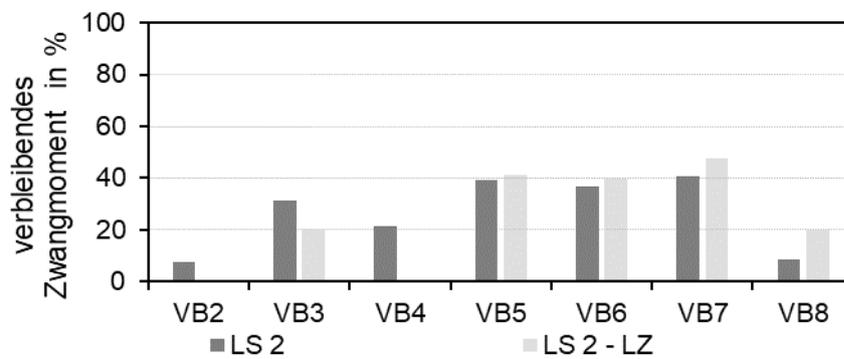


Abbildung 86: Verbleibendes Zwangmoment bei  $\sigma_s = 200$  MPa - VB 5 bis 8

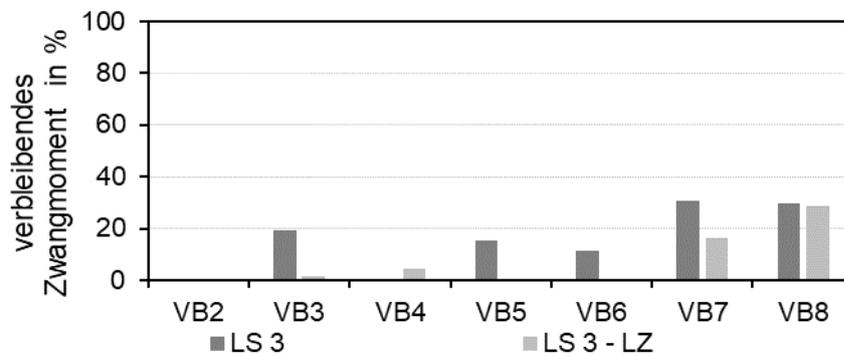
In den weiteren Diagrammen wird das verbleibende Zwangmoment zu verschiedenen Versuchszeitpunkten in Balkenform dargestellt. Unterschieden wird in die einzelnen Laststufen (LS) und das Ende der Kriechphasen (LZ). Wesentlich hierbei sind insbesondere die verbleibende Zwangmomente zu Versuchsende. Wie in Abbildung 90 ersichtlich ist, sind diese bei den Balken 5 bis 8 nicht null. Das ist darauf zurückzuführen, dass das Versuchsende durch ein Überschreiten der Reibkraft im Bereich des linken Widerlagers und nicht das Versagen der Versuchsbalken erreicht wurde.



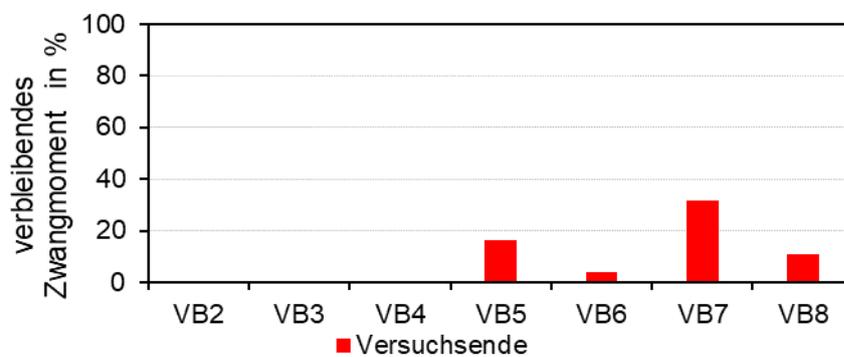
**Abbildung 87: Verbleibendes Zwangsmoment nach LS 1 und LS 1 – LZ**



**Abbildung 88: Verbleibendes Zwangsmoment nach LS 2 und LS 2 – LZ**



**Abbildung 89: Verbleibendes Zwangsmoment nach LS 3 und LS 3 – LZ**



**Abbildung 90: Verbleibendes Zwangsmoment bei Versuchsende**

## ARBEITSPAKET 5 – VERSUCHE MIT STÜTZENSENKUNG

AutorInnen: Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Berger (UIBK)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix (UIBK)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

#### Ziele:

- Zwangsschnittgröße aus Stützensenkung in Abhängigkeit der Bauwerkseigenschaften

#### Beschreibung der Inhalte:

In dieser Versuchsserie werden die Zwangsschnittgrößen infolge Stützensenkung untersucht. Mit der Wahl einer geringeren Querschnittabmessung werden zwei Ziele verfolgt, zum einen der Maßstabfaktor und zum anderen die Vergrößerung der Bandbreite der Versuchsparameter durch günstigere Kosten pro Versuch. Es handelt sich um Durchlaufträger. Als Parameter sind Betongüte, Bewehrungsgrad und Schlankheit vorgesehen. Für jeden Parameter sind 2 Versuche vorgesehen, so dass insgesamt 16 Versuche erforderlich sind. Die Versuchsdurchführung wird mit jener in AP 4 abgestimmt. Die beiden Versuchsserien ergänzen sich einerseits und bieten die Möglichkeit zur Verifikation der Versuchsergebnisse andererseits. Die Ergebnisse der beiden Serien sollten den Zusammenhang zwischen Bauwerkseigenschaften und Zwangsschnittgrößen deutlich darstellen.

#### Methode:

- Experimentelle Untersuchungen, Interpretation der Ergebnisse auf mechanischer Grundlage

#### Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

**M3:** Ergebnisse experimenteller Untersuchungen

## 2. Ziel der Untersuchungen

An der Universität Innsbruck wurden experimentelle Untersuchungen mit zahlreichen Parametern zu günstig wirkendem Zwang durchgeführt. Für die Parameterstudie wurden Versuchskörper mit zwei verschiedenen Längen, folglich mit verschiedener Schlankheit hergestellt. Zusätzlich wurden der Bewehrungsgrad und die Betonfestigkeitsklasse variiert. Um das Verhalten der Probekörper während der Versuche beurteilen zu können, wurden die Versuche an Prüfkörpern mit und ohne eingepprägten Zwang durchgeführt.

Als Parameter wurden immer gegensätzliche Eigenschaften gewählt. Bei der Trägerlänge der Zweifeldträger wurde die Feldlänge von 2,25 m mit der Feldlänge von 3,50 m verglichen. Die Bewehrung wählte man mit 5Ø10 für die niedrigbewehrten Träger und mit 6Ø14 für die hochbewehrten Träger. Ein weiterer Parameter war die Betonfestigkeitsklasse, welche zum einen mit C20/25 und zum anderen mit C50/60 gewählt wurde.

Die Parameter für die Serie mit einer Betonfestigkeitsklasse C20/25 sind in Tabelle 6 aufgelistet.

**Tabelle 6: Parameter für die Serie C20/25**

Nr.	Typ	Feldlänge	Schlankheit ( $\lambda=l/d$ )	Bewehrung	Bewehrungs- menge $A_s$	Bewehrungsgrad $\rho=A_s/(b \cdot d)$
1	Referenz	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
2	Referenz	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%
3	Referenz	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
4	Referenz	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%
5	Zwang	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
6	Zwang	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%
7	Zwang	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
8	Zwang	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%

Die Parameter für die Serie mit einer Betonfestigkeitsklasse C50/60 sind in Tabelle 7 aufgelistet.

**Tabelle 7: Parameter für die Serie C50/60**

<b>Nr.</b>	<b>Typ</b>	<b>Feldlänge</b>	<b>Schlankheit (<math>\lambda=l/d</math>)</b>	<b>Bewehrung</b>	<b>Bewehrungs- menge <math>A_s</math></b>	<b>Bewehrungsgrad <math>\rho=A_s/(b \cdot d)</math></b>
9	Referenz	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
10	Referenz	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%
11	Referenz	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
12	Referenz	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%
13	Zwang	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
14	Zwang	$l=3.5$	$\lambda= 18.4$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%
15	Zwang	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	5Ø10	3.93cm <sup>2</sup>	0.52%
16	Zwang	$l=2.25$	$\lambda= 11.8$	6Ø14	9.24cm <sup>2</sup>	1.22%

### 3. Versuchs balken

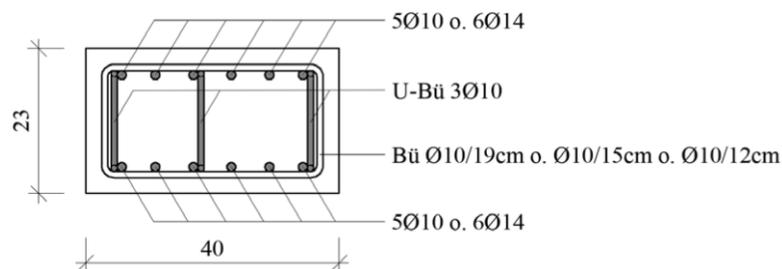
#### 3.1 Geometrie

Als Querschnitt wurde ein rechteckiger Balken, mit einer Breite von 40 cm und einer Höhe von 23 cm gewählt. Durch die symmetrische Bewehrung der Biegezug- bzw. Biegedruckzone weist der Querschnitt der Versuchs balken dieselbe Belastbarkeit und Steifigkeit im Feld- und Stütz- bereich auf. Die Träger mit der Feldlänge von 2,25 m haben eine Gesamtlänge von 5,5 m und weisen einen Überstand von 0,25 m an beiden Enden auf. Die Träger mit einer Feldlänge von 3,50 m haben eine Gesamtlänge von 7,3 m und weisen einen Überstand von 0,15 m an den beiden Enden auf.

#### 3.2 Bewehrung

Die Betondeckung  $c_{nom}$  wurde mit 2,50 cm gewählt. Damit die theoretische statische Nutzhöhe mit der baupraktischen besser übereinstimmt, wurde für die Versuche mit höherer Betonfestigkeitsklasse C50/60, die Längsbewehrung nicht wie üblich in die Ecke der Bügel gebunden, sondern außerhalb des Biegeradius. Zusätzlich werden an den Trägerenden je 3 u-förmige Bügel mit  $\varnothing 10$  bewehrt.

Um ein Querkraftversagen zu vermeiden, wurden die Zweifeldträger mit vertikalen Bügeln bewehrt. Als Bügeldurchmesser wurde für alle Versuchskörper 10 mm verwendet. Ein Schnitt am Ende eines Trägers ist in Abbildung 91 dargestellt.



**Abbildung 91: Querschnitt am Trägerende der Versuchskörper**

#### 3.3 Herstellung

Die Probekörper wurden in drei Chargen in der Halle R 20a der Technische Versuchs- und Forschungsanstalt der Universität Innsbruck hergestellt.

Die vorbereiteten Schalungen wurden mit den vorgefertigten Bewehrungen versehen, in denen vorher ein Trennmittel aufgebracht wurde. Der Frischbeton wurde mit Hilfe eines Krankübels

transportiert und verteilt. Mittels Flaschenrüttler wurden die einzelnen Träger verdichtet und die Oberfläche an der Oberseite mit einem Abzieher geglättet. Zur Nachbehandlung wurden die Versuchskörper am Ende mit einer dampfdichten Kunststoffolie abgedeckt, um sie vor einem zu schnellen Austrocknen zu schützen.

Zusätzlich wurden Ankerhülsen vor dem Betonieren angebracht, um den Transport der Balken von der Fertigungshalle zur Prüfhalle zu ermöglichen.

**Tabelle 8: Versuchsablauf**

Nr.	Länge	Bewehrung	Festigkeits- klasse	Betonage	Prüfdatum	Versuchsart
3	5,0m	5Ø10	C20/25	30.10.2018	06.12.2018	Referenz
7	5,0m	5Ø10	C20/25	30.10.2018	06.12.2018	Zwang
1	7,3m	5Ø10	C20/25	30.10.2018	27.11.2018	Referenz
5	7,3m	5Ø10	C20/25	30.10.2018	28.11.2018	Zwang
4	5,0m	6Ø14	C20/25	25.03.2019	24.04.2019	Referenz
8	5,0m	6Ø14	C20/25	25.03.2019	24.04.2019	Zwang
2	7,3m	6Ø14	C20/25	25.03.2019	23.04.2019	Referenz
6	7,3m	6Ø14	C20/25	25.03.2019	23.04.2019	Zwang
11	5,0m	5Ø10	C50/60	16.01.2018	18.02.2019	Referenz
15	5,0m	5Ø10	C50/60	16.01.2018	19.02.2019	Zwang
9	7,3m	5Ø10	C50/60	16.01.2018	20.02.2019	Referenz
13	7,3m	5Ø10	C50/60	16.01.2018	21.02.2019	Zwang
12	5,0m	6Ø14	C50/60	16.01.2018	19.02.2019	Referenz
16	5,0m	6Ø14	C50/60	16.01.2018	20.02.2019	Zwang
10	7,3m	6Ø14	C50/60	16.01.2018	21.02.2019	Referenz
14	7,3m	6Ø14	C50/60	16.01.2018	22.02.2019	Zwang

In der Tabelle 8 sind alle Prüfkörper aufgelistet mit der verwendeten Nummerierung aus den zuvor genannten Serien. Zusätzlich sind die Daten für die Betonage und der Versuchsdurchführung angegeben. In Abbildung 92 und Abbildung 93 werden die Schalungen mit Bewehrung und die ausgeführte Nachbehandlung gezeigt. Die gelben Querbalken über der Bewehrung wurden benutzt um die Ankerhülsen in der Richtigen Position zu halten.



**Abbildung 92: Schalung und Bewehrung der Versuchskörper**



**Abbildung 93: Betonierte und nachbehandelte Versuchskörper**

### 3.4 Beton

Der Transportbeton wurde für die erste Serie mit dem Rezept ZG 220 / WB 0,75 / GK 16 / F45 und für die zweite Serie mit dem Rezept C40.50 / WB 0,48 / GK 16 / F 52 bestellt. Als Zementart wurde ein CEM II/A-M(S-L) 42,5N verwendet.

Während der Herstellung der Versuchskörper wurden parallel Zylinder- und Würfelpföben gegossen, welche nach der Norm-Lagerungsdauer geprüfö wurden. Dabei wurden die effektive Zylinderdruckfestigkeit und der effektive Elastizitätsmodul ermittelt. Die Festigkeitswerte in der Tabelle 9 und in der Tabelle 10 sind statistisch berechnete Mittelwerte, bei der je drei Pföben geprüfö wurden.

**Tabelle 9: Festigkeitswerte C20/25**

Betonage	Prüfdatum	Betonalter	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E- Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
30.10.2018	28.11.2018	29d	27,2	28600
30.10.2018	06.12.2018	37d	29,0	29300
25.02.2019	23.04.2019	29d	27,2	28600
25.02.2019	02.05.2019	38d	29,0	29300

**Tabelle 10: Festigkeitswerte C50/60**

Betonage	Prüfdatum	Betonalter	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E- Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
16.01.2019	13.02.2019	28d	57,37	37000

### 3.5 Bewehrungsstahl

Für die Versuchsserien wurde ein Betonstahl der Klasse 550 B verwendet. Für die Bewehrungsstäbe wurde ein Durchmesser von 10 bzw. 14 mm verwendet, welche auf ihre Festigkeit geprüft wurden. Dabei wurde die Zugfestigkeit, die technische Streckgrenze bei 0,2% plastischer Dehnung sowie der Elastizitätsmodul bestimmt. Die Festigkeitswerte in der Tabelle 11 sind Mittelwerte wobei je vier Proben geprüft wurden.

**Tabelle 11: Festigkeitswerte BSt 550B**

Prüfdatum	Durchmesser [mm]	Streckgrenze $f_{ym}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $f_{tm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}/f_{yk}$	E- Modul [N/mm <sup>2</sup> ]
30.11.2018	10	566,5	702,0	1,24	205755
30.11.2018	14	561,0	671,3	1,20	209303

## 4. Versuchsprogramm

Die Versuche wurden in der großen Prüfhalle an der der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der Universität Innsbruck geprüft, siehe Abbildung 94. Als statisches System kam ein Zweifeldträger zur Anwendung.



**Abbildung 94: Versuchsstand**

### 4.1 Versuchsaufbau

Die Lastaufbringung erfolgte weggesteuert mit einer hydraulischen Presse welche eine Maximallast von 630 kN hat. Die Einleitung der Versuchskraft auf den Versuchskörper erfolgte über einen Querträger. Für eine gleichmäßige Krafteinleitung wurden Bleistreifen unterhalb der Pressenansatzpunkte gelegt. Der Abstand zwischen der hydraulischen Presse und dem Einleitungspunkt der Pressenkraft beträgt 1,10 m für die Versuche mit der Feldlänge von 2,25 m. und 1,40 m für die Versuche mit der Feldlänge von 3,50 m.

### 4.2 Messtechnik

Zur Aufzeichnung der Daten wurden Kraftmessdosen und Wegaufnehmer verwendet. Ihre Positionierung ist in Abbildung 95 dargestellt. An den Randauflagern kam je eine Kraftmessdose und am Mittelaufleger kamen zwei Kraftmessdosen zum Einsatz. An den Lasteinleitungspunkten und am Mittelaufleger wurden Wegaufnehmer montiert. Der Randabstand der Wegaufnehmer betrug 2 cm und ist in Abbildung 96 dargestellt. Zudem

wurden je ein Wegaufnehmer unter den Lasteinleitungspunkten positioniert mit denen die vertikale Verschiebung gemessen wurde.

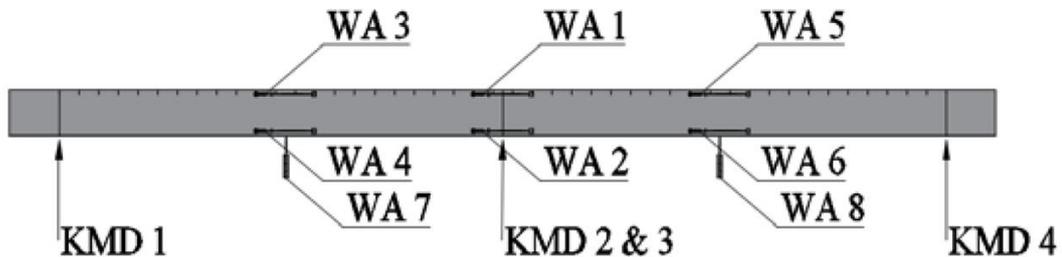


Abbildung 95: Anordnung der Messtechnik

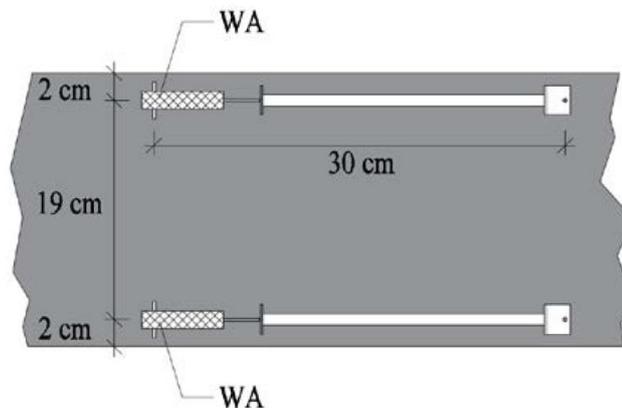
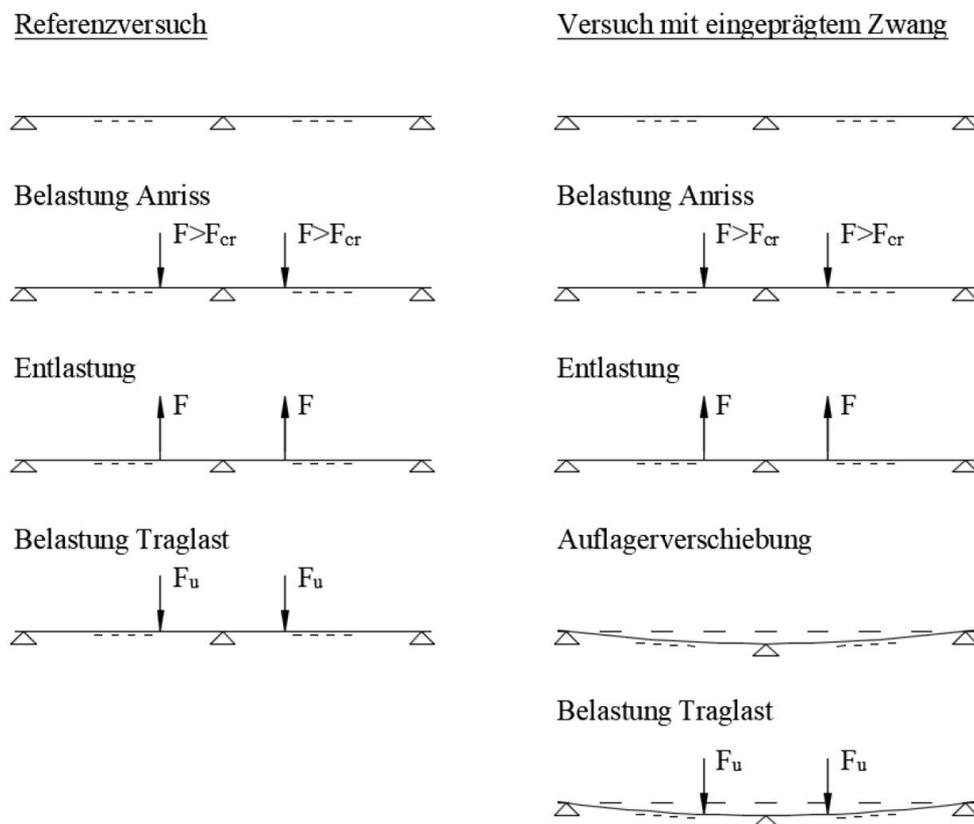


Abbildung 96: Anordnung der Wegaufnehmer

Mit Hilfe der Kraftmessdosen an den Auflagern und der Pressenkraft des hydraulischen Zylinders konnten die Schnittgrößen im statisch unbestimmten System ermittelt werden. Somit werden die Momente bei der Auswertung an den Lastangriffspunkten und am Mittelaufleger berechnet. Mit Hilfe der Wegaufnehmer konnten die Verzerrungen ermittelt werden, welche durch die Dehnung der Biegezug- bzw. durch die Stauchung der Biegedruckzone entstehen. Aus der Verzerrung der beiden Randfasern konnte anschließend die Krümmung bestimmt werden.

## 5 Versuchsablauf

Es wurden Versuche mit und ohne eingprägtem Zwang durchgeföhrt, damit die Auswirkung der ZwangsschnittgröÖe in der Auswertung deutlich wird. Der Referenzversuch wurde am unveränderten statischen Grundsystem durchgeföhrt. Der Versuch mit eingprägtem Zwang wurde mittels einer Auflagersenkung am Mittelaufleger ausgeföhrt. Die ermittelten Daten werden aus beiden Versuchen miteinander verglichen. Der Versuchsablauf ist in Abbildung 97 dargestellt.



**Abbildung 97: Schematischer Ablauf der Versuche**

### 5.1 Belastung Anriss

Vor dem Bruchversuch wurden die Versuchskörper sowohl beim Referenz- als auch beim Zwangversuch vorbelastet bis bei einem Riss eine maximale Rissbreite von  $w_{cr} = 0,3 \text{ mm}$  festgestellt werden konnte. Anschließend wurde die Last weggenommen.

## 5.2 Belastung Traglast

Die Referenzversuche wurden nach dem Anriss der Bruchlast ausgesetzt. D.h. die Last wurde mit Hilfe der hydraulischen Presse solange gesteigert bis sich ein horizontales Plateau im Kraft- Weg Diagramm einstellte.

Ebenso wurden die Versuche mit eingprägtem Zwang durchgeföhrt. Vorher erfolgte aber die Auflagerabsenkung am Mittelauflegers durch Erhöhung der Randaufleger mit Stahlblechen. Dabei wurde darauf geachtet, dass ca. 10% der ursprünglichen Auflagerkraft am Mittelaufleger vorhanden war. Durch diese Auflagerverschiebung resultierten die Zwangsschnittgrößen, welche bei der Auswertung mit den Referenzschnittgrößen verglichen wurden. Die Versuche mit eingprägtem Zwang wurden wiederum bis zur Bruchlast belastet.

## 6 Versuchsergebnisse

### 6.1 Momentenentwicklung

Als erstes Versuchsergebnis wird die Biegemomentenentwicklung näher analysiert. Über die durch Kraftmessdosen gemessenen Auflagerreaktionen und die gemessene Pressenkraft kann der Schnittgrößenverlauf über die Länge des Versuchskörpers genau ermittelt werden. Die Ermittlung des Zwangsmoments für eine betrachtete Stelle erfolgt durch Bildung der Differenz zwischen dem Zwang- und Referenzversuch. Exemplarisch wird die Schnittgrößenentwicklung an der Stützstelle der Konfiguration C20 /  $\rho_s = 0.52\%$  /  $\lambda = 18,4$  in Abbildung 98 dargestellt.

Zu Beginn des Versuchs ist zwischen dem Referenz- und Zwangversuch ein vertikaler Versatz gegeben welcher das eingeprägte Zwangsmoment zu  $M_{Zwang} = 16\text{ kNm}$  in Form einer Auflagersenkung darstellt. Mit fortschreitender Belastung nähern sich die Schnittgrößenverläufe der beiden Versuche einander an. Das Zwangsmoment, welches in Form einer strichlierten Linie dargestellt ist, wird konstant weniger und ist kurz vor Erreichen der Bruchlast nicht mehr vorhanden.

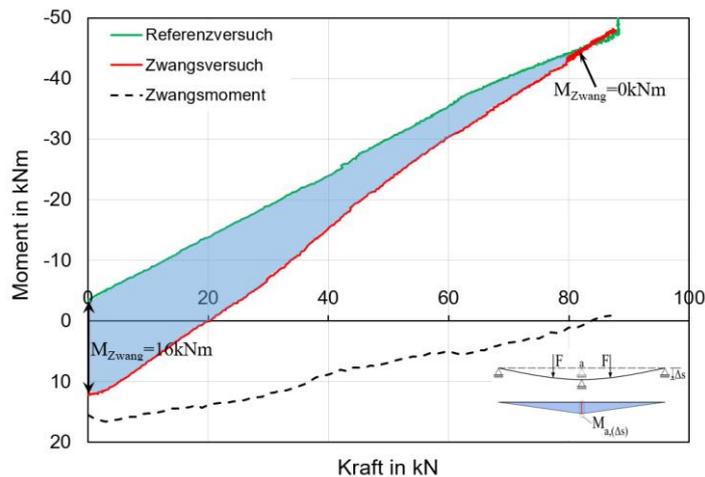
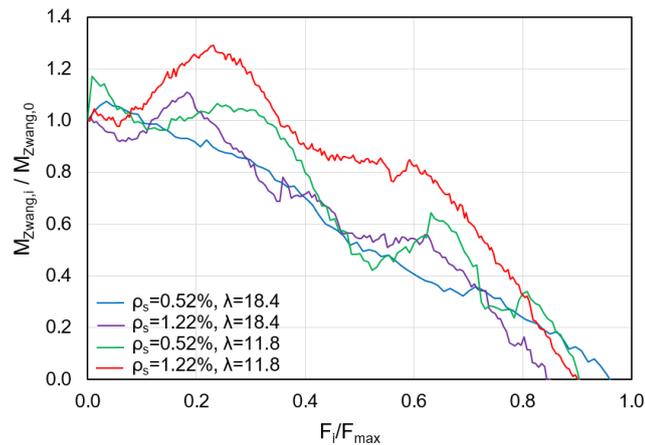
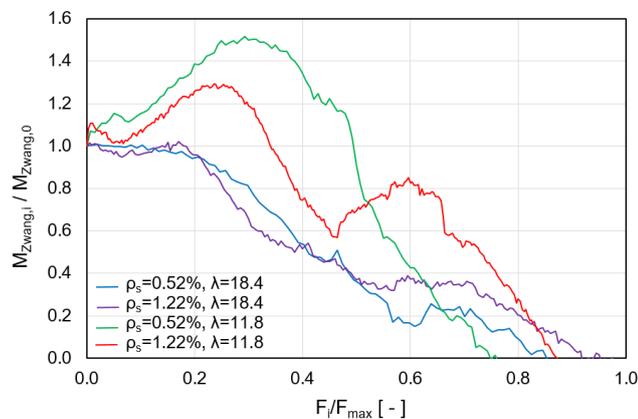


Abbildung 98: Biegemomenten Entwicklung für die Konfiguration C20/ $\rho_s = 0.52\%$ / $\lambda = 18,4$

Die Zwangsmomententwicklung sämtlicher Versuchsserien ist in Abbildung 99 und Abbildung 100 dargestellt. Die beiden Abbildungen unterscheiden sich in der Betonfestigkeit. Bei sämtlichen Versuchsserien ist der klare Trend zu erkennen, dass es zu einem kontinuierlichen Abbau des Zwangsmoments kommt und die Zwangsschnittgröße bei Erreichen der Bruchlast nicht mehr vorhanden ist.



**Abbildung 99: Zwangmomententwicklung C20/25**



**Abbildung 100: Zwangmomententwicklung C50/60**

Es ist auffällig, dass vor allem bei den gedrungenen Versuchsserien eine Zunahme des Zwangsmoments kurz nach Belastungsbeginn stattfindet. Dies kann auf die komplexe Steifigkeitsentwicklung rückgeführt werden. Durch die Auflagersenkung wurde ein positives Zwangsmoment eingepreßt an einer Stelle wo ein negatives Lastmoment wirkt. Im Versuch war das Zwangsmoment so groß, dass an der Stützstelle gesamtheitlich ein positives Moment vorhanden war. Das bedeutet für die Steifigkeit, dass der bereits durch die erfahrene Belastung aus Eigengewicht und Vorreißen an der Oberseite gerissenen Querschnitt aufgrund der Zwangbelastung nun auch an der Unterseite gerissen ist, wodurch die Querschnittssteifigkeit deutlich reduziert wurde. Durch Aufbringen der Versuchslast wird ein negatives Moment eingepreßt welches zu einem schließen der Risse an der Unterseite führt. Dadurch findet eine Steifigkeitssteigerung statt wodurch ein Anwachsen der Zwangsschnittgröße erklärt werden kann.

Bei dieser Form des Zwangs gilt es zu berücksichtigen, dass eine eingepreßte Zwangsschnittgröße mit entgegengesetzten Vorzeichen zur Lastschnittgröße günstig wirkt.

## 6.2 Momenten- Krümmungs Beziehung

Des Weiteren erfolgt die Analyse der Steifigkeiten der Querschnitte über die Betrachtung der Momenten- Krümmungs Beziehung. Über die gemessenen Dehnungen an der Querschnitts Ober- und Unterseite kann die Krümmung ausgedrückt werden und über die gemessenen Auflagerreaktionen und Pressenkräfte kann das Moment ermittelt werden.

Die Momenten- Krümmungs- Beziehung für die Versuchskonfiguration C20/25 /  $\rho_s = 0.52 \% / \lambda = 18$  zeigt einen vermeintlichen bilinearen Verlauf für einen betrachteten Querschnitt, siehe Abbildung 101 und Abbildung 102. Eine quasi konstante Steifigkeit im Zustand II von Beginn an weg und nach Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung ein ausgeprägtes Fließplateau. Die Krümmung ist dominiert vom Fließplateau der Bewehrung und lässt die horizontale Achse in einer Skala darstellen welche sich als ungünstig für den Großteil der Beanspruchung des Querschnitts darstellt. In dem durch das Fließen geprägten Beziehung findet keine Beanspruchungszunahme mehr statt und ist dadurch in Hinblick für die Steifigkeit bei Lastzuständen wenig aussagekräftig.

Die Momenten- Krümmungs- Beziehung des gleichen Tests, jedoch nur die ersten 10% der Krümmung betrachtet zeigt, dass der Verlauf keine konstante Steigung aufweist, siehe Abbildung 103.

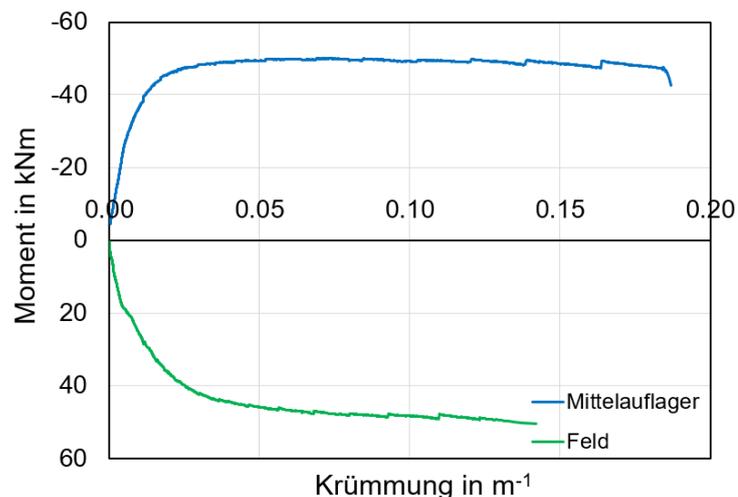


Abbildung 101: Momenten-Krümmungs Beziehung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/ \lambda=18.8$  Referenzversuch

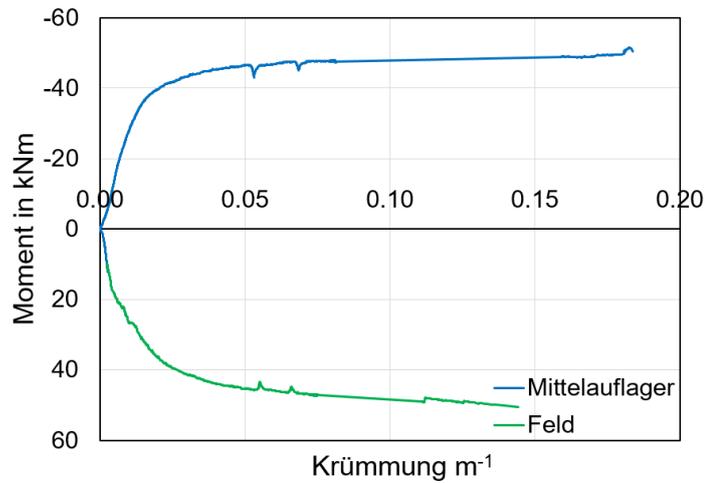


Abbildung 102: Momenten-Krümmungs Beziehung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/ \lambda=18.8$  Zwangversuch

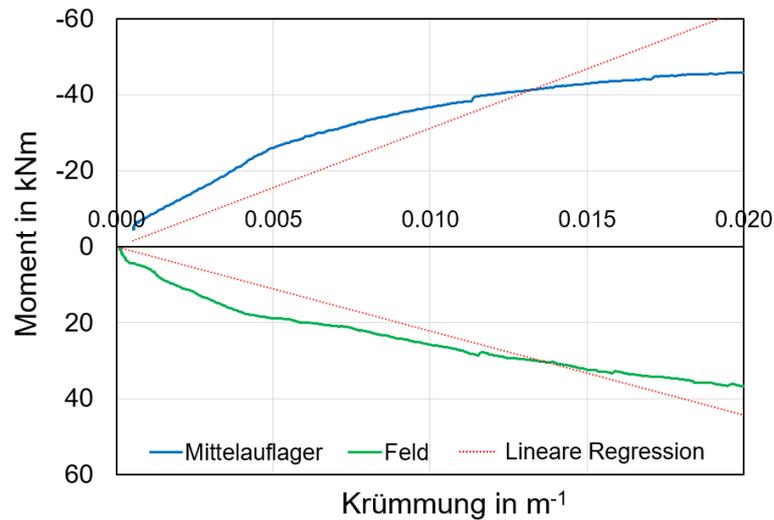


Abbildung 103: Anfangsbereichsbetrachtung Momenten-Krümmungs Beziehung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/ \lambda=18.8$  Referenzversuch

### 6.3 Steifigkeitsentwicklung

Die Steifigkeit  $EI$  des Querschnitts kann über die Beziehung nach Gleichung ( 5 ) ausgedrückt werden.

$$EI = \frac{M}{\kappa} \quad (5)$$

mit:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h} \quad (6)$$

Für die Versuchskonfiguration C20/25 /  $\rho_s = 0.52\%$  /  $\lambda = 18.4$  ist die Steifigkeitsentwicklung für den Referenzversuch und den Zwangversuch, siehe Abbildung 104 und Abbildung 105, dargestellt.

Beim Referenzversuch ist bei den Querschnittsstellen im Mittelaufleger und im Feld zu erkennen, dass keine konstante Steifigkeit vorhanden ist. Das Verhältnis der Steifigkeiten  $(EI)_{\text{Test}}/E_{\text{cmI}}$  ist von Beginn an kleiner als 1, da der Versuchskörper vorgerissen wurde. Grundsätzlich ist kein klarer Trend erkennbar, es kann jedoch gesagt werden, dass die Steifigkeit kontinuierlich abnimmt und dass das Fließen der Bewehrung keinen charakteristischen Punkt darstellt. Der kleinste Wert des Steifigkeitsverhältnisses beträgt bei Erreichen der Bruchlast nur 3 % der Biegesteifigkeit des umgerissenen Zustands.

Beim Zwangversuch ist ein ähnliches Verhalten gegeben. Die Steifigkeitsentwicklung des Querschnitts beim Mittelaufleger zeigt jedoch einen für den ersten Blick ungewöhnlichen Verlauf. An der Stelle des Mittelauflegers kommt es nach einer starken Abnahme der Biegesteifigkeit auf ca. 10 % bei 20 %  $F_{\text{max}}$  wieder zu einer Zunahme der Steifigkeit, welche nach 50 %  $F_{\text{max}}$  wieder abnimmt. Dieses Verhalten ist auf den Vorzeichensprung durch die Biegebeanspruchung (Zwangbeanspruchung positiv – Lastbeanspruchung negativ) und dem damit verbundenen öffnen und schließen der Risse zurückzuführen.

Ein ähnliches Verhalten ist bei sämtlichen anderen Konfigurationen ersichtlich.

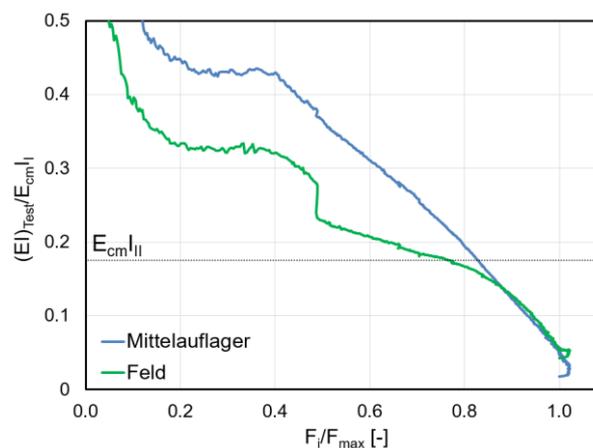


Abbildung 104: Steifigkeitsentwicklung C20/25/ $\rho_s=0,52\%$ / $\lambda=18.8$  Referenzversuch

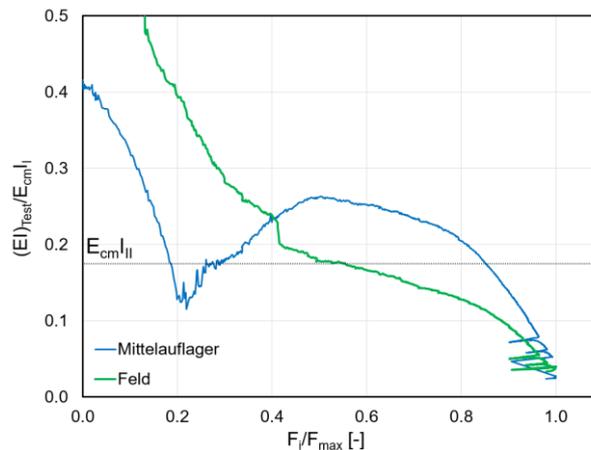


Abbildung 105: Steifigkeitsentwicklung C20/25/ $\rho_s=0,52\%$ / $\lambda=18.8$  Zwangversuch

## 6.4 Plastische Rotation

Das plastische Verformungsvermögen bzw. die plastische Rotation kann als Maß für den Abbau von Zwangsschnittgrößen herangezogen werden. Diese hängt vor allem vom Bewehrungsgrad und der Duktilität der Bewehrung ab. Die Betoneigenschaft hat dagegen nur eine geringe Bedeutung. Auf Systemebene spielt außerdem die Schubschlankheit eine Rolle. Je größer die Schubschlankheit ist, desto größer das Verformungsvermögen des plastischen Gelenks.

Das vereinfachte Verfahren für stabförmige Bauteile basiert auf dem Nachweis der Rotationsfähigkeit ausgezeichneter Stababschnitte mit einer Länge etwa der 1,2-fachen Querschnittshöhe. Dabei wird vorausgesetzt, dass diese sich als erste unter der jeweils maßgebenden Einwirkungskombination plastisch verformen (Ausbildung plastischer Gelenke), so dass sie wie ein Querschnitt behandelt werden dürfen.

Der Nachweis der plastischen Rotation im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt als erbracht, wenn nachgewiesen wird, dass unter der maßgebenden Einwirkungskombination die rechnerische Rotation  $\theta_{pl,E}$  die zulässige Rotation  $\theta_{pl,d} \cdot k_\lambda$  nicht überschreitet.

### **ERMITTLUNG DER QUERSCHNITTSROTATION**

Eine Vorgabe für die Bestimmung der Querschnittsrotation ist in ÖNORM EN 1992-1-1 [23] beschrieben. Die Ermittlung der Rotation erfolgt anhand eines eingeschriebenen Kreissegments mit einer Sehnenlänge von  $0,6 \cdot h$ . Der Rotationswinkel  $\theta$  ergibt sich aus dem Knick der Sekantensteigungen. Für die vorliegenden Versuche kann mithilfe der gemessenen Querschnittskrümmungen auf Krümmungsradien zurückgerechnet werden, wodurch sich die Querschnittsrotation berechnen lässt.

In der Tabelle 12 und Tabelle 13 ist ersichtlich, dass bei einer Nachweisführung nach EC2 für alle Versuchsconfigurations bis auf die C50/60 /  $\rho_s = 0,52\%$  /  $\lambda = 18,4$  und C50/60 /  $\rho_s = 0,52\%$  /  $\lambda = 11,8$  der Nachweis theoretisch erfüllt werden würde.

Die plastischen Rotationen bei den Versuchen zeigen, dass ein Fließen der Bewehrung bei sämtlichen Versuchsserien eingetreten ist. Fließen stellte sich bei einer Querschnittsrotation zwischen 1,7 und 3,0mrad ein. Die maximal erreichten Querschnittsrotationen liegen zwischen 5,0 und 25,5mrad.

**Tabelle 12: Plastische Rotationen C20/25**

	C20/25						
	Nachweisführung nach EC2			Referenzversuch		Zwangversuch	
	$\theta_{pl,E}$ [mrad]	$\theta_{pl,d} * k_\lambda$ [mrad]	Nachweis	$\theta_y$ [mrad]	$\theta_u$ [mrad]	$\theta_y$ [mrad]	$\theta_u$ [mrad]
$\rho_s=0,52\%$ ; $\lambda=18,4$	11,7	14,3	Ja	2,5	25,5	2,8	25,5
$\rho_s=0,52\%$ ; $\lambda=11,8$	11,7	12,2	Ja	2,9	5,0	2,6	7,7
$\rho_s=1,22\%$ ; $\lambda=18,4$	8,4	12,1	Ja	2,9	15,2	3,0	13,2
$\rho_s=1,22\%$ ; $\lambda=11,8$	8,4	10,3	Ja	2,8	16,6	2,8	15,2

**Tabelle 13: Plastische Rotationen C50/60**

	C50/60						
	Nachweisführung nach EC2			Referenzversuch		Zwangversuch	
	$\theta_{pl,E}$ [mrad]	$\theta_{pl,d} * k_\lambda$ [mrad]	Nachweis	$\theta_y$ [mrad]	$\theta_u$ [mrad]	$\theta_y$ [mrad]	$\theta_u$ [mrad]
$\rho_s=0,52\%$ ; $\lambda=18,4$	15,6	12,7	Nein	2,1	13,5	2,9	14,3
$\rho_s=0,52\%$ ; $\lambda=11,8$	15,6	10,8	Nein	2,2	10,2	2,2	11,6
$\rho_s=1,22\%$ ; $\lambda=18,4$	12,0	15,4	Ja	2,5	16,7	2,8	17,2
$\rho_s=1,22\%$ ; $\lambda=11,8$	12,0	13,0	Ja	2,3	10,2	1,7	6,9

## 7 Langzeituntersuchungen zu Zwang

### 7.1 Plötzlich auftretender Zwang

Durch die Proportionalität der Zwangsschnittgrößen mit der Steifigkeit wird langandauernder Zwang durch Kriechen in erheblichem Maße abgebaut. Durch die reduzierte Kriechfähigkeit des Betons mit zunehmendem Belastungsalter (Alterung) wird plötzlich auftretender im Vergleich mit allmählich entstehendem Zwang – gleiches Alter  $t_0$  bei Belastungsbeginn vorausgesetzt – stärker reduziert. Plötzlich bzw. rasch auftretender Zwang entsteht z.B. durch Fundamentsetzungen bei kohäsionslosen (rolligen) Böden, während allmählich ansteigender Zwang durch Schwinden oder Setzungen bei kohäsiven (bindigen) Böden erzeugt wird.

Die Reduktion rasch auftretender Zwangbeanspruchungen durch Kriechen wird an einem durch Setzungszwang beanspruchten Zweifeldträger gezeigt. Die Verträglichkeitsbedingung zur Berechnung der statisch unbestimmten  $X_1$  unmittelbar nach auftreten der Fundamentsetzung zum Zeitpunkt  $t_0$  lautet mit  $\delta_{10}=\Delta s$ :

$$\delta_{10}(t_0)=X_1(t_0) \cdot \delta_{11}(t_0) \quad (7)$$

$$\rightarrow X_1(t_0) = \frac{\delta_{10}(t_0)}{\delta_{11}(t_0)} = \frac{\Delta s}{\delta_{11}(t_0)} \quad (8)$$

$X_1$  entspricht der Kraft, mit der dem Träger ohne Mittelaufleger die Verformung  $\Delta s$  aufgezwungen werden kann, siehe Abbildung 106. Bei konstanter Kraft  $X_1$  würde die Verformung auf  $\Delta s \cdot (1+\varphi)$  ansteigen. Da dies nicht möglich ist, muss der fiktive Verformungszuwachs  $\Delta s \cdot \varphi$  durch  $\Delta X_1$  kompensiert werden. Die vollständige Verträglichkeitsbedingung lautet damit:

$$\delta_{10}(t_0)=X_1(t_0) \cdot \delta_{11}(t_0)(1+\varphi) + \Delta X_1 \cdot \delta_{11}(t_0)(1+\rho\varphi) \quad (9)$$

Aufgelöst nach der Änderung der statisch unbestimmten Größe folgt:

$$\Delta X_1 = \frac{\delta_{10}(t_0) - X_1(t_0)\delta_{11}(t_0)(1 + \varphi)}{\delta_{11}(t_0)(1 + \rho\varphi)} = -X_1(t_0) \frac{\varphi}{1 + \rho\varphi} \quad (10)$$

Die zeitabhängige Auflagerkraft infolge Stützensenkung ist:

$$X_1(t) = X_1(t_0) + \Delta X_1(t) \quad (11)$$

$$= X_1(t_0) \cdot \left( 1 - \frac{\varphi}{1 + \delta\varphi} \right) \quad (12)$$

$$= X_1(t_0) \cdot (1 - \psi) \quad (13)$$

Gleichung (13) gilt unmittelbar für das Stützmoment infolge Auflagersenkung:

$$M_{St,\Delta s}(t) = M_{St,\Delta s}(t_0) \cdot (1 - \psi) \quad (14)$$

Dabei ist  $\psi$  die Relaxationszahl die den kriechbedingten Spannungsabfall bei konstanter Dehnung beschreibt.

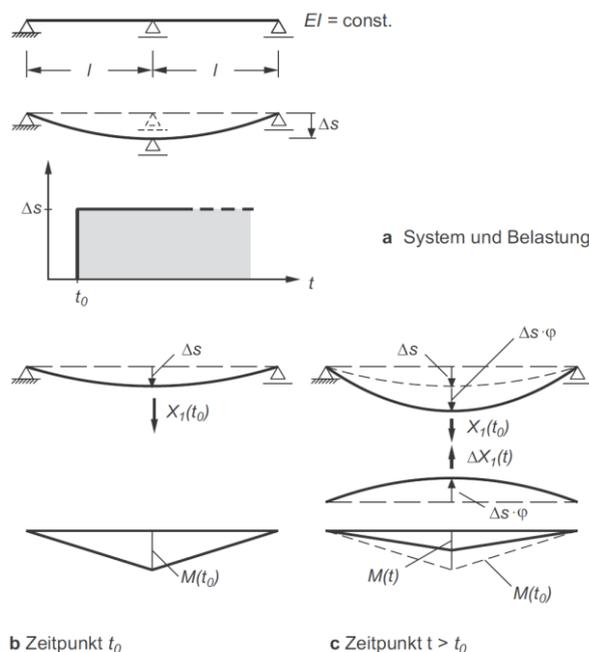


Abbildung 106: Abbau der Schnittgrößen aus rasch auftretendem Zwang durch Kriechen – Setzungszwang bei einem Zweifeldträger [1]

## 7.2 Einfluss des Kriechens auf die Steifigkeit

Kriechen des Betons führt zu erheblicher Vergrößerung der Biegeverformung. Die am Druck- und Zugstab gewonnenen Erkenntnisse zeigen allerdings, dass die Rissbildung erheblichen Einfluss auf die zeitabhängige Verformung hat. In ungerissenen Querschnitten kriecht unter langandauernden Belastungen sowohl die Druck- als auch die Zugzone, während in

gerissenen Querschnitten im Wesentlichen nur die Druckzone Kriechverformungen aufweist, die Stahldehnung aber nahezu unverändert bleibt [1].

Die aus Versuchen gewonnenen Erkenntnisse zeigen, dass die Rissbildung erheblichen Einfluss auf die zeitabhängigen Verformungen hat. Mit dem Steifigkeitsabfall durch Rissbildung werden Zwangsschnittgrößen erheblich reduziert. Für die Reduktion des Zwangs bzw. Umlagerungen ist das Verhältnis der effektiven Steifigkeiten der Zeitpunkte  $t_0$  und  $t$  entscheidend. Die tatsächliche Größe des Zwangs und dessen zeitabhängiger Verlauf können z.B. durch eine nichtlineare Berechnung ermittelt werden. In Zilch u. Fritsche [46] wurde ein Verfahren zur Abschätzung der Umlagerungsschnittgrößen für den Systemwechsel von Fertigteilen vorgestellt, das auch zur näherungsweisen Berechnung des Zwangabbaus genutzt werden kann. Dabei können die Rissbildung und die Behinderung der Schwindverformungen durch die Bewehrung mit Hilfe effektiver Systemkriechzahlen  $\varphi_{\text{eff}}$  in den erläuterten Formeln nach Trost [47] berücksichtigt werden. Allgemein gilt:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t_0) \cdot (1 + \varphi) \quad (15)$$

$$\rightarrow \kappa_{c\sigma}(t) = \kappa_{c\sigma}(t_0) \cdot (1 + \varphi) \quad (16)$$

$$\rightarrow w(t) = \int_0^l \delta M \cdot \kappa(t) dx = w(t_0) \cdot (1 + \varphi) \quad (17)$$

Die Durchbiegung vergrößert sich durch Kriechen auf das  $1+\varphi$ -fache. Für die Biegesteifigkeit gilt damit:

$$EI^I(t) = \frac{EI(t_0)}{1 + \varphi} = E_{c,\text{eff}} I \quad (18)$$

Umgekehrt gilt für die effektive Kriechzahl des unbewehrten, ungerissenen Querschnitts nach Gleichung ( 18 ) naturgemäß:

$$\varphi_{\text{eff}} = \frac{EI(t_0)}{EI(t)} - 1 \quad (19)$$

Dabei ist zwischen ungerissenen Querschnitten ( $EI^I$ ) und dem mittleren Verhalten gerissener Querschnitte ( $EI^II$ ) zu unterscheiden:

$$\varphi_{\text{eff}}^I = \frac{EI^I(t_0)}{EI^I(t)} - 1 \approx \varphi \quad (20)$$

$$\varphi_{\text{eff}}^{II} = \frac{EI_m^{II}(t_0)}{EI_m^{II}(t)} - 1 \ll \varphi \quad (21)$$

### 7.3 Material- und Querschnittskennwerte

#### **KRIECHZAHL**

Der Werkstoff Beton hat bereits unter normalen Gebrauchsbedingungen ein ausgeprägtes zeitabhängiges Materialverhalten. Dadurch kann es vorkommen, dass die mit der Zeit auftretenden Dehnungen um ein Vielfaches größer als die elastischen Dehnungen sein können. Im Bereich des linearen Kriechens wird die auftretende Kriechdehnung mit Hilfe der Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  als ein Vielfaches der elastischen Kurzdehnung  $\varepsilon_{ci,28}$  berechnet:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{ci,28} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (22)$$

Für die Berechnung der Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  werden zwei grundlegende Parameter benötigt. Zum einen die Grundkriechzahl  $\varphi_0$ , die sich aus den Komponenten des Trocknungs- und Grundkriechens und dem Betonalter bei Belastungsbeginn zusammensetzt. Die zweite Komponente  $\beta_c(t, t_0)$  beschreibt den zeitlichen Verlauf der Funktion.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (23)$$

#### **EFFEKTIVER E-MODUL**

Mit  $E_{c,eff}$  wird der effektive E-Modul beschrieben, womit die Berechnung der Kriechverformung erleichtert werden kann. Die durch den Zwang verursachte Relaxation kann in der Formel mit dem Relaxationsbeiwert  $\rho(t, t_0)$  wie folgt berücksichtigt werden.

$$E_{c,eff}(t) = \frac{E_c}{1 + \rho(t, t_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (24)$$

#### **ZEITABHÄNGIGES FLÄCHENTRÄGHEITSMOMENT**

Die Berechnung des zeitabhängigen Flächenträgheitsmoments erfolgt mit  $\alpha_{s,eff}(t)$  unter Berücksichtigung des effektiven Elastizitätsmoduls.

$$\alpha_{s,eff}(t) = \frac{E_s}{E_{c,eff}(t)} \quad (25)$$

$$I^{II}(t) = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha_{s,eff}(t) \cdot [A_{s1} \cdot (d - x)^2 + A_{s2} \cdot (x - d_s)^2] \quad (26)$$

## **ZEITABHÄNGIGE BIEGESTEIFIGKEIT**

Die wirksame, zeitabhängige Biegesteifigkeit  $EI_m^II(t)$  ergibt sich mithilfe des Verteilerbeiwerts zu:

$$EI_m^II(t) = \frac{1}{\zeta \frac{1}{EI^II(t)} + (1 - \zeta) \frac{1}{EI^I(t)}} \quad (27)$$

Der Verteilerbeiwert  $\zeta = l_{II}/l$  setzt die Länge des gerissenen Bereichs zur Gesamtlänge  $l$  in Beziehung [23] [24].

### 7.4 Einfluss der Rissbildung

In ungerissenen Querschnitten kriecht unter langandauernden Belastungen sowohl die Druck- als auch die Zugzone, während in gerissenen Querschnitten im Wesentlichen nur die Druckzone Kriechverformungen aufweist, die Stahldehnung aber nahezu unverändert bleibt. Gerissene Bauteile weisen deutlich verringerte Kriechverformungen auf; der Abbau von Zwangsschnittgrößen ist damit wesentlich vermindert [13].

Im Folgenden werden die Zusammenhänge getrennt für den ungerissenen und gerissenen Querschnitt abgeleitet. Es wird das Verhältnis der Biegesteifigkeiten und eine Näherungsformel zur Berechnung der effektiven Kriechzahl  $\varphi_{eff}$  herangezogen werden.

#### **KRIECHEN BEI UNGERISSEMEM QUERSCHNITT**

Das Trägheitsmoment  $I^I$  eines unbewehrten Querschnitts wird durch Kriechen nicht beeinflusst. Es gilt folgende Beziehung:

$$I_i^I(t_0) = I_i^I(t) = I_i \quad (28)$$

#### Verhältnis der Biegesteifigkeiten (PT1)

Für die Ermittlung der effektiven Kriechzahl werden die Biegesteifigkeiten des ungerissenen Querschnitts (vorgespannter Träger PTC) zu Belastungsbeginn  $t_0$  und zum betrachteten Zeitpunkt  $t$  gegenübergestellt. Über den effektiven E-Modul  $E_{c,eff}$  nach Gleichung ( 24 ) ergibt sich:

$$\varphi_{eff}^I(t, t_0) = \frac{E_c \cdot I^I(t_0)}{E_{c,eff}(t) \cdot I^I(t)} - 1 \quad (29)$$

### Näherungsformel (PT2)

Zur groben Einschätzung des Kriechverhaltens kann eine Näherungsformel nach [1] verwendet werden. Hierbei wird die Bewehrung im Querschnitt vernachlässigt. Folgende Beziehung ist vorgegeben:

$$\frac{EI^I(t)}{EI^I(t_0)} \approx \frac{1}{1 + \varphi} \quad (30)$$

Setzt man nun Gleichung ( 29 ) in ( 30 ) ein, folgt:

$$\varphi_{eff}^I(t, t_0) = \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{1} - 1 = \varphi(t, t_0) \quad (31)$$

Die Näherungsformel für den ungerissenen Querschnitt liefert keine Änderung zur Kriechzahl nach Gleichung ( 23 ).

### **KRIECHEN BEI GERISSENEM QUERSCHNITT**

In gerissenen Querschnitten kriecht lediglich die Druckzone. Da die Verteilung der Dehnungen über den Querschnitt stets eben bleiben muss, wandert die Dehnungsnulllinie näher zur Bewehrung. Durch die vergrößerte Druckzone fallen die Betondruckspannungen erheblich ab, während die Stahlspannungen zum Ausgleich des geringfügig verkleinerten Hebelarms aus Gleichgewichtsgründen etwas anwachsen. Rechnerisch lassen sich Kriechauswirkungen auch bei gerissenen Querschnitten näherungsweise durch  $E_{c,eff}$  erfassen. Spannungen und Querschnittswerte können weiterhin nach  $\alpha_{s,eff} = E_s/E_{c,eff}$  ermittelt werden. Die Biegesteifigkeit des gerissenen Querschnitts (reiner Zustand II) nimmt durch Kriechen im Vergleich zum Zustand I deutlich weniger ab.

$$\varphi_{eff}^I(t, t_0) = \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{1} - 1 = \varphi(t, t_0) \quad (32)$$

### Verhältnis der Biegesteifigkeiten (RC1)

Das Flächenträgheitsmoment für den schlaff bewehrten Träger (RC)  $I^II$  wird nach Gleichung ( 26 ) ermittelt. Außerdem muss die mittlere Biegesteifigkeit  $EI_m^II$ , siehe Gleichung ( 27 ) berücksichtigt werden. Für den Elastizitätsmodul  $E$  wird wiederum zum Zeitpunkt  $t_0$  der Tangenten-Modul  $E_c$  verwendet und zum Zeitpunkt  $t$  der Effektive E-Modul. Somit ergibt sich für  $\varphi^{II}_{eff}$  folgende Gleichung:

$$\varphi^{II}_{eff}(t, t_0) = \frac{E_c \cdot I_m^II(t_0)}{E_{c,eff}(t) \cdot I_m^II(t)} - 1 \quad (33)$$

### Näherungsformel (RC2)

Für gerissene Querschnitte gibt es ebenfalls eine Näherungsformel die zur Abschätzung der effektiven Kriechzahl verwendet werden kann. Auch hier wird die Bewehrung vernachlässigt.

Es gilt:

$$\frac{EI^I(t)}{EI^I(t_0)} \approx \frac{2 + \varphi}{2 \cdot (1 + \varphi)} \quad (34)$$

Setzt man nun ( 34 ) in ( 33 ) ein, folgt:

$$\varphi_{eff}^I(t, t_0) = \frac{2 \cdot (1 + \varphi)}{2 + \varphi} - 1 = \frac{\varphi(t, t_0)}{2 + \varphi(t, t_0)} \quad (35)$$

## 7.5 Versuchskörperherstellung

Es wurden zwei Versuchskörper mit den Abmessungen  $l/b/h = 7,3 \text{ m} / 0,4 \text{ m} / 0,2 \text{ m}$  hergestellt. Die Längsbewehrung beider Versuchskörper bestand aus 4Ø14 Bewehrungsstahl BSt550B welche oben und unten angeordnet wurden, siehe Abbildung 107. Bei einem Versuchskörper wurde zentrisch ein verbundloses Spannglied mit einer Monolitze ( $A_P=1,5\text{cm}^2$ ) eingebaut. Die verbleibende Vorspannkraft betrug nach Abzug von Keilschlupf und Reibung  $F_P= 200\text{kN}$ .

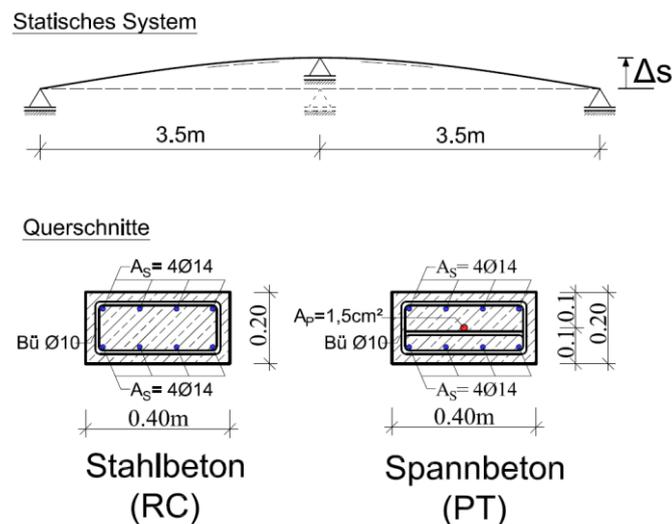


Abbildung 107: Statisches System und Bewehrungsanordnung

Die Betonfestigkeit betrug  $f_{cm,cyl,28d} = 43 \text{ N/mm}^2$ . Das Rezept für die Herstellung eines Kubikmeters Beton kann Tabelle 14 entnommen werden. Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls ist in Tabelle 15 angegeben.

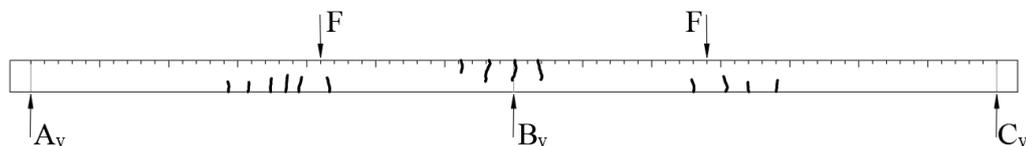
**Tabelle 14: Betonrezept**

Zuschlag	0/4	1230kg (60%)
	4/8	206kg (10%)
	8/16	617kg (30%)
Zement	CEM II/A-M(S-L) 42.5N	260kg
Effektiver Wassergehalt	W/B= 0.68	177kg
Fließmittel	dynamIQ flow L-08	1.56kg

**Tabelle 15: E Modul Entwicklung**

Zeit t [d]	E-Modul [MPa]
28	34,200
107	36,400
500	39,600

Das Betonalter betrug zum Zeitpunkt des Versuchsbeginn  $t_0 = 50$  d. Der schlaff bewehrte Versuchskörper wurde mit einer Kraft von  $F = 45$  kN vorbelastet welche sich je in einer Entfernung von 1,4 m vom Mittelaufleger befand. Das Rissbild kann Abbildung 108 entnommen werden. Die maximale Last welche bei einem Bruchversuch mit der gleichen Konfiguration erreicht wurde betrug  $F = 105$  kN. Somit betrug das Lastniveau beim Anreißen  $F/F_{max} = 0,42$ . Das Rissbild wurde somit aus einer Beanspruchung auf Gebrauchslastniveau erzeugt.


**Abbildung 108: Rissbild schlaff bewehrter Versuchskörper - Vorreißen**

Der Versuchsstand bestand aus einem Zweifeldträger bei welchem das Mittelaufleger zur Zwangeinprägung überhöht wurde. Die Überhöhungen und die daraus resultierenden Zwangsschnittgrößen ermittelt nach linearer Elastizitätstheorie und experimentelle Methode

können Tabelle 16 entnommen werden. Das Zwangmoment für den ungerissenen Versuchskörper, ermittelt nach linearer E-Theorie stimmt gut mit den Versuchsergebnissen überein. Beim gerissenen Versuchskörper beträgt das Verhältnis lin. E-Theorie zu Experiment 3,7, was auf die Rissbildung zurückzuführen ist.

**Tabelle 16: Überhöhungen und Zwangmomente**

	Vorgespannt	Schlaff bewehrt
Überhöhung $\Delta s$	5mm	16mm
$M_{Zwang}$ (Lin E-Theorie)	-11kNm	-35.44kNm
$M_{Zwang,t0}$ (Experimentell)	-9.5kNm	-9.5kNm

## 7.6 Messtechnik

Bei den Auflagern wurden Kraftmessdosens angeordnet welche die Auflagerreaktionen und deren Änderung dokumentierten. Zusätzlich wurden Dehnungsmessungen durchgeführt wobei beim Mittelaufleger und in zwei Meter Entfernung zum Mittelaufleger die Messungen durchgeführt wurden. Es kamen potentiometrische Wegaufnehmer mit einer Messlänge von  $l_0 = 20$  cm für die Zugseite und Dehnmesstreifen mit einer Messgitterlänge von 50 mm für den Druckbereich zum Einsatz. Für die Ermittlung von Kompensationswerten (Temperatur, Schwinden) wurden bei einem unbelasteten Probekörper Dehnmesstreifen appliziert und Messungen durchgeführt. Nach Installation der Messtechnik wurde der Versuchskörper mit Dämmplatten ummantelt um Temperaturschwankungen so klein wie möglich zu halten, siehe Abbildung 109. Die Temperaturschwankungen betragen  $\pm 1,5^\circ\text{C}$  über die Versuchszeit. Die Luftfeuchtigkeit betrug im Mittel 40% wobei Schwankungen von  $\pm 10\%$  gegeben waren.

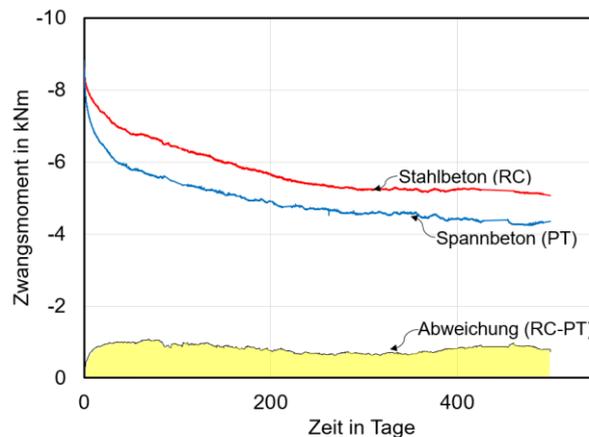


**Abbildung 109: Thermische Einhausung des Versuchsstands**

## 7.7 Versuchsergebnisse

### **GEGENÜBERSTELLUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE**

In Abbildung 110 erfolgt eine Gegenüberstellung der Messergebnisse des Zwangmomentenabbaus für den schlaff bewehrten und den vorgespannten Versuchskörper. Es ist zu erkennen, dass beim vorgespannten Versuchskörper das Zwangmoment stärker abgebaut wird als beim schlaff bewehrten. Dieses Ergebnis stimmt gut mit der Theorie überein. Durch Differenzbildung der beiden Versuchsergebnisse kann festgestellt werden, dass der Unterschied im Zwangmomentabbau nur innerhalb der ersten 20 Tage ab Belastungsbeginn stattfindet. Anschließend verläuft die Beziehung annähernd konstant.



**Abbildung 110: Gegenüberstellung Zwangmomententwicklung**

### **GEGENÜBERSTELLUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT DEN BERECHNUNGSMODELLEN**

Es werden die gemessenen Ergebnisse zum Zwangmoment Abbau den vorgestellten theoretischen Modellen unter Verwendung der effektiven Kriechzahlen gegenübergestellt. Das zeitabhängige Stützmoment zufolge Stützensenkung wird analytisch mit den (effektiven) Kriechzahlen ermittelt, siehe Tabelle 17.

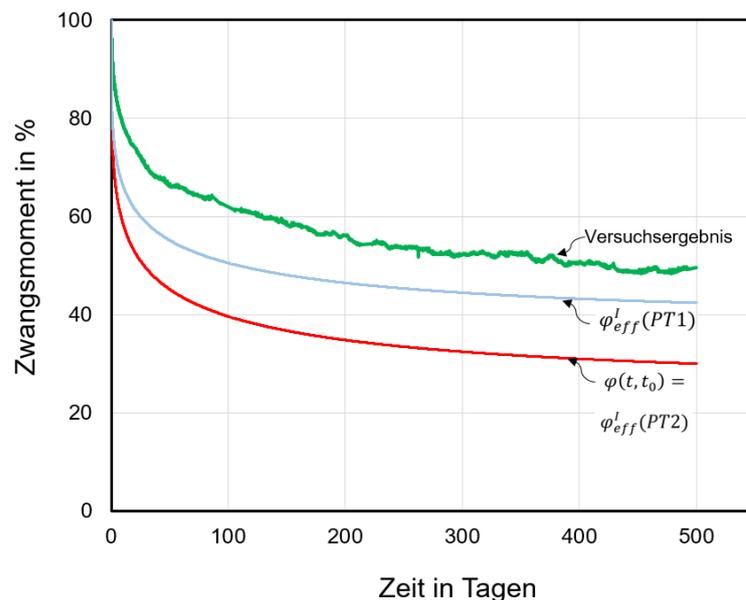
**Tabelle 17: Verwendete Kriechzahlen**

		Vorgespannt	Stahlbeton
Kriechzahl		$\varphi(t, t_0)$	$\varphi(t, t_0)$
Effektive Kriechzahl	Verhältnis der Biegesteifigkeiten	$\varphi_{eff}^I(PT1)$	$\varphi_{eff}^{II}(RC1)$
	Näherungsformel	$\varphi_{eff}^I(PT2)$	$\varphi_{eff}^{II}(RC2)$

### Vorgespannter Versuchskörper (PT)

In Abbildung 111 werden die Ergebnisse der Berechnungsmodelle für den vorgespannten Versuchskörper dargestellt. Es ist zu erkennen, dass eine Berechnung des Zwangsmoment Abbaus mit der Kriechzahl  $\varphi_{(t,t_0)}$  den tatsächlichen Abbau überschätzt (140%). Eine bessere Lösung liefert eine Berechnung mit der effektiven Kriechzahl  $\varphi_{eff}^I$  unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Biegesteifigkeit (116%).

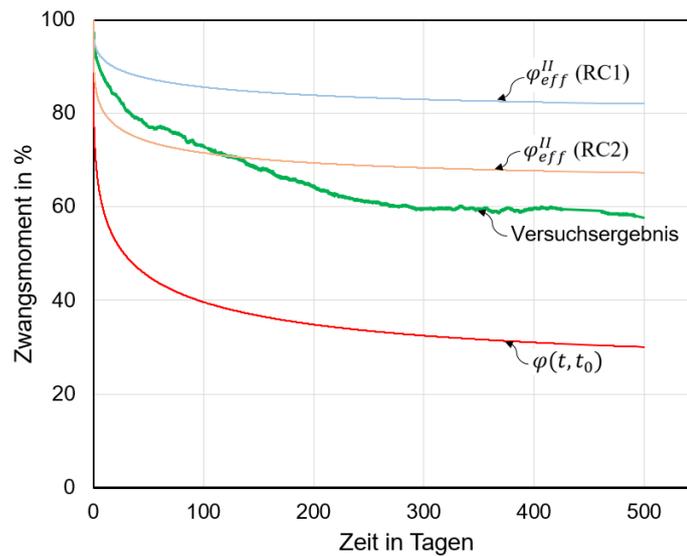
Da das Trägheitsmoment  $I^I$  eines unbewehrten Querschnitts durch Kriechen nicht beeinflusst wird, ist die effektive Kriechzahl nur von den zeitabhängigen Materialeigenschaften des Betons abhängig. Diese sind die Kriechzahl und der Elastizitätsmodul.



**Abbildung 111: Zwangsmomententwicklung (PT): Experimentell - Analytisch**

### Stahlbeton Versuchskörper (RC)

Beim schlaff bewehrten Versuchskörper, siehe Abbildung 112, überschätzt die Berechnung mit der Kriechzahl  $\varphi_{(t,t_0)}$  den tatsächlichen Abbau (165%). Die Berechnung mit der effektiven Kriechzahl  $\varphi_{eff}^{II}$  unterschätzen den (RC1 42% und RC2 77%) Abbau wobei das Modell RC2 (Näherungsmodell) den Versuchsergebnissen am nächsten kommt. Einflussparameter für die effektive Kriechzahl sind das Trägheitsmoment und die Materialeigenschaften. Bei Berger [22] wurde experimentell festgestellt, dass die Steifigkeit im niedrigen Belastungsniveau mit analytischen Berechnungen unterschätzt wird.



**Abbildung 112: Zwangmomententwicklung (RC): Experimentell - Analytisch**

Gegenüberstellung

Tabelle 18 gibt einen Überblick über die Zwangmomentreduktion und zeigt die Abweichung der Berechnungsmodelle von den Versuchen.

**Tabelle 18: Vergleich der Genauigkeit der Berechnungsmodell mit den Versuchsergebnissen**

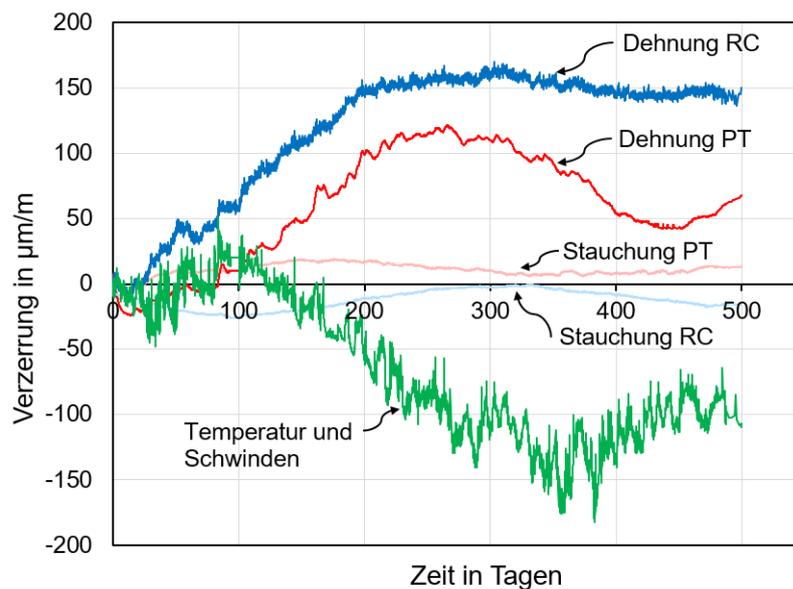
		Vorgespannt (PT)	Stahlbeton (RC)
Versuch		100%	100%
Kriechzahl		140%	165%
Effektive Kriechzahl	Verhältnis der Biegesteifigkeiten	116%	42%
	Näherungsformel	140%	77%

Dehnungsmessungen

Neben der Analyse der Zwangmomententwicklung, die mittels Messungen der Auflagerreaktionen durch Kraftmessdosen durchgeführt wurde, wurde versucht, durch Dehnungsmessungen Informationen zu erhalten. Da es sich um Großversuche handelte, war dies eine anspruchsvolle Aufgabe, da folgende Faktoren einen Einfluss auf die Dehnungsentwicklung hatten [48]:

- Temperatur
- Schrumpfung
- Kriechen (Eigengewicht, Vorspannen, Zwangmomentabbau)

Durch Kompensationsmessungen konnten die Einflüsse aus Temperatur, Schwinden und Vorspannung ermittelt werden und durch Subtraktion nur die Dehnung aus Kriechen aus Eigengewicht und Zwangmomentabbau erhalten werden. In Abbildung 113 sind die Dehnungen auf der Druck- und Zugseite des Querschnitts an der Stelle des Mittelauflegers für den Spannbeton (PT) und Stahlbeton (RC) Versuchskörper dargestellt. Es ist zu erkennen, dass auf der Zugseite eine signifikante Zunahme der Dehnung über die Zeit zu verzeichnen ist. Für den Stahlbeton Versuchskörper ist die Zunahme größer als für den vorgespannten. Die Entwicklung der Stauchungen ist deutlich geringer. Diese experimentellen Ergebnisse stehen im Widerspruch zum aktuellen Modell. Für einen ungerissenen Querschnitt sollten die Dehnung und die Stauchung etwa gleich groß sein. Für einen gerissenen Querschnitt sollte das Kriechen überwiegend in der Druckzone und nur geringfügig in der Zugzone auftreten. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse der Dehnungsmessungen mit Vorsicht zu genießen sind und keine wesentlichen Informationen für die Reduzierung von Zwangmomenten liefern.



**Abbildung 113: Dehnungsentwicklung auf der Druck- und Zugseite an der Stelle der Mittelstütze**

## 8 Zusammenfassung

Die Versuche haben für günstig und ungünstig wirkenden Zwang aus Auflagerverschiebung gezeigt, dass unabhängig von den untersuchten Parametern wie Betongüte, dem Bewehrungsgrad und der Schlankheit kein Zwangsmoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) mehr vorhanden ist.

Repräsentativ für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wurde bei einer Stahlspannung von  $\sigma_s = 200$  MPa das vorhandene Zwangsmoment ermittelt.

- Für günstig wirkenden Zwang betrug das Zwangsmoment zwischen 0,19% - 0,49% vom Zwangsmoment linear elastisch berechnet mit der Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts.
- Für ungünstig wirkenden Zwang betrug das Zwangsmoment zwischen 0,27% - 0,40% vom Zwangsmoment linear elastisch berechnet mit der Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts.

Es wurden zusätzlich experimentelle Untersuchungen zum Abbau von Zwangsschnittgrößen aus Auflagerverschiebung durch Kriechen infolge plötzlich auftretenden, ungünstig wirkenden Zwang durchgeführt. Die Analyse der Versuche hat gezeigt, dass ein Abbau der Zwangsschnittgrößen durch Kriechen stattfindet und die theoretische Berechnung mit dem Ansatz von Trost die besten Ergebnisse liefert, wenn effektive Kriechzahlen verwendet werden.

## ARBEITSPAKET 6 – VERSUCHSNACHRECHNUNGEN

AutorInnen: Dipl.-Ing. Dipl.-Ing Michael Mayer (TU Graz – IBB)  
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)  
 Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Berger (UIBK)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

#### Ziele:

- Bestätigung der Modelle
- Vertiefte Erläuterung der Versuchsergebnisse

#### Beschreibung der Inhalte:

Mit den in AP 3 erstellten Modellen werden alle Versuche nachgerechnet. Für die Simulation werden die Materialeigenschaften aus den Begleitversuchen (Stahl- und Betoneigenschaften) zugrunde gelegt. Das Kriechen wird entsprechend dem Ansatz in EC2 modelliert. Gegebenenfalls werden die Ergebnisse des derzeit laufenden Projekts CONDEF berücksichtigt. Es wird ein starrer Verbund zwischen Beton und Bewehrung zugrunde gelegt. Die tatsächliche Geschichte der Einwirkungen (Last- und Verformung) der einzelnen Versuche werden hierbei konsequent verfolgt, um den gleichzeitigen Einfluss der Rissbildung und des Kriechens auf die Zwangsschnittgrößen zu ermitteln. Die Übereinstimmung zwischen Versuch und Modell sollte erreicht werden. Wenn erforderlich, werden die in AP 3 erstellten Modelle verfeinert.

Mit der Nachrechnung der Versuche soll zum einen die Eignung der Modelle für die Parameterstudie in AP 7 endgültig festgestellt werden. Zum anderen können die Versuchsergebnisse auf mechanischer Grundlage weiter analysiert werden.

#### Methode:

FE-Simulation und ingenieurmäßige Bewertung der Ergebnisse

#### Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

**M4:** Einfluss einzelner Parameter auf Zwangsschnittgrößen

## 2. Nachrechnungen Versuche Graz

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Vorgehensweise und die wesentlichsten Ergebnisse der Nachrechnungen der an der TU Graz durchgeführten Großversuche zusammengefasst.

### 2.1 Allgemeines

Die Versuchsnachrechnungen erfolgten mit dem in Arbeitspaket 3 (Abschnitt 3.1) beschriebenen Modellansatz mit Hilfe des Softwarepakets SOFiSTiK (Service Pack 2018-15.1 Build 3).

Die in den Simulationen verwendeten Materialeigenschaften wurden aus den in Arbeitspaket 4, Abschnitt 5.1, beschriebenen Begleitkörperversuchen abgeleitet und für jeden Versuchsbalken entsprechend adaptiert.

Der Ansatz des Kriechens erfolgte gemäß dem in [23] beschriebenen Ansatz, wobei eine Anpassung der jeweiligen Kriechzahl erforderlich war, um das in den Versuchen beobachtete Kriechverhalten abbilden zu können.

In den Versuchsnachrechnungen wurde des Weiteren die Lastgeschichte, den einzelnen Versuchsbalken entsprechend, berücksichtigt. Hierzu wurden sowohl die Wiederlagersteifigkeiten als auch die Kriechphasen analog zu den durchgeführten Versuchen mitabgebildet. Die in den Versuchen eingeprägte Temperaturgradienten wurde durch einen konstanten und einen linearen Temperaturanteil aufgebracht. Eigenspannungsanteile werden folglich vernachlässigt.

In den Nachrechnungen nicht berücksichtigt werden etwaige Änderungen der Lagersituation zufolge von Verstärkungsmaßnahmen sowie Änderungen der Temperaturgradienten aufgrund eines instationären Temperaturfelds während der Versuchsdurchführung. Abweichungen wegen des in den Nachrechnungen konstant gehaltenen Temperaturfelds werden in den jeweiligen Abschnitten beschrieben.

Der Vergleich der Ergebnisse der Nachrechnungen mit jenen der Versuche erfolgt anhand der Schnittgrößen (Normalkraft und Momente) und der Last-Verformungs-Beziehung. Ergänzend wird die Auswertung des Zwangmomentes in den Versuchen den Zwangmomenten aus den Nachrechnungen gegenübergestellt. Versuchsbalken 1 wird bei den Gegenüberstellungen ausgespart, da dieser ohne zusätzliche Temperaturgradienten geprüft wurde.

## 2.2 Versuchsbalken 2

In Abbildung 114 und Abbildung 115 werden die Nachrechnungs- den Versuchsergebnissen von VB 2 gegenübergestellt. In Rot werden jeweils das Ergebnis des Versuchs und in Graustufen die Ergebnisse der Nachrechnungen dargestellt.

Die Nachrechnung wird für einen Fall mit Temperatur- und einen Fall ohne zusätzliche Temperaturbeanspruchung durchgeführt. Die Auswertung der Zwangsschnittgrößen erfolgt im Weiteren näherungsweise durch Subtraktion der Ergebnisse ohne Temperatur von jenen mit Temperatur an den beiden Einspannpunkten sowie im Bereich der Presse. Zusätzlich erfolgt die Auswertung des Zwangsmoments analog zur Versuchsauswertung, was ein mittleres Zwangsmoment liefert (siehe Arbeitspaket 4, Abschnitt 5). Diese Vorgehensweise dient der Bestätigung des Ansatzes zur Versuchsauswertung. Das so aus den Versuchsnachrechnungen ermittelte mittlere Zwangsmoment wird in Abbildung 115 b) in schwarz dargestellt.

Abbildung 114 zeigt die Vergleiche der Schnittgrößen. In a) wird die Normalkraftentwicklung abhängig von der Pressenlast dargestellt. Zu Beginn weicht die Normalkraftentwicklung der Nachrechnung mit Temperatur von jener des Versuchs ab, was auf eine unterschiedliche Vorschädigung rückschließen lässt. Während die Normalkraft in der Nachrechnung im Zuge der ersten Kriechphase deutlich abgebaut wird, nimmt die Normalkraft im Versuch weiter zu. Ursache hierfür ist das im Versuch zu diesem Zeitpunkt noch nicht stationäre Temperaturfeld. Nichtsdestotrotz kann gezeigt werden, dass die Normalkraftverläufe nach der ersten Kriechphase nahezu parallel verlaufen. Somit werden die Rissbildung und die behinderte Schwerachsendehnung in der Nachrechnung sehr gut abgebildet.

Die Vergleiche der Momentenentwicklung im Feld- sowie in den Stützbereichen in Abbildung 114 b), c) und d) zeigen die sehr gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch.

In Abbildung 115 a) werden die Last-Verformungs-Beziehungen von Nachrechnung und Versuch dargestellt. Die beiden Kurven zeigen bis zu einer Pressenlast von ca. 450 kN eine sehr gute Übereinstimmung. Die ab diesem Zeitpunkt auftretenden Abweichungen sind auf die Modellierung der Bewehrung mit starrem Verbund zurückzuführen. Hieraus resultiert ein steiferes Bauteilverhalten, wodurch eine etwaige verbleibende Zwangbeanspruchung tendenziell überschätzt wird. Die Abweichungen können für die vorliegenden Fälle in Kombination mit den Versuchsergebnissen allerdings vernachlässigt werden.

Die Darstellungen in Abbildung 115 b) und c) zeigen den Abbau des Zwangsmoments und der Zwangsnormalkraft (aus Temperatur). Anhand der Entwicklung der Zwangsmomente im linken Einspann- und im Feldbereich ist zu erkennen, dass der Zwangmomentenabbau nicht konstant über die Balkenlänge verläuft. Ursache hierfür ist ein lokaler Zwangabbau an der Einspannstelle zufolge Rissbildung, was zu einer Änderung des lokalen Behinderungsgrades führt. Allgemein zeigt sich auch hinsichtlich der Auswertung des Zwangsmoments eine gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch.

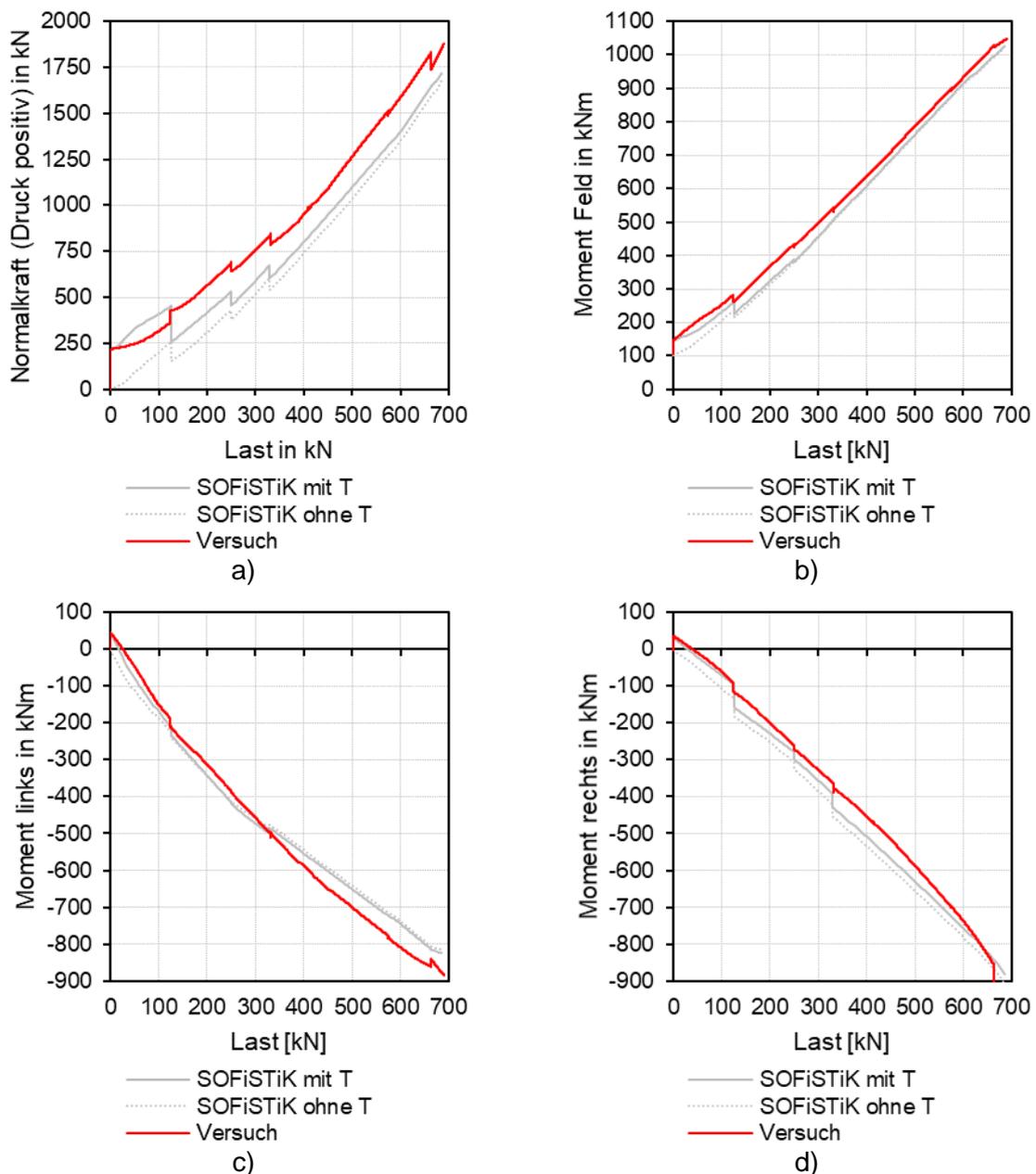
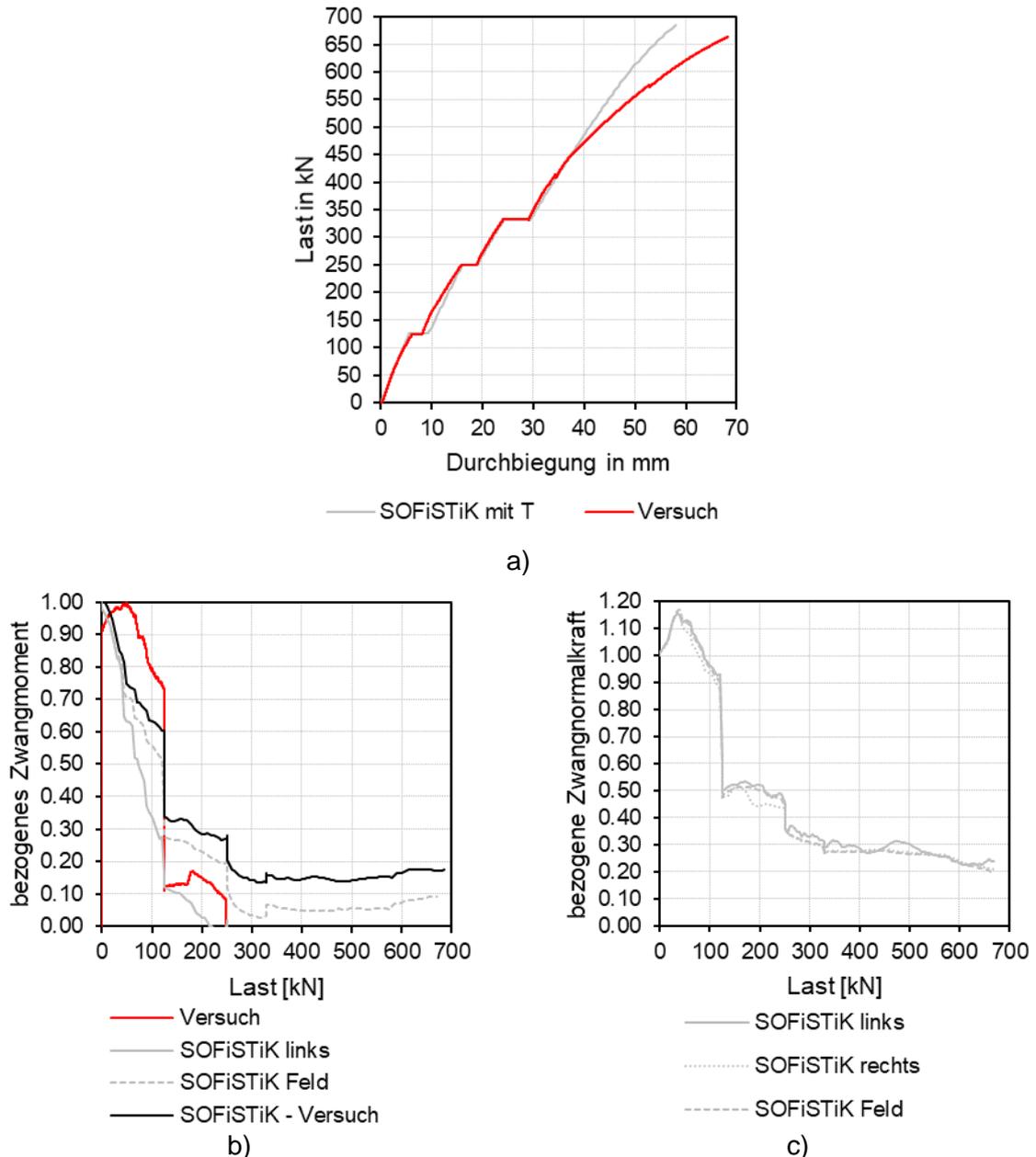


Abbildung 114: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 2 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts

Die Ergebnisse der Nachrechnung zeigen einen Abbau der Zwangnormalkraft auf ca. 22 % seines Anfangswertes. Der Anstieg der Zwangnormalkraft im Anfangsbereich ist auf unterschiedliche Zeitpunkte der Rissbildung in den Nachrechnungsmodellen mit und ohne Temperaturbelastung zurückzuführen.



**Abbildung 115: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 2 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 2 zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

## 2.3 Versuchsbalken 3

Die Darstellungen in Abbildung 116 und Abbildung 117 liefern die wesentlichen Vergleiche zwischen den Nachrechnungs- und den Versuchsergebnissen von VB 3. Die Darstellung und die Auswertung erfolgt analog dem in Abschnitt 2.2 (VB 2) dieses Arbeitspakets beschriebenen Schema.

Abbildung 116 zeigt die Vergleiche der Schnittgrößen. In a) wird die Normalkraftentwicklung abhängig von der Pressenlast dargestellt. Wie bei VB 2 weicht auch bei VB 3 die Normalkraftentwicklung der Nachrechnung mit Temperatur zu Beginn von jener des Versuchs ab, was wiederum auf eine unterschiedliche Vorschädigung rückschließen lässt. Während die Normalkraft in der Nachrechnung im Zuge der ersten Kriechphase deutlich abgebaut wird, nimmt die Normalkraft im Versuch weiter zu. Ursache hierfür ist, analog zu VB 2, das im Versuch zu diesem Zeitpunkt noch nicht stationäre Temperaturfeld. Dennoch kann gezeigt werden, dass die Normalkraftverläufe nach der ersten Kriechphase nahezu parallel verlaufen. Dieses Ergebnis bestätigt die sehr gute Erfassung der Rissbildung und der behinderten Schwerachsendehnung in der Nachrechnung.

Die Vergleiche der Momentenentwicklung im Feld- sowie in den Stützbereichen in Abbildung 116 b), c) und d) zeigen die gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch. Abweichungen der Steigung der Momentenverläufe zu Versuchsbeginn sind Resultate der in der Nachrechnung angesetzten Drehfedersteifigkeiten an den Einspannpunkten.

Abbildung 117 a) zeigt den Vergleich der Last-Verformungs-Beziehungen von Nachrechnung und Versuch. Die beiden Kurven zeigen bis zu einer Pressenlast von ca. 550 kN eine sehr gute Übereinstimmung. Im späteren Verlauf auftretende Abweichungen sind wiederum auf die Modellierung mittels starren Verbunds zurückzuführen. Hieraus resultiert ein steiferes Bauteilverhalten, wodurch eine etwaige verbleibende Zwangbeanspruchung tendenziell überschätzt wird. Die Abweichungen können für die vorliegenden Fälle in Kombination mit den Versuchsergebnissen allerdings vernachlässigt werden.

Abbildung 117 b) und c) zeigen den Abbau des Zwangmoments und der Zwangnormalkraft (vgl. VB 2). Allgemein zeigt sich auch hinsichtlich der Auswertung des Zwangmoments eine gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch.

Die Zwangnormalkraft wird gemäß der Nachrechnung auf ca. 30 % seines Anfangswertes reduziert. Der Anstieg der Zwangnormalkraft im Anfangsbereich resultiert aus

unterschiedlichen Zeitpunkten der Rissbildung in den Nachrechnungsmodellen mit und ohne Temperaturbelastung.

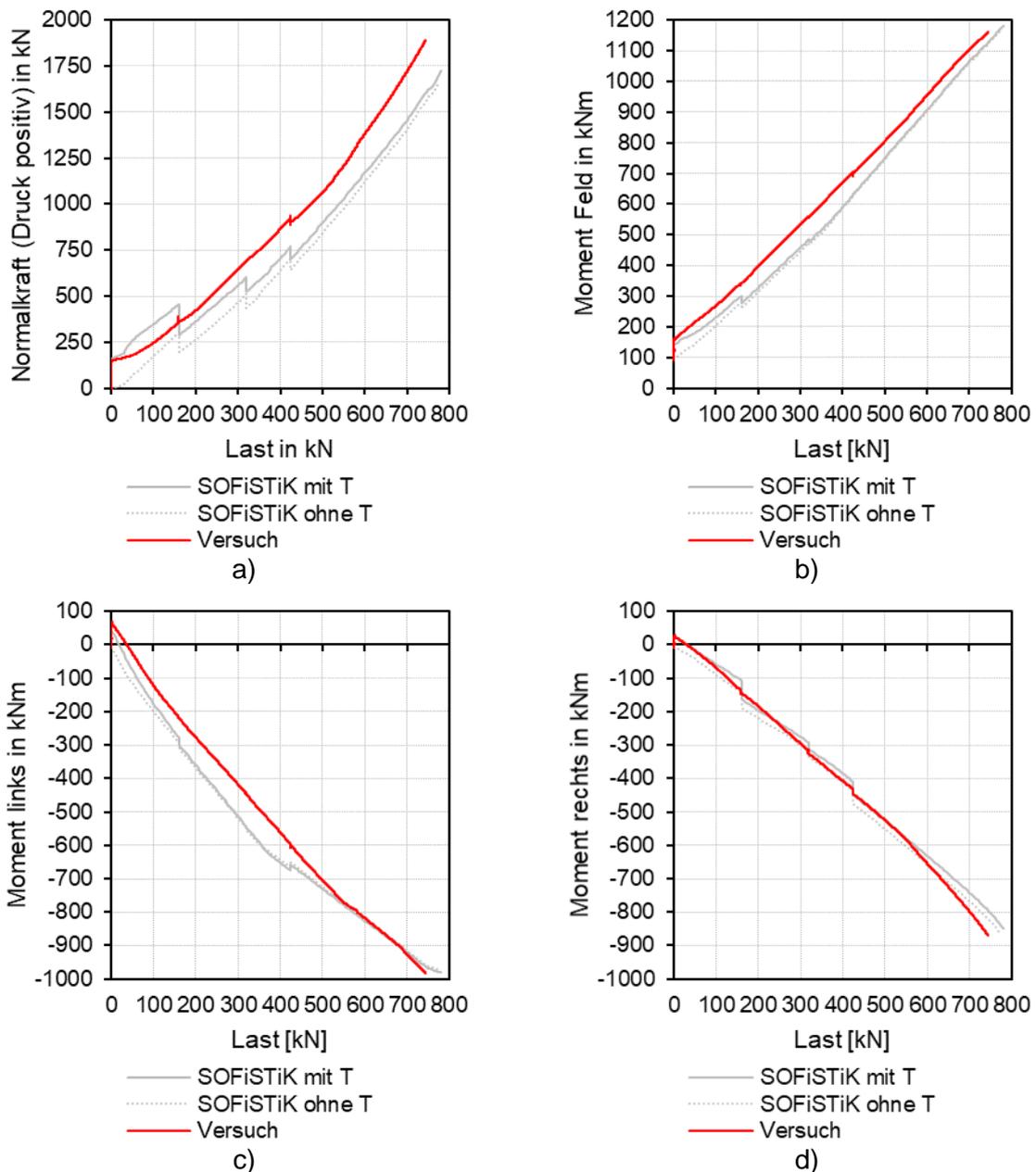
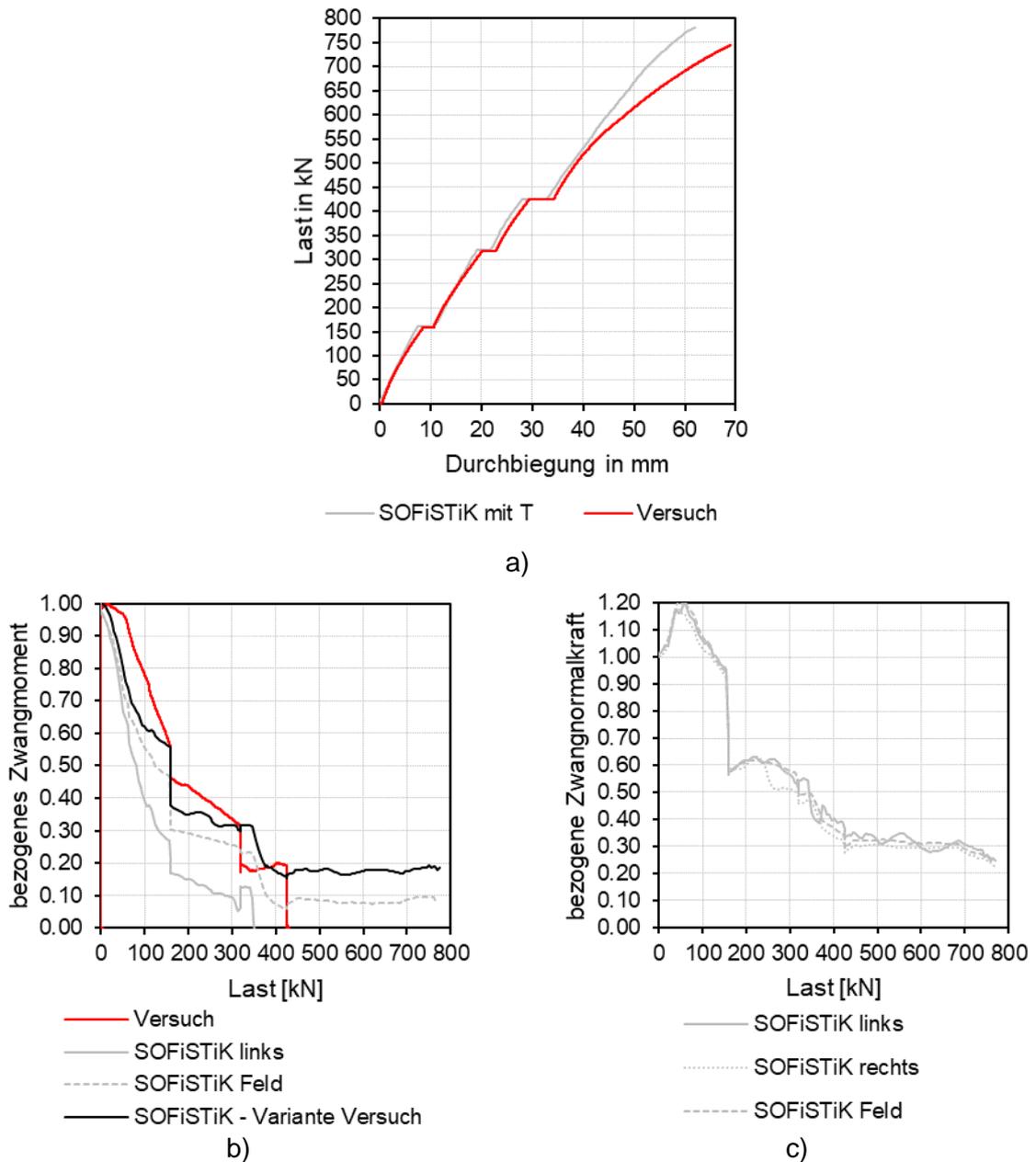


Abbildung 116: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 3 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts



**Abbildung 117: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 3 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangsmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 3 zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

## 2.4 Versuchsbalken 4

In Abbildung 118 und Abbildung 119 werden die Nachrechnungs- den Versuchsergebnissen von VB 4 gegenübergestellt. Die Darstellungen entsprechen wiederum den Beschreibungen in Abschnitt 2.2 dieses Arbeitspakets.

Die Schnittgrößenvergleiche sind Abbildung 118 zu entnehmen.. Die Normalkraftentwicklung wird in a) dargestellt. Wie bei den bisherigen Versuchsbalken ist auch hier im Versuch keine Abnahme der Normalkraft im Laufe der ersten Kriechphase zu beobachten. Das ist auf das im Versuch zu diesem Zeitpunkt noch instationäre Temperaturfeld zurückzuführen. Nichtsdestotrotz wird gezeigt werden, dass die Normalkraftverläufe des Versuchs und der Nachrechnung nach der ersten Kriechphase nahezu parallel verlaufen. Demzufolge werden die Rissbildung und die behinderte Schwerachsendehnung in der Nachrechnung sehr gut abgebildet.

Analog zu VB 2 und VB 3 zeigen die Vergleiche der Momentenentwicklung im Feld- sowie in den Stützbereichen in Abbildung 118 b), c) und d) die sehr gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch.

In Abbildung 119 a) werden die Last-Verformungs-Beziehungen von Nachrechnung und Versuch dargestellt. Die beiden Kurven zeigen bis zur dritten Kriechphase eine sehr gute Übereinstimmung. Die ab diesem Zeitpunkt auftretenden Abweichungen sind im Anfangsbereich auf eine höhere Kriechzahl im Versuch sowie im höheren Lastbereich auf die Modellierung der Bewehrung mit starrem Verbund zurückzuführen. Die daraus resultierenden Abweichungen sind allerdings in einer noch akzeptablen Größenordnung.

Abbildung 119 b) und c) zeigen den Abbau des Zwangmoments und der Zwangnormalkraft. Anhand der Entwicklung der Zwangmomente im linken Einspann- und im Feldbereich ist wiederum zu erkennen, dass der Zwangmomentenabbau nicht konstant über die Balkenlänge verläuft. Die zugehörige Erläuterung kann Abschnitt 2.2 entnommen werden. Im Allgemeinen kann die Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch als ausreichend beschrieben werden.

Die Ergebnisse der Entwicklung der Zwangnormalkraft sind in allen Nachrechnungen ähnlich. Daher wird im Weiteren auf eine nähere Beschreibung dieser verzichtet.

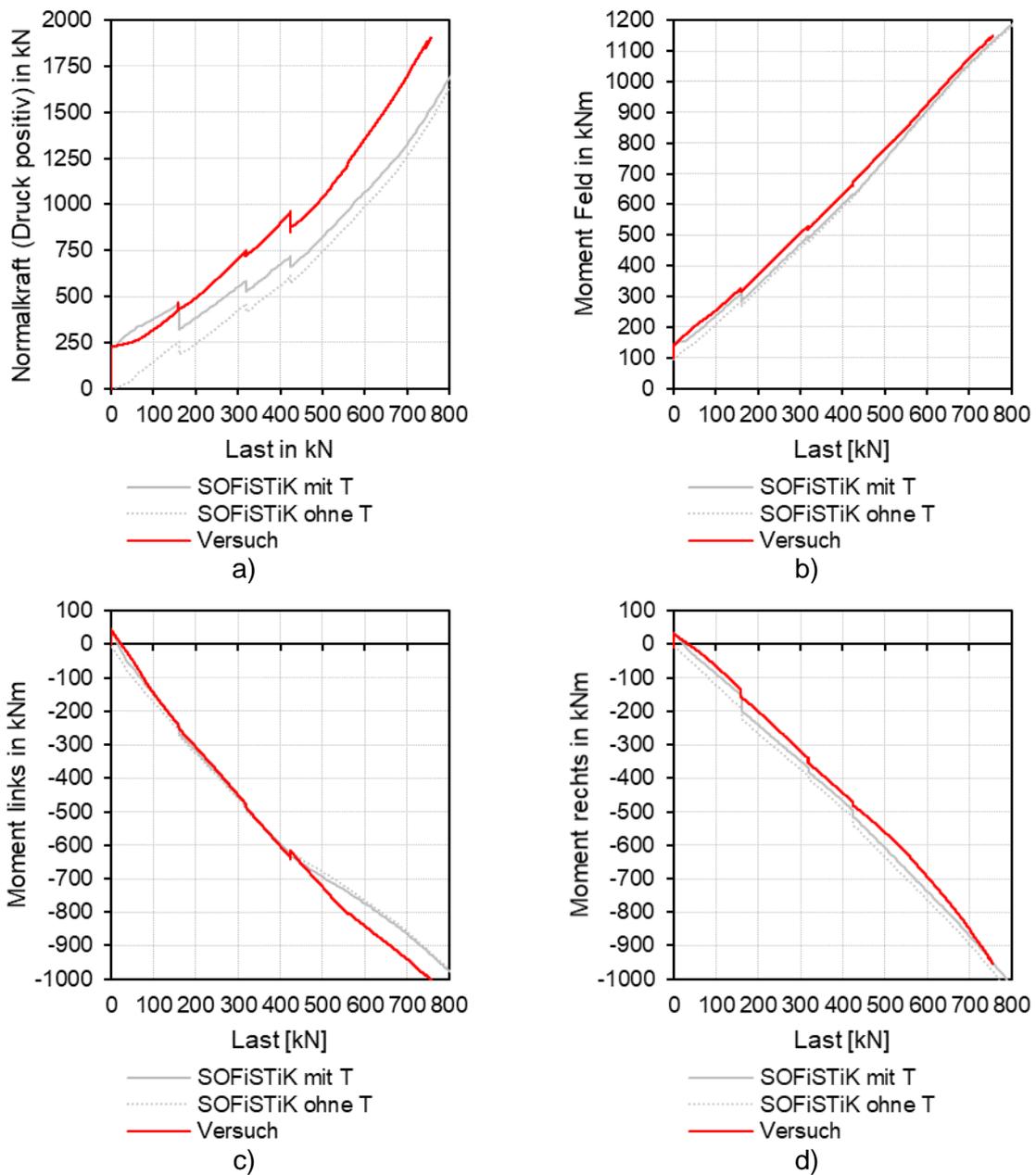
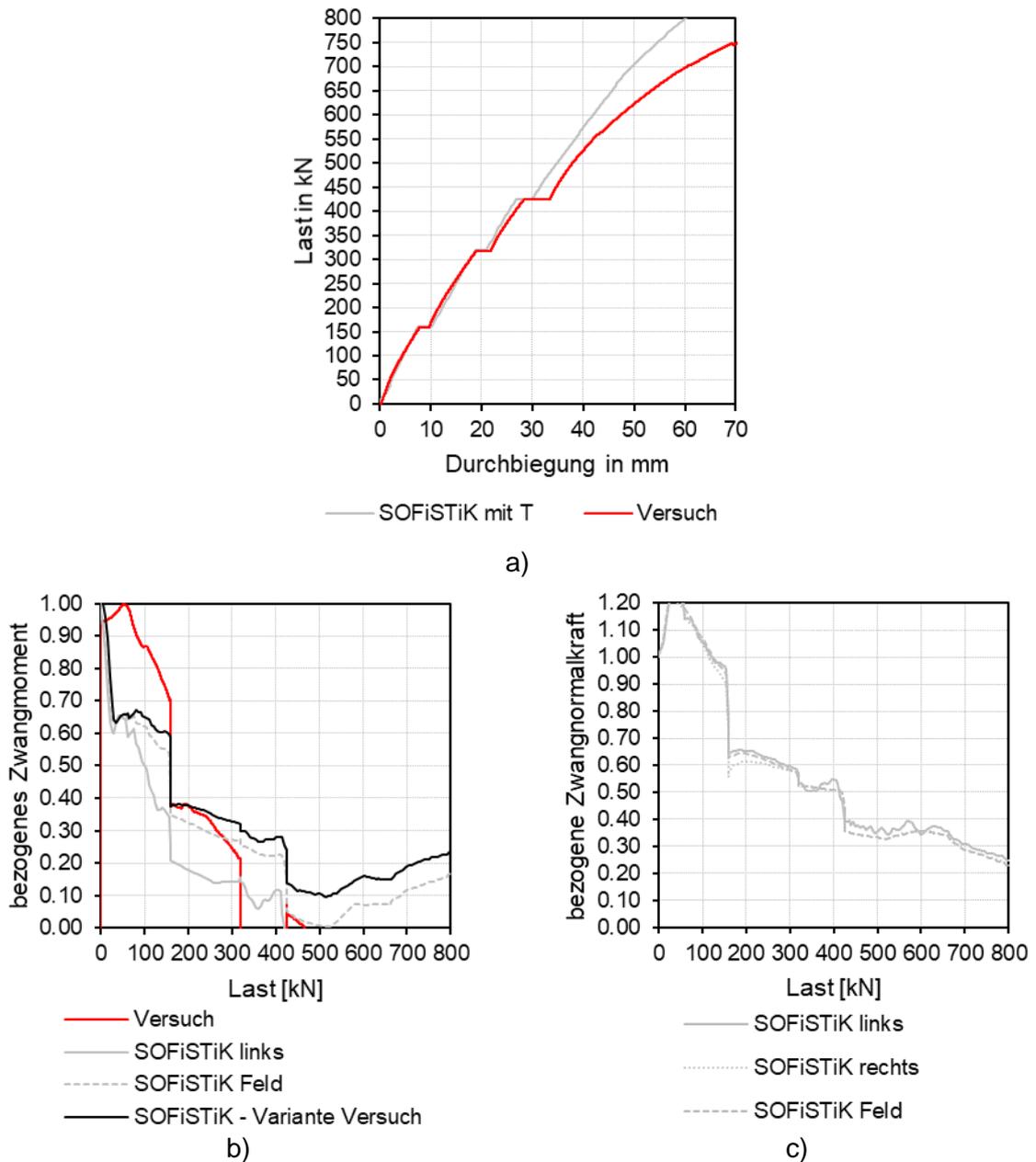


Abbildung 118: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 4 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts



**Abbildung 119: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 4 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 4 zeigt die ausreichende Übereinstimmung der Ergebnisse.

## 2.5 Versuchsbalken 5

Die Vergleiche der Nachrechnungen mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 5 sind Abbildung 120 und Abbildung 121 zu entnehmen. Die Aufbereitung der Ergebnisse erfolgt analog der Beschreibung in Abschnitt 2.2 dieses Arbeitspakets.

Abbildung 120 stellt die Schnittgrößen der Nachrechnung und des Versuchs gegenüber. In a) wird die Normalkraftentwicklung abgebildet. Die Normalkraftentwicklung des Versuchs und der Nachrechnung sind zu Beginn der Laststeigerung deckungsgleich. Während die Normalkraft in der Nachrechnung im Zuge der ersten Kriechphase deutlich abgebaut wird, bleibt die Normalkraft im Versuch annähernd konstant. Erläuterungen hierzu sind wiederum den vorhergehenden Abschnitten zu entnehmen. Im weiteren Verlauf kann gezeigt werden, dass die Normalkraftverläufe nach der ersten Kriechphase nahezu parallel verlaufen. Somit werden die Rissbildung und die behinderte Schwerachsendehnung in der Nachrechnung sehr gut abgebildet.

Die Vergleiche der Momentenentwicklung im Feld- sowie in den Stützbereichen in Abbildung 120 b), c) und d) zeigen die sehr gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch.

Abbildung 121 a) dient der Gegenüberstellung der Last-Verformungs-Beziehungen von Nachrechnung und Versuch. Die beiden Kurven zeigen, ähnlich zu VB 4, eine sehr gute Übereinstimmung bis zur dritten Kriechphase. Die ab diesem Zeitpunkt auftretenden Abweichungen sind wiederum auf eine höhere Kriechzahl im Versuch sowie im höheren Lastbereich auf die Modellierung der Bewehrung mit starrem Verbund zurückzuführen. Die daraus resultierenden Abweichungen sind allerdings in einer vernachlässigbaren Größenordnung.

Die Darstellungen in Abbildung 121 b) und c) geben eine Übersicht über den Abbau des Zwangmoments und der Zwangnormalkraft. Die Ursachen für die Unterschiede in der Zwangmomentenentwicklung im linken Einspann- und im Feldbereich werden in Abschnitt 2.2 erläutert. Allgemein zeigt sich auch bei VB 5 hinsichtlich der Auswertung des Zwangmoments eine gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch.

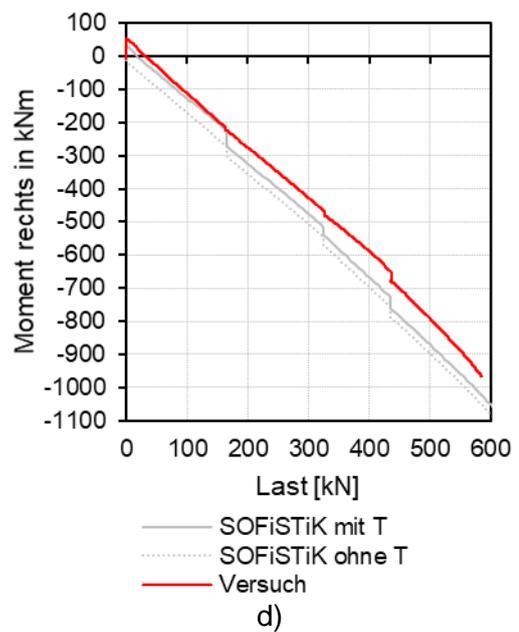
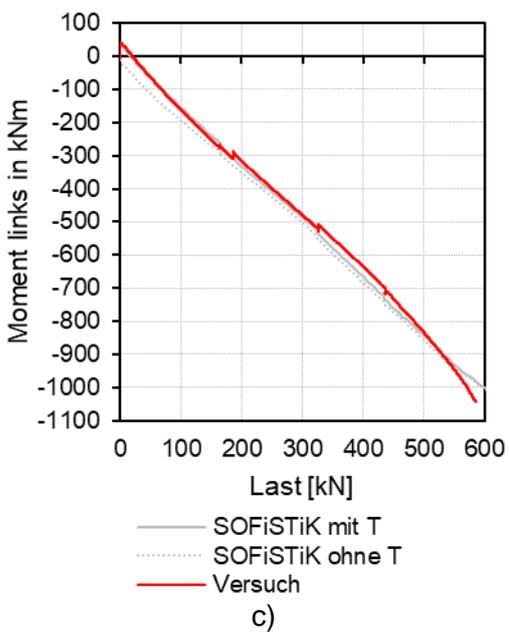
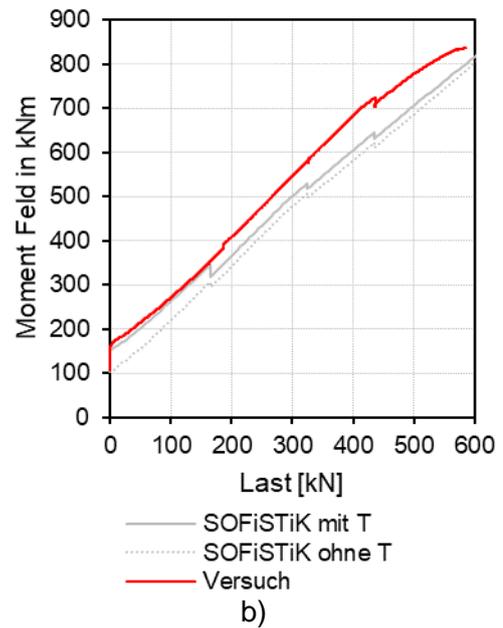
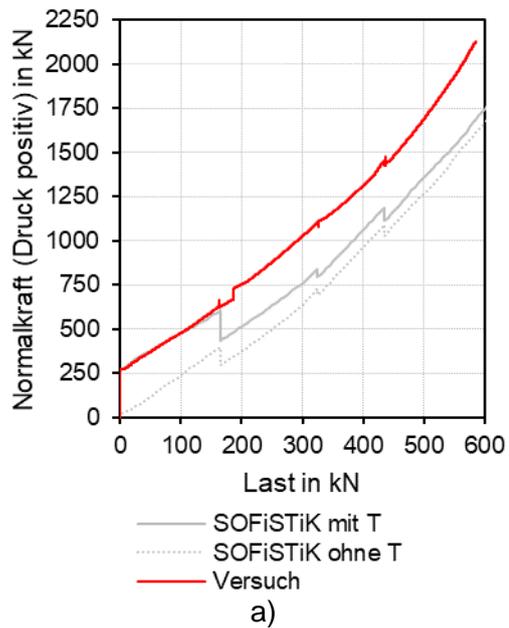
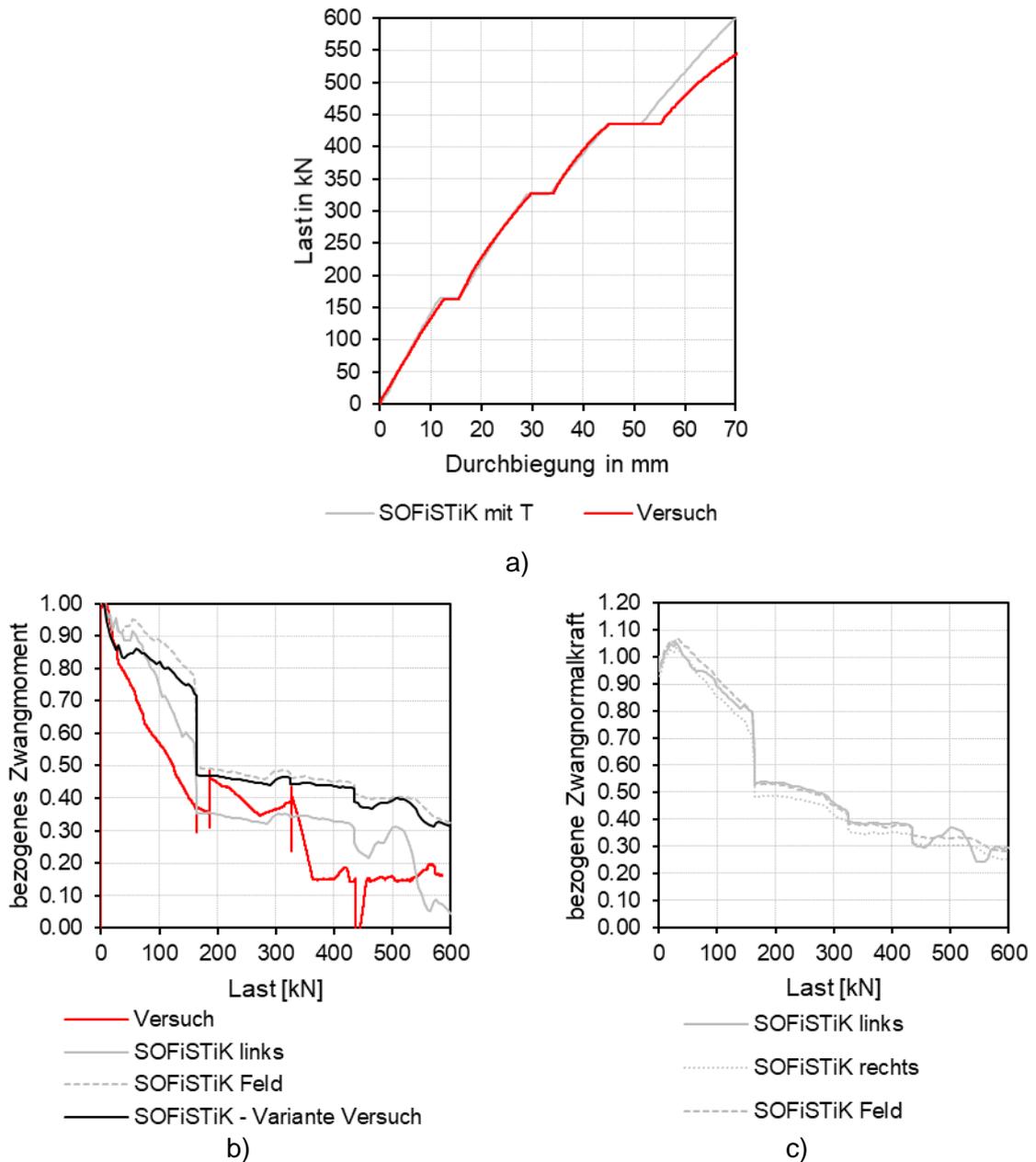


Abbildung 120: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 5 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts



**Abbildung 121: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 5 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 5 zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

## 2.6 Versuchsbalken 6

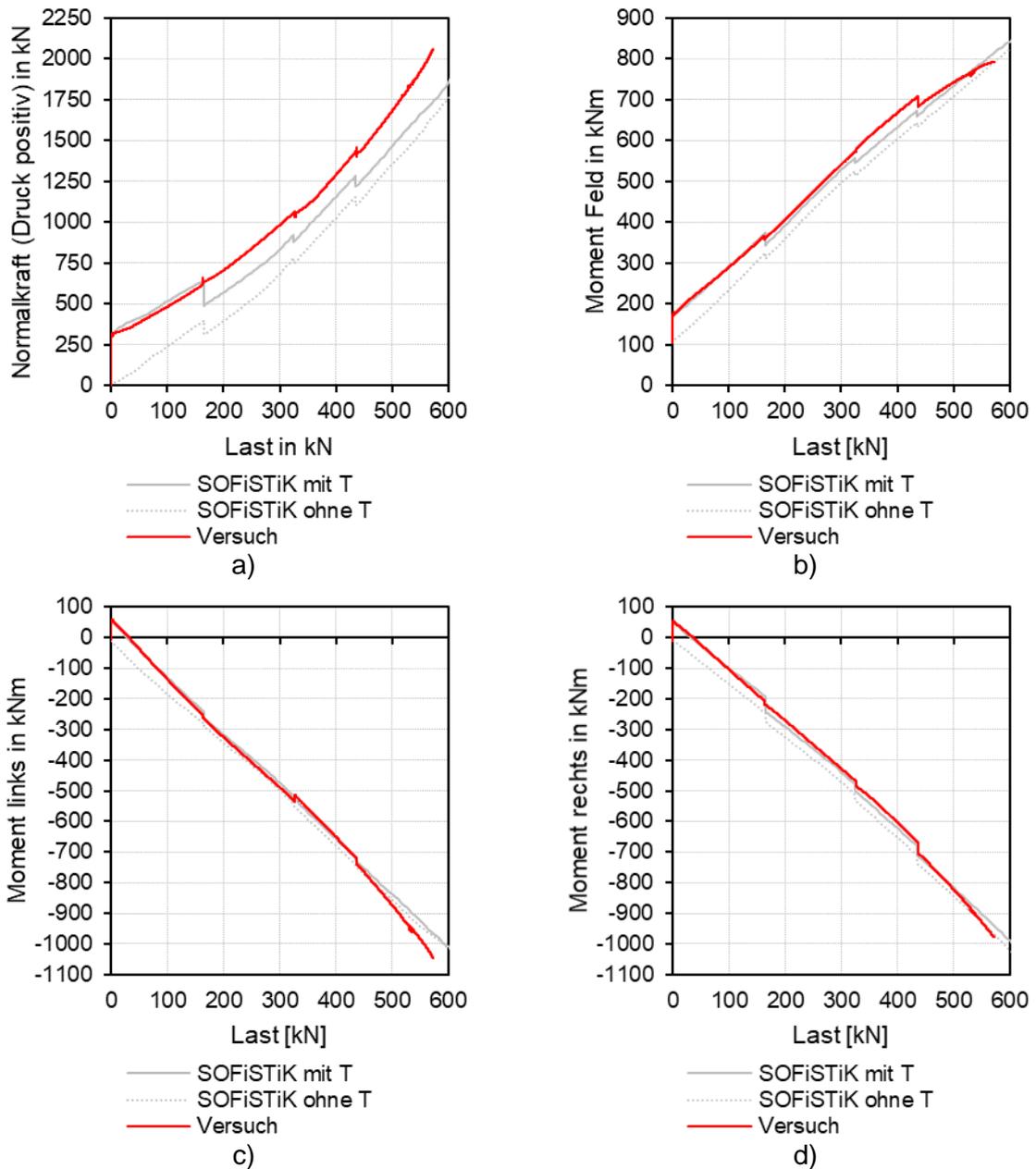
Abbildung 122 und Abbildung 123 zeigen die Gegenüberstellung der Nachrechnungs- mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 6. Eine Beschreibung der Ergebnisdarstellung kann Abschnitt 2.2 dieses Arbeitspakets entnommen werden.

In Abbildung 122 werden die Schnittgrößen der Nachrechnung mit jenen des Versuchs verglichen. In a) wird die Normalkraftentwicklung abgebildet. Die Normalkraftentwicklung des Versuchs und der Nachrechnung sind, wie bei VB 5, zu Beginn der Laststeigerung nahezu ident. Im Zuge der ersten Kriechphase nimmt die Normalkraft in der Nachrechnung ab, wohingegen diese im Versuch annähernd konstant bleibt. Erläuterungen hierzu sind insbesondere Abschnitt 2.2 zu entnehmen. Des Weiteren kann gezeigt werden, dass die Normalkraftverläufe nach der ersten Kriechphase nahezu parallel verlaufen, was wiederum die Eignung des Nachrechnungsmodells zur Erfassung der Rissbildung und der behinderten Schwerachsendehnung bestätigt.

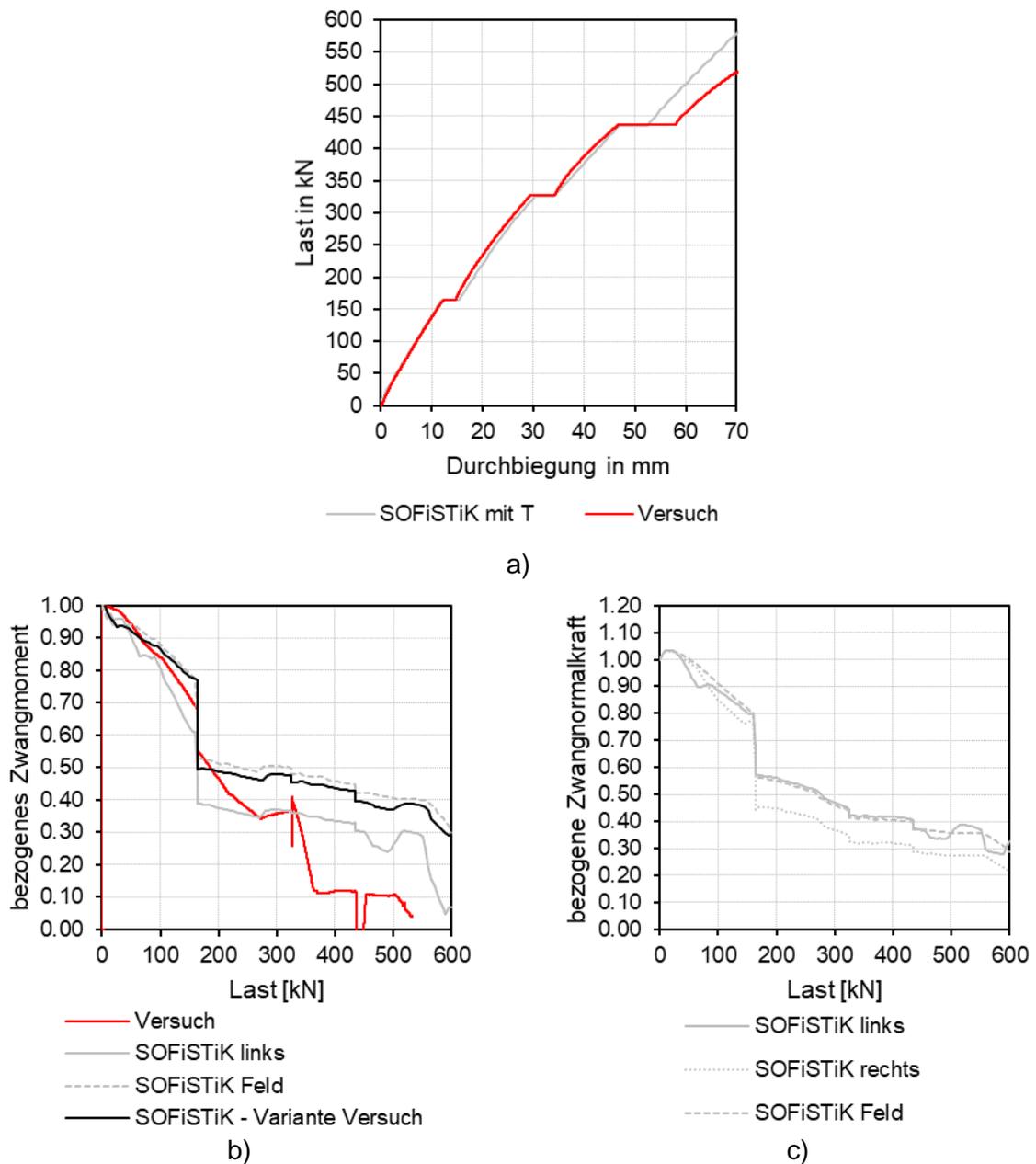
Abbildung 122 b), c) und d) zeigen die sehr gute Übereinstimmung der Momentenverläufe der Nachrechnung mit dem Versuch.

In Abbildung 123 a) werden die Last-Verformungs-Beziehungen von Nachrechnung und Versuch verglichen. Beide Kurven zeigen, analog zu den vorhergehenden Balken, eine sehr gute Übereinstimmung bis zur dritten Kriechphase. Ab diesem Zeitpunkt auftretende Abweichungen sind, wie bereits zuvor erläutert, auf eine höhere Kriechzahl im Versuch sowie im höheren Lastbereich auf die Modellierung der Bewehrung mit starrem Verbund zurückzuführen. Die daraus resultierenden Abweichungen können an dieser Stelle allerdings vernachlässigt werden.

Abbildung 123 b) und c) stellen den Abbau des Zwangmoments und der Zwangnormalkraft dar. Ursachen für die unterschiedliche Entwicklung der Zwangmomente im linken Einspann- und im Feldbereich werden in Abschnitt 2.2 beschrieben. Wie bei den vorhergehenden Versuchsbalken kann auch für Versuchsbalken 6 die gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit dem Versuch bestätigt werden.



**Abbildung 122: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 6 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts**



**Abbildung 123: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 6 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 6 zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

## 2.7 Versuchsbalken 7

In Abbildung 124 und Abbildung 125 werden die Ergebnisse der Nachrechnung von Versuchsbalken 7 mit jenen des Versuchs gegenübergestellt. Detailliertere Erläuterungen betreffend der Ergebnisdarstellung sind Abschnitt 2.2 dieses Arbeitspakets zu entnehmen.

Abbildung 124 liefert einen Ergebnisvergleich der Schnittgrößen aus dem Versuch und der Nachrechnung. In a) wird die Entwicklung der Normalkraft dargestellt. Analog zu den vorhergehenden Versuchsbalken zeigen die Normkraftentwicklung des Versuchs und der Nachrechnung zu Beginn der Laststeigerung eine gute Übereinstimmung. In der ersten Kriechphase wird die Normalkraft in der Nachrechnung abgebaut. Demgegenüber bleibt diese im Versuch näherungsweise konstant. Der nicht vorhandene Normkraftabbau im Versuch ist ein Resultat der Überlagerung von Kriecheffekten, mit dem zu diesem Zeitpunkt des Versuchs instationären Temperaturfeld. Im weiteren Verlauf zeigt sich ein nahezu paralleler Verlauf der Normalkraft im Versuch und der Nachrechnung. Somit kann auch bei Versuchsbalken 7 die Eignung des Nachrechnungsmodells zur Erfassung der Rissbildung und der behinderten Schwerachsendehnung bestätigt werden.

Die Übereinstimmung der Momentenverläufe aus dem Versuch mit der Nachrechnung wird in Abbildung 124 b), c) und d) gezeigt.

Abbildung 125 a) liefert einen Vergleich der Last-Verformungs-Beziehungen der Nachrechnung und des Versuchs. Die Kurven zeigen, wie auch die vorhergehenden Versuchsbalken, eine sehr gute Übereinstimmung bis zur dritten Kriechphase. Die im weiteren auftretenden Abweichungen sind wiederum auf eine höhere Kriechzahl im Versuch sowie im höheren Lastbereich auf die Modellierung der Bewehrung mit starrem Verbund zurückzuführen. Die hieraus resultierenden Abweichungen sind in ihrer Größenordnung für weitergehende Untersuchungen unbedenklich.

In Abbildung 125 b) und c) werden der Abbau des Zwangmoments und der Zwangnormalkraft dargestellt. Auf die Gründe für die unterschiedliche Entwicklung der Zwangmomente im linken Einspann- und im Feldbereich wird in Abschnitt 2.2 eingegangen. Der Vergleich zwischen dem Zwangmoment aus dem Versuch und der Nachrechnung zeigt wiederum eine gute Übereinstimmung.

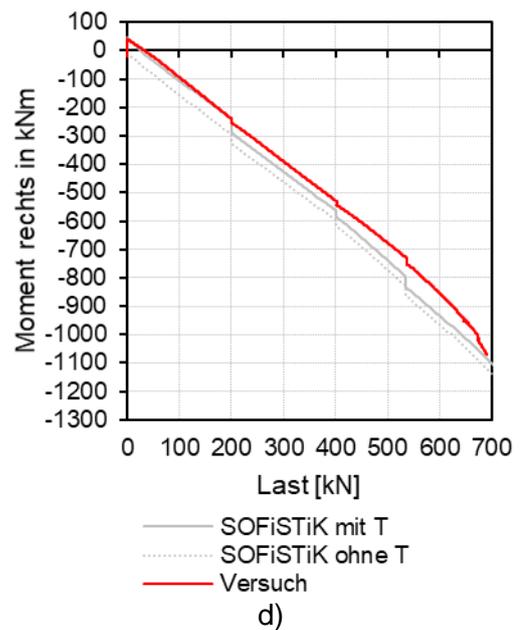
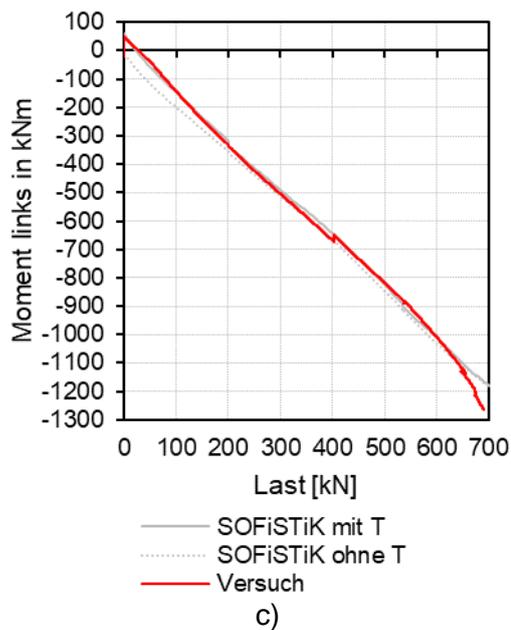
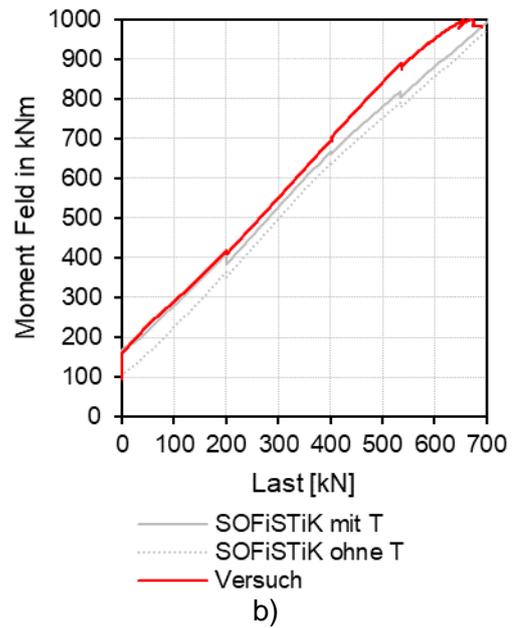
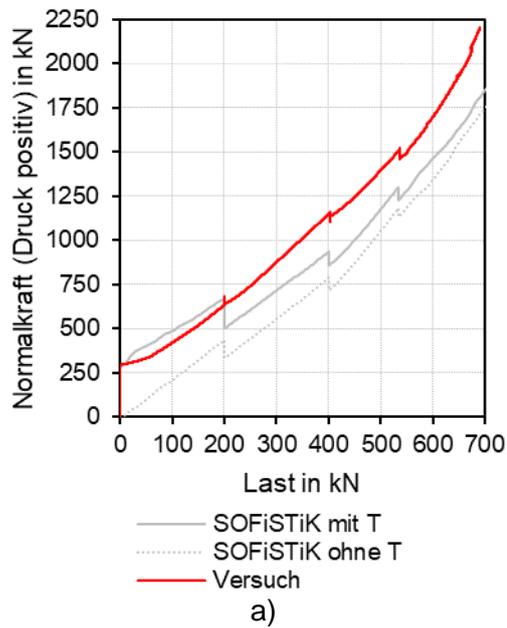
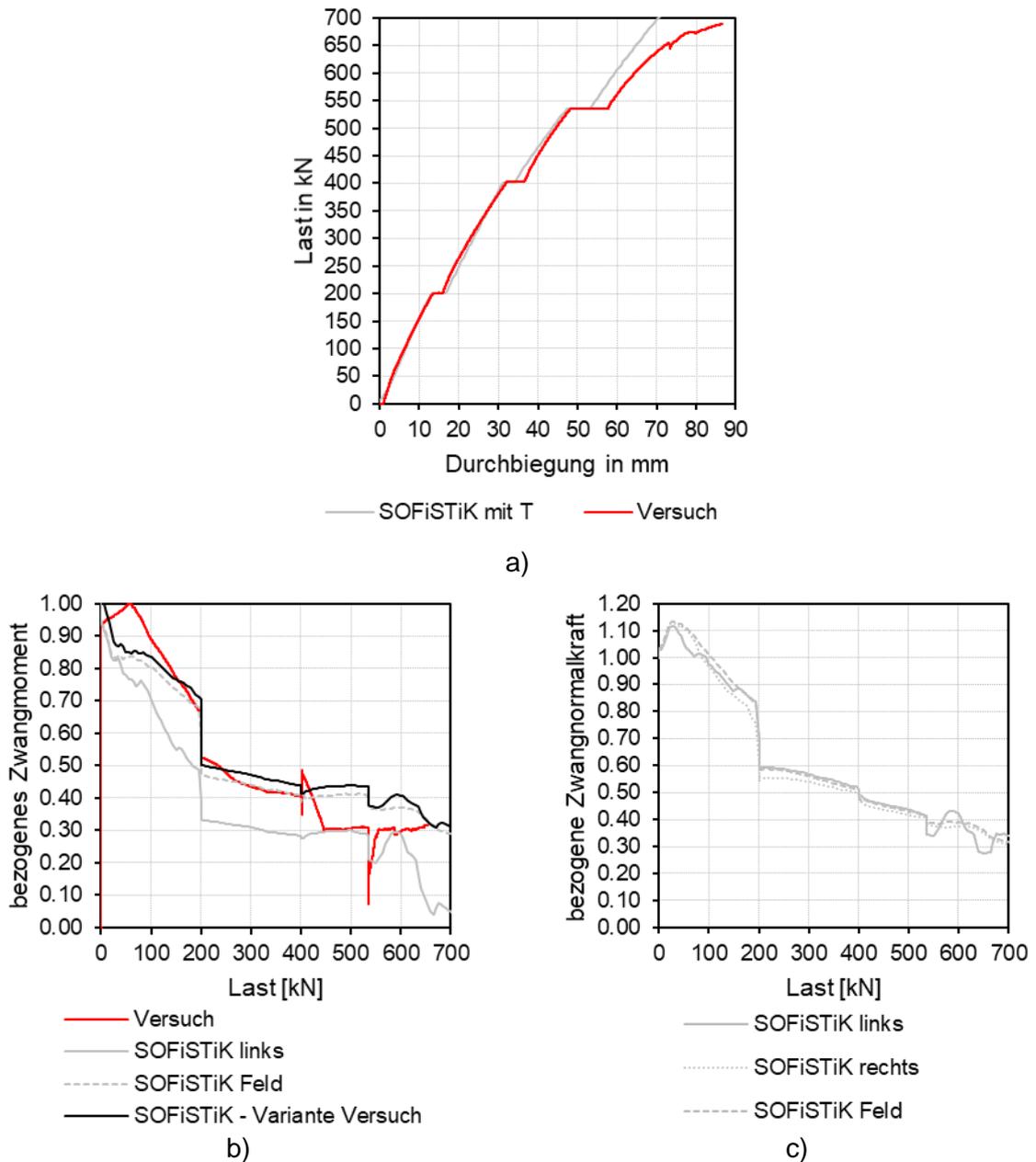


Abbildung 124: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 7 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts



**Abbildung 125: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 7 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangsmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 7 zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

## 2.8 Versuchsbalken 8

Abbildung 126 und Abbildung 127 zeigen Vergleiche der Ergebnisse der Nachrechnung mit jenen des Versuchs bei Versuchsbalken 8. Nähere Beschreibungen betreffend der Ergebnisdarstellung sind in Abschnitt 2.2 dieses Arbeitspakets zu finden.

In Abbildung 126 werden die Ergebnisse der Schnittgrößen der Nachrechnung mit jenen des Versuchs verglichen. In a) ist die Entwicklung der Normalkraft abgebildet. Ein deutlicher Unterschied in den Normalkräften zeigt sich in der Kriechphase. Grund hierfür sind das im Versuch instationäre Temperaturfeld sowie die in der Nachrechnung tendenziell überschätzte Kriechzahl. Nach der Kriechphase stellt sich ein nahezu paralleler Verlauf der Normalkraft im Versuch und der Nachrechnung ein.

Abbildung 126 b), c) und d) zeigen die sehr gute Übereinstimmung der Momentenverläufe im Versuch und in der Nachrechnung.

In Abbildung 127 a) werden die Last-Verformungs-Beziehungen der Nachrechnung und des Versuchs verglichen. Allgemein ist eine gute Übereinstimmung der Kurven zu erkennen. Die Abweichung im höheren Lastbereich ist, wie bei den vorhergehenden Balken, auf den starren Verbund im Nachrechnungsmodell zurückzuführen.

Abbildung 127 b) und c) stellen den Abbau des Zwangmoments und der Zwangnormalkraft dar. Die Gründe für die unterschiedliche Entwicklung der Zwangmomente im linken Einspann- und im Feldbereich werden in Abschnitt 2.2 erläutert. Insbesondere im Anfangsbereich ist die Übereinstimmung der Zwangmomentenentwicklung zwischen Versuch und Nachrechnung sehr gut. Im Weiteren ergeben sich Abweichungen zufolge Widerlagerverstärkungen und kurzen Haltephasen zur Dokumentation des Rissbilds im Versuch.

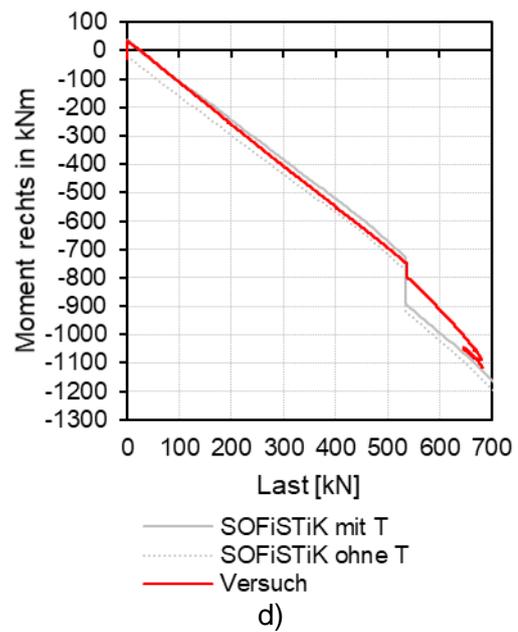
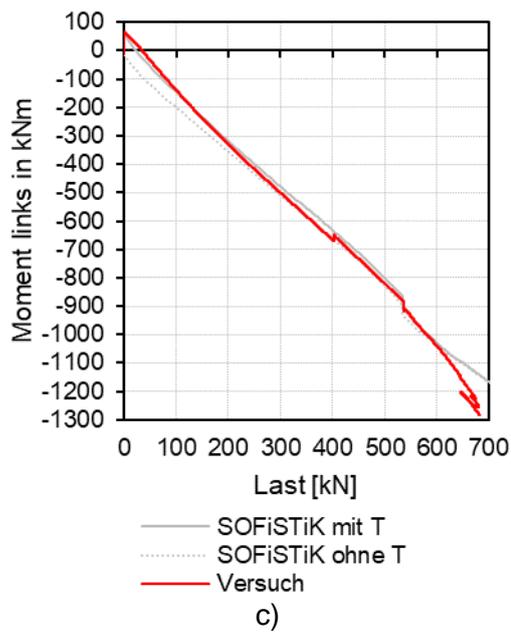
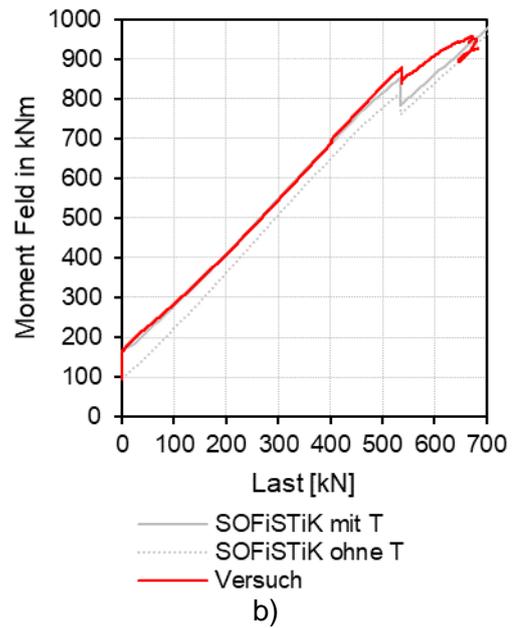
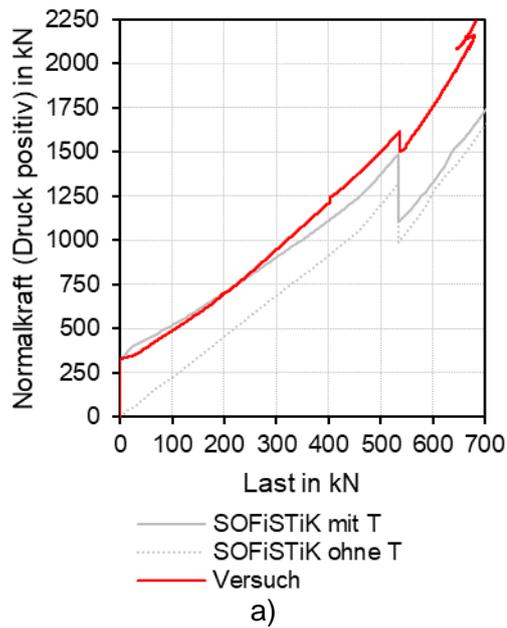
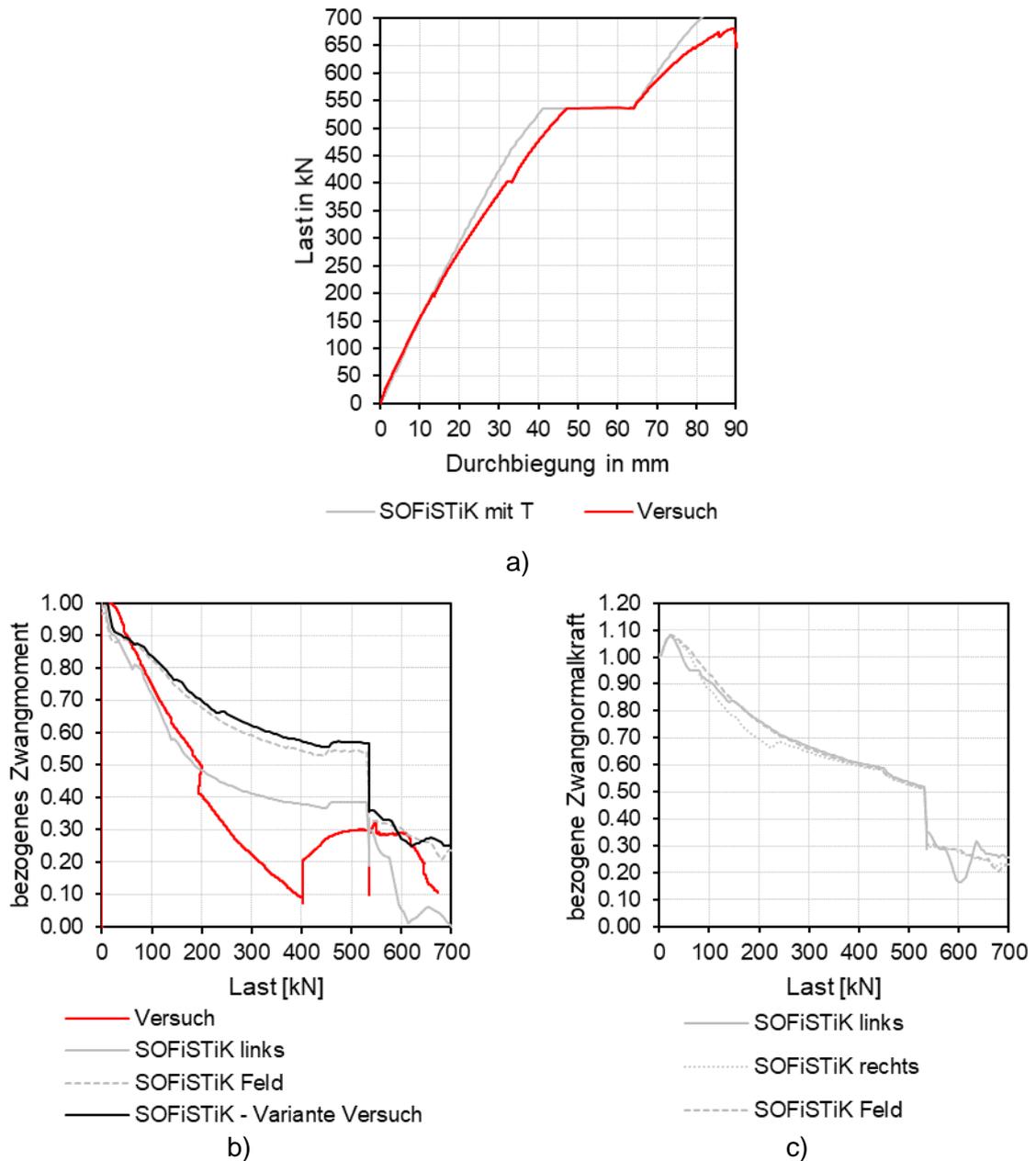


Abbildung 126: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 8 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts



**Abbildung 127: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 8 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft**

Der Vergleich der Nachrechnung mit den Versuchsergebnissen von Versuchsbalken 8 zeigt die gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

### 3. Nachrechnungen Versuche Innsbruck

Für eine exakte Analyse und für ein besseres Verständnis des Verhaltens von Zwang durch Auflagerverschiebung in Stahlbeton wurden nichtlineare Finite Elemente Berechnungen mit der Software Abaqus durchgeführt. Es erfolgte eine Nachrechnung der zuvor beschriebenen Versuche und die Ergebnisse werden gegenübergestellt.

#### 3.1 Materialmodell

Für die im Folgenden erläuterten numerischen Berechnungen wurde die Software Abaqus in der Version 6.14-1 [40] mit dem nichtlinearen Materialgesetz Concrete Damaged Plasticity (CDP) für Beton verwendet.

Es beinhaltet eine Kombination der Plastizitätstheorie und der Schädigungstheorie. Lt. Hofstetter [49] zeichnen sich solche Modelle dadurch aus, dass Risse nicht diskret berücksichtigt werden, sondern verschmiert auf das Volumen der jeweiligen Integrationspunkte angewendet werden. Dadurch werden zwar die Auswirkungen auf die Materialsteifigkeit abgebildet, der Verformungszustand im gerissenen Bereich kann aber von der Wirklichkeit abweichen. Weiters wird mittels einer spezifischen Bruchenergie die Spannungs-Dehnungsbeziehung angepasst. Das ist notwendig, weil sonst die Rissdehnung von der Elementgröße abhängen und somit keine objektive Größe mehr darstellen würde. Es handelt sich dabei allerdings auch nur um eine "grobe Regularisierung" und das Ergebnis ist somit auch nur eine Näherung.

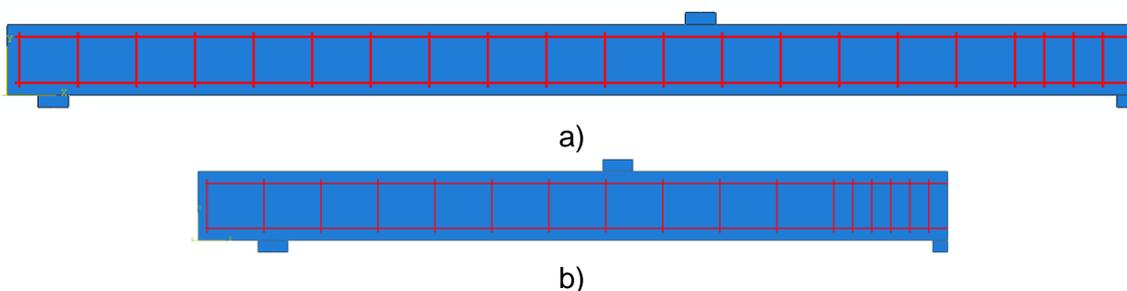
Das Materialmodell erfordert eine Fließfunktion und eine Fließregel, sowie eine Ver- und Entfestigungskurve. Eine Schädigung wurde berücksichtigt und wurde für Zug und Druck separat als Funktion definiert [50]. Die genauen Gleichungen und Hintergründe die dem CDP-Modell zugrunde liegen können Hofstetter [49] und der Simulia Corp. [40] entnommen werden. Die verwendeten Berechnungsparameter können Tabelle 19 entnommen werden.

**Tabelle 19: Materialparameter**

	Parameter
Betonträger	2D Shell
Bewehrung	Truss Element
Netzgröße	20mm
	<b>Beton</b>
Masse	0,0025g/mm <sup>3</sup>
$\nu$	0,2
Dilatanz	30,0°
Exzentrizität	0,1
$f_{b0} = f_{c0}$	1,16
Viskosität	0,00
	<b>Bewehrungsstahl</b>
Masse	0,00785g/mm <sup>3</sup>
E-Modul	200000N/mm <sup>2</sup>
$\nu$	0,3
Streckgrenze	570N/mm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit	700N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_u$	80‰

### 3.2 Geometrisches Modell

Die Berechnungen erfolgten an einem zweidimensionalen Modell, siehe Abbildung 128. Es erfolgte die Modellierung des Betonkörpers mit Schalenelementen (Elementtyp CPS4) und die Bewehrung (Längs- und Querkraftsbewehrung) mit Truss Elementen (Elementtyp T2D2). Die Elementgröße betrug für die CPS4 und T2D2 Elemente jeweils 20mm. An der Lasteinleitungsstelle und bei den Auflagern wurden lastverteilende Stahlplatten mit einem elastischen Materialverhalten modelliert. Aufgrund der Symmetrie des Versuchsaufbaus wurde nur die Hälfte des Versuchskörpers modelliert. Der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Betonkörper wurde als starr angenommen (Embedded Region).


**Abbildung 128: FE Modell: (a)  $\lambda=18,4$ ; (b)  $\lambda=11,8$**

### 3.3 Lastaufbringung

Die Lastaufbringung erfolgte in mehreren Stufen. Es wurden die einzelnen Lastschritte analog zum Versuch aufgebracht, welche Tabelle 20 zu entnehmen sind. Die Belastung wurde weggesteuert für die Anriss- und Bruchlast aufgebracht. Für die Auflagerverschiebung wurde der Wert der Verschiebung aus den Versuchen übernommen.

**Tabelle 20: Laststufen**

Schritt	Referenzversuch	Zwangversuch
1	Eigengewicht	Eigengewicht
2	Anriss	Anriss
3	Entlastung	Entlastung
4	Bruchlast	Auflagerverschiebung
5		Bruchlast

### 3.4 Versuchsergebnisse

Nachstehend werden die Versuchsergebnisse präsentiert und analysiert, wobei diese teilweise nur für einzelne Serien präsentiert werden, wenn diese für die Interpretation des Zwangs von untergeordneter Bedeutung sind und die Ergebnisse repräsentativ für andere Versuchsserien sind.

#### **LAST- VERFORMUNGSBEZIEHUNG**

Abbildung 129 zeigt die Last- Verformungsbeziehung für die Konfiguration C20/25/ $\rho_s = 0.52\%$ / $\lambda = 18.4$  wobei die numerisch ermittelten Verformungen den Versuchsergebnissen für den Referenz- und Zwangversuch gegenübergestellt werden. Es ist zu erkennen, dass im niedrigen Lastbereich die Verformung bei NL FEM Berechnung kleiner sind als bei den Versuchen. Dies kann auf eine überschätzte Steifigkeit bei NL FEM Berechnungen zurückgeführt werden. Der Umstand der höheren Steifigkeit spiegelt sich in einer höheren Zwangsschnittgröße bei den NL FEM Berechnungen wieder.

Im mittleren Lastbereich verlaufen die Last-Verformungskurven der FE Berechnung ident und bei Erreichen der maximalen Last stellt sich ein ausgeprägtes Fließplateau ein. Die Last-Verformungskurven bei den Versuchen sind im Anfangs- und Endbereich ident, im mittleren Lastbereich ist eine Abweichung vorhanden.

Die Zwangeinprägung führt zu keiner nennenswerten Abweichung zwischen dem Referenz- und Zwangversuch. Die maximale Verformung und Last zwischen Versuch und FE stimmen gut überein. Bei den anderen Versuchsserien wurden gleich gute Ergebnisse erzielt [51].

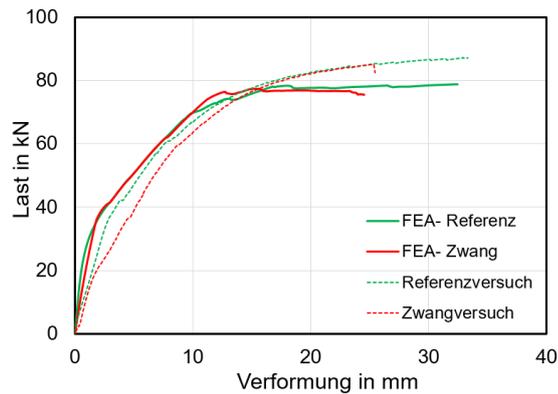
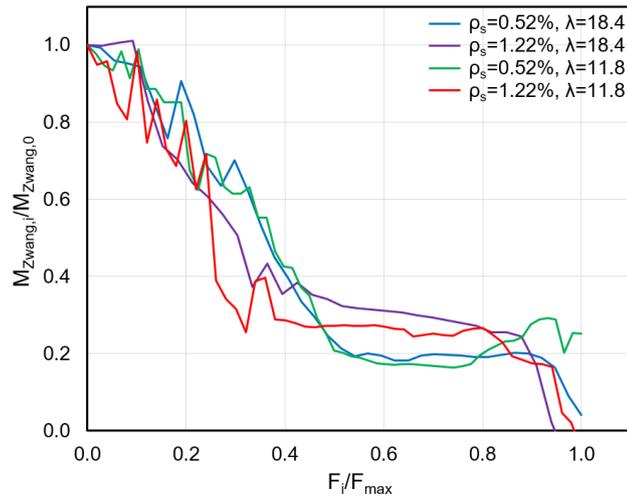


Abbildung 129: Last- Verformungsbeziehung ( $C20/\rho_s = 0.52 \%$  /  $\lambda = 18.4$ )

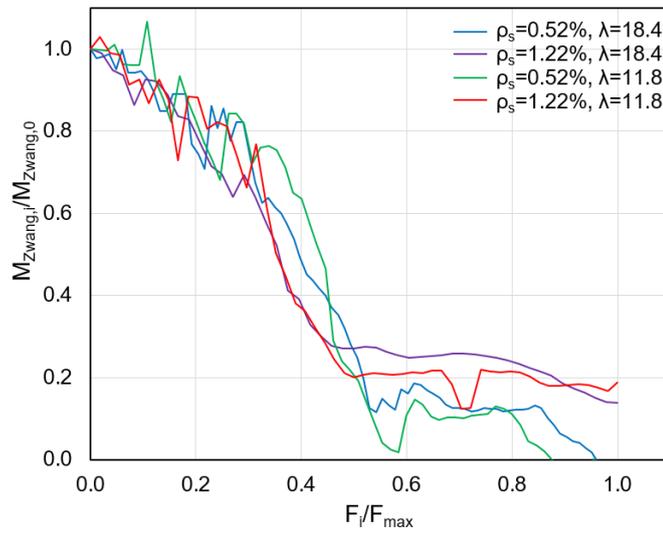
### ZWANGSCHNITTKRAFTENTWICKLUNG

Abbildung 130 und Abbildung 131 zeigen die Zwangsmoment Entwicklung welche sich durch die numerischen Berechnungen ergeben hat. Für alle Konfigurationen ist grundsätzlich ein gleicher Trend erkennbar. Von Beginn der Lastaufbringung an findet ein Abbau des Zwangmoments statt bis zu einem Lastniveau von ca.  $50\%F_{max}$ . Anschließend verbleibt das Zwangmoment annähernd konstant bis zu  $80-90\%F_{max}$  wobei anschließend bei 50% der Versuchsconfigurationen das Zwangmoment komplett abgebaut wurde und bei den restlichen 50% ein Restbetrag vorhanden blieb. Das sich einstellende horizontale Plateau spiegelt die analytisch ermittelte Steifigkeit des voll gerissenen Querschnitts im Zustand 2 gut wieder. Diese sind Tabelle 21 zu entnehmen.

Der Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen lässt erkennen, siehe Arbeitspaket 5, dass der Abbau des Zwangs gut wiedergespiegelt wird, jedoch die Entwicklung eine andere Form aufweist. Bei den Versuchen wird das Zwangmoment konstant bis zum Erreichen der maximalen Last abgebaut und bei sämtlichen Versuchen war das Zwangmoment bei Bruchlast nicht mehr vorhanden.



**Abbildung 130: Zwangmomententwicklung C20/25**



**Abbildung 131: Zwangmomententwicklung C50/60**

**Tabelle 21: Analytisch ermittelte Biegesteifigkeiten**

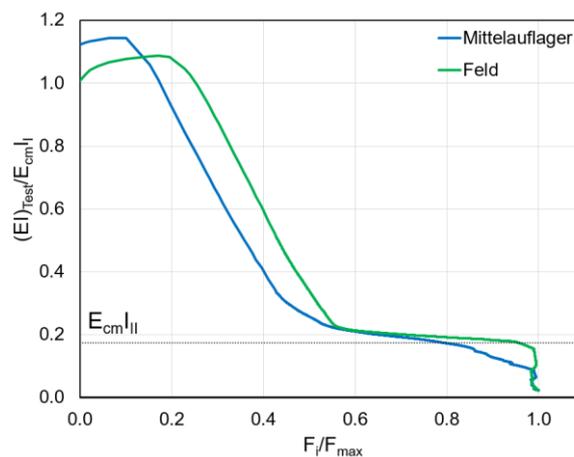
	$E_{cmI}/E_{cmII}$ [ - ]	
	C20/25	C50/60
$\rho_s=0.52\%$	0,18	0,14
$\rho_s=1.22\%$	0,35	0,28

## STEIFIGKEIT

Zur Interpretation der Steifigkeit, welche maßgeblich für die Zwangsschnittgröße verantwortlich ist, erfolgt, analog zu den Experimenten, die Ermittlung der Biegesteifigkeit  $EI_i$  über die Momenten- Krümmungs- Beziehung nach Gleichung 2. Exemplarisch ist das Ergebnis in den Abbildung 132 und Abbildung 133 für die Konfiguration C20/25 /  $\rho_s = 0.52\%$  /  $\lambda = 18.4$  dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Biegesteifigkeit nicht konstant verläuft. Bei dem Referenzversuch fällt die Biegesteifigkeit nach dem Belastungsbeginn stark ab und bei ca.  $0,5 \cdot F_{\max}$  ist ein deutlich geringerer Abfall erkennbar.

Beim Zwangsversuch ist bereits ab Belastungsbeginn eine niedrige Biegesteifigkeit aufgrund der Rissbildung durch Auflagerverschiebung vorhanden welche bis zu einem Lastniveau von  $0,25 \cdot F_{\max}$  sich auf 0 reduziert. Dies kann auf den Vorzeichensprung des Biegemoments, positives Moment durch Auflagerverschiebung und negatives Moment durch Lastbeanspruchung, zurückgeführt werden. Danach kommt es zu einem Anstieg was durch ein schließen der Risse zufolge der Beanspruchung erklärt werden kann. Ab Erreichen einer Beanspruchung von  $0,55 \cdot F_{\max}$  nimmt die Biegesteifigkeit wieder ab.

Der Vergleich mit den experimentellen Ergebnissen lässt erkennen, dass grundsätzlich eine gute Analogie in der Form der Entwicklung vorhanden ist, jedoch der Betrag der Werte stark unterschiedlich ist. Ursachen hierfür können im nichtlinearen Material- und Schädigungsmodell der FE Berechnung gesehen werden.



**Abbildung 132: Steifigkeitsentwicklung (C20/25 /  $\rho_s = 0,52\%$  /  $\lambda = 18,4$ ): Referenzversuch**

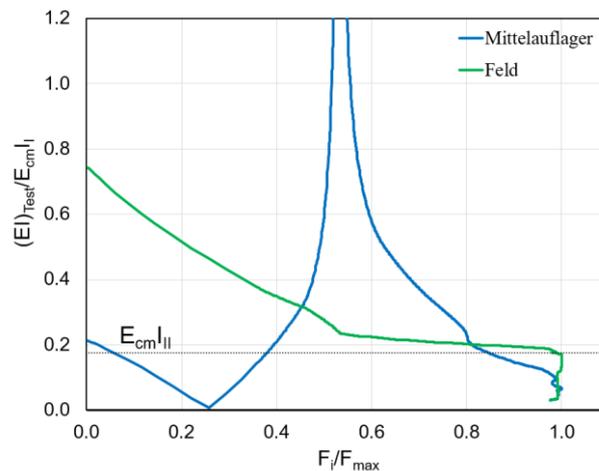


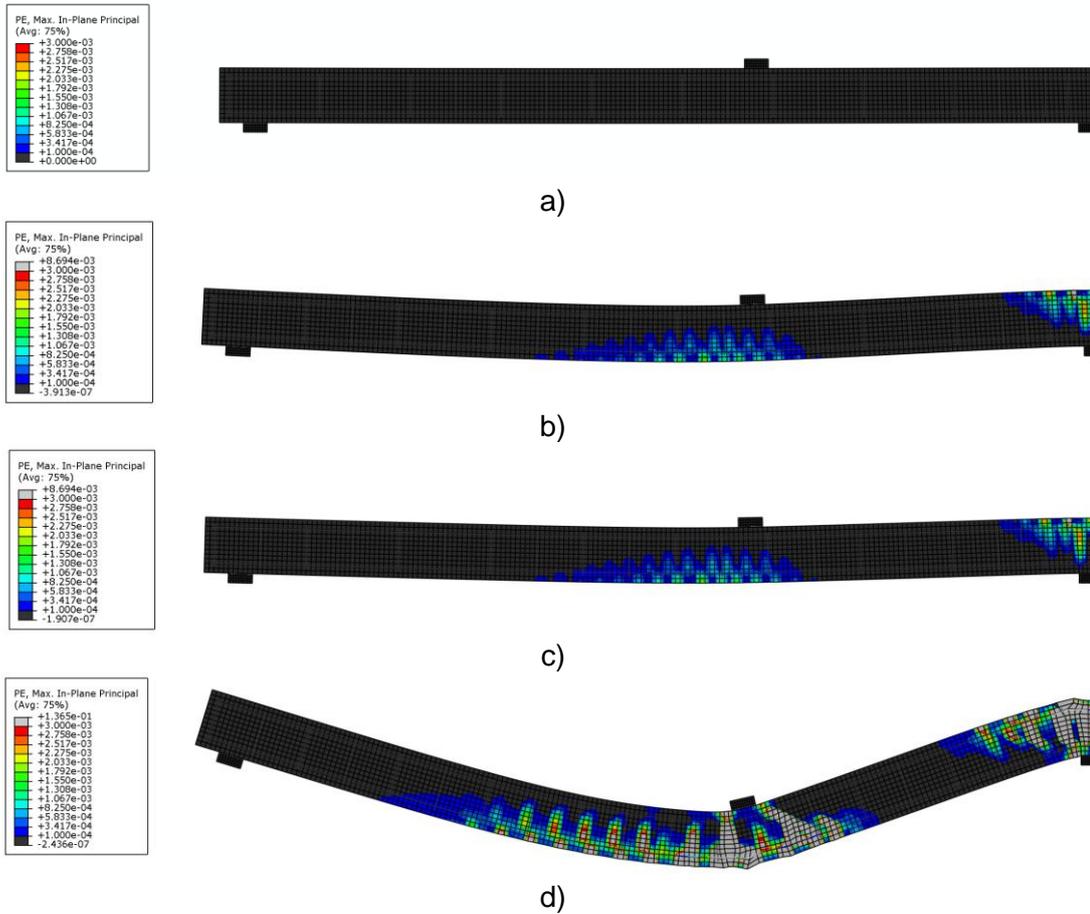
Abbildung 133: Steifigkeitsentwicklung (C20/25 /  $\rho_s=0,52\%$  /  $\lambda=18,4$ ): Zwangversuch

### PLASTISCHE VERZERRUNGEN

In Abbildung 134 und Abbildung 135 sind die plastischen Verzerrungen des Betons dargestellt welche die gerissenen Bereiche im Versuchskörper repräsentieren.

Unter Eigengewicht wird die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten weshalb keine Risse vorhanden sind, siehe Abbildung 134 a) und Abbildung 135 a). Durch das Anreißen treten Risse im Bereich des Mittelauflegers und der Lasteinleitungsstelle auf, siehe Abbildung 134 b) und Abbildung 135 b). Diese sind nach Lastentfernung noch vorhanden, siehe Abbildung 134 c) und Abbildung 135 c). Durch die Auflagersenkung wird ein positives Moment eingepreßt was zu Rissen an der Unterseite des Versuchskörpers im Bereich des Mittelauflegers führt, siehe Abbildung 135 d). Bei Erreichen der Bruchlast ist das abgeschlossene Rissbild gegeben welches in Abbildung 134 d) und Abbildung 135 e) dargestellt ist.

Grundsätzlich stimmen die plastischen Verzerrungen sehr gut mit den Rissbildern aus den Versuchen überein.



**Abbildung 134: Rissbilder Referenzversuch: a) LF Eigengewicht, b) LF Anreißen, c) LF Entlastung, d) LF Bruch**

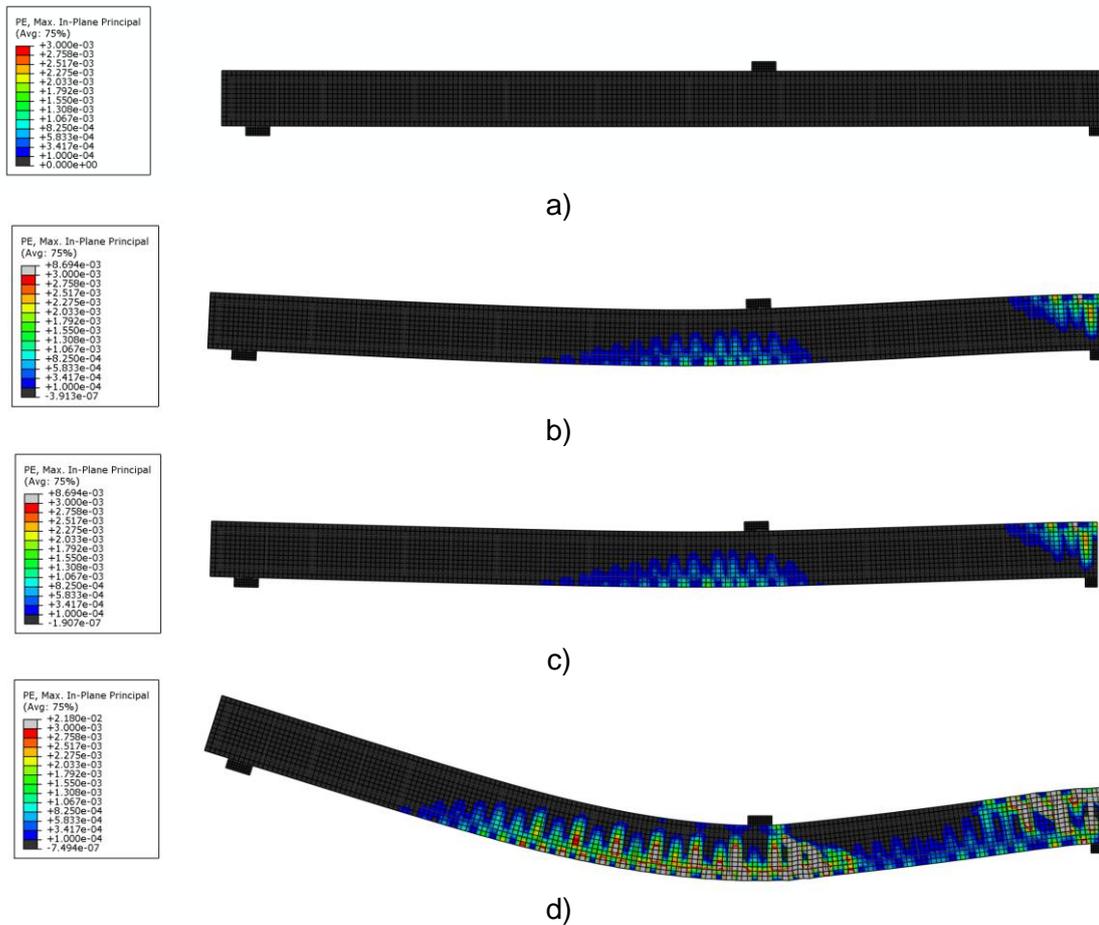


Abbildung 135: Rissbilder Zwangversuch: a) LF Eigengewicht, b) LF Anreißen, c) LF Entlastung, d) Auflagersenkung, e) LF Bruch

## ZUSAMMENFASSUNG

Zur Beurteilung der Entwicklung eines günstig wirkenden Zwangmomentes durch Auflagerverschiebung wurden experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt. Die Auflagerverschiebung erfolgte in Form einer Stützensenkung wodurch sich im maßgebenden Querschnitt eine Schnittgröße einstellte welche ein entgegengesetztes Vorzeichen aufwies wie die Lastschnittgrößen und somit günstig wirkte. Die Versuche wurde an einem Zweifeldträger durchgeführt welche sich in Betonfestigkeit, Bewehrungsgrad und Schlankheit unterschieden.

Durch die Versuche konnte gezeigt werden, dass bei sämtlichen Versuchskonfigurationen von Beginn der Lastaufbringung ein Abbau des Zwangmoments stattfindet. Bei einigen Serien kam es in gewissen Bereichen zeitweise zu einer Zunahme des Zwangmoments was auf eine kurzfristige Steifigkeitserhöhung durch einen Sprung im Vorzeichen des Moments zurückzuführen ist, durch welches ein öffnen und schließen von Rissen stattfindet. Bei

Erreichen der maximalen Last war in allen Fällen das Zwangsmoment nicht mehr vorhanden, siehe Tabelle 22. Das Fließen der Bewehrung stellte keinen markanten Punkt in der Zwangsmomententwicklung dar.

Die unterschiedlichen Betonfestigkeiten C20/25 und C50/60, die unterschiedlichen Bewehrungsgrade  $\rho_s = 0.52\%$  und  $\rho_s = 1.22\%$  sowie die unterschiedlichen Schlankheiten  $\lambda = 18,4$  und  $\lambda = 11,8$  hatten keinen wesentlichen Einfluss auf die Entwicklung des Zwangsmoments.

Die nichtlinearen numerischen Berechnungen mit Abaqus haben gezeigt, dass zu Beginn der Betrag der Schnittgröße höher ausfällt als bei den Versuchen. Es fand ebenfalls ab Versuchsbeginn ein Abbau des Zwangsmoments statt, dessen Entwicklung sich vom Versuch unterscheidet. Zu Ende des Versuchs war bei 50% der Berechnungen das Zwangsmoment nicht mehr vorhanden und bei den restlichen 50% betrug das höchste verbliebene Zwangsmoment 25% des Zwangsmoments zu Berechnungsbeginn, siehe Tabelle 22.

**Tabelle 22: Gegenüberstellung der Zwangsmomente Versuch – NL FEM**

		Zwangsmoment [kNm]			
		Versuch		NL FEM	
		Anfang	Ende	Anfang	Ende
C20/25	$\rho_s=0.52\%/ \lambda=18,4$	15,4	<0	23,2	0,9
	$\rho_s=0.52\%/ \lambda=11,8$	6,4	<0	23,6	6,0
	$\rho_s=1.22\%/ \lambda=18,4$	15,1	<0	28,4	<0
	$\rho_s=1.22\%/ \lambda=11,8$	7,8	<0	20,8	<0
C50/60	$\rho_s=0.52\%/ \lambda=18,4$	15,5	<0	27,8	<0
	$\rho_s=0.52\%/ \lambda=11,8$	7,4	<0	20,4	<0
	$\rho_s=1.22\%/ \lambda=18,4$	16,2	<0	29,8	4,1
	$\rho_s=1.22\%/ \lambda=11,8$	8,33	<0	28,0	5,3

Die Methode der Berechnung des Zwangsmoments spielt eine große Rolle. Um dies zu verdeutlichen werden die Berechnungsergebnisse in Abhängigkeit der Berechnungsmethode und Steifigkeitsannahme in Abbildung 136 gegenübergestellt. Es hat sich gezeigt, dass das Zwangsmoment zu Beginn des Versuchs bei den NL FEM Berechnungen sehr hoch ausfällt und sehr nah an dem Ergebnis einer analytischen Berechnung mit der Steifigkeit des

ungerissenen Querschnitts liegt. Zum Ende des Versuchs liegen die Ergebnisse dann jedoch sehr nah beieinander, da das Zwangsmoment abgebaut wurde.

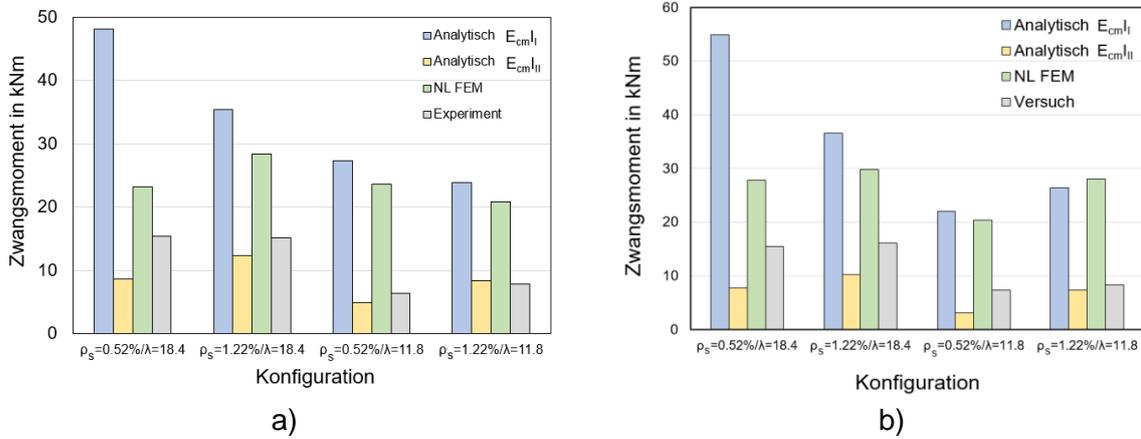


Abbildung 136: Betrag des Zwangsmoment in Abhängigkeit der Berechnungsmethode: a) C20/25, b) C50/60

## 4. Zusammenfassung

Die vorhergehenden Abschnitte liefern einen Überblick über die Ergebnisse der an der TU Graz und der UIBK durchgeführten Versuchsnachrechnungen.

Die Auswertungen liefern hierbei sehr gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen. Es kann gezeigt werden, dass die Modelle in der Lage sind sowohl die Schnittkräfte als auch etwaige Änderungen in den Zwangbeanspruchungen ausreichend genau zu bestimmen.

Somit wird die Eignung der Modelle für die in Arbeitspaket 7 durchgeführten Parameterstudien bestätigt.



## ARBEITSPAKET 7 – PARAMETERSTUDIEN

AutorInnen: Dipl.-Ing. Dipl.-Ing Michael Mayer (TU Graz – IBB)  
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)  
 Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Berger (UIBK)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

#### Ziele:

- Erweiterung der Versuchsergebnisse hinsichtlich des Einflusses der Bauteileigenschaften auf die Zwangsschnittgrößen
- Datenbasis für die Erstellung der Empfehlungen

#### Beschreibung der Inhalte:

Mit dem verifizierten Rechenmodell aus den AP 3 und 6 wird eine Parameterstudie zur Ermittlung der Zwangsschnittgrößen durchgeführt. Die einzelnen Parameter werden hierbei gezielt variiert, um deren Einfluss eingehend untersuchen zu können. Folgende wesentliche Parameter werden untersucht:

- Bewehrungsgrad
- Betonfestigkeit
- Spannweite
- Schlankheit
- Bauwerkslänge

Die Berechnungen werden durch die Einwirkungsgeschichte gesteuert, so dass die Ergebnisse sowohl für den Gebrauchs- als auch für den Bruchzustand verwendet werden können. Neben der Rissbildung werden die plastische Verformung und das Kriechen simuliert.

#### Methode:

FE- Analyse und analytische Auswertung der Ergebnisse

#### Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

**M4:** Einfluss einzelner Parameter auf Zwangsschnittgrößen

## 2. Allgemeines

Die folgenden Abschnitte geben einen Überblick über die an der TU Graz und der UIBK durchgeführten Parameterstudien sowie deren Ergebnisse. Die Modelle zur Durchführung der Berechnungen basieren auf den Entwicklungen der Arbeitspakete 3 und 6. Während die Modelle der TU Graz der Untersuchung einfeldriger Rahmensysteme dienen, liegt der Schwerpunkt der Analysen der UIBK auf Durchlaufträgersystemen.

Der Fokus der Parameterstudien wurde auf die Ermittlung der Zwangsschnittgrößen und auf plastische Umlagerungen gelegt. Hierzu wurden in Graz in und Innsbruck umfangreiche numerische Untersuchungen durchgeführt, welche in den weiteren Abschnitten erläutert werden. Zur Schaffung einer breiten Datenbasis für die in Arbeitspaket 8 abgeleiteten Bemessungsansätze wurden umfangreiche Parametersets zu Grunde gelegt.

Da das Hauptaugenmerk der Untersuchungen einerseits auf Zwangsschnittgrößen und andererseits auf Schnittgrößenumlagerungen liegt erfolgte die Variation der Bewehrungsgrade wechselweise in den Feld- und den Stützbereichen. Dies gilt für die an der TU Graz untersuchten Rahmensysteme gleichermaßen wie für die an der UIBK betrachteten Durchlaufträgersysteme.

Neben den allgemeinen Parametervariationen wurde in Graz auch der Einfluss viskoelastischer Effekte auf Gebrauchslastniveau (quasi-ständig) untersucht. Der Ansatz zur Berücksichtigung des Kriechens erfolgte nach [23]. Die Berechnungen wurden mit und ohne Kriechen durchgeführt, um etwaige Unterschiede aufzeigen zu können.

### 3. Rahmensysteme (TU Graz – IBB)

Die in Graz durchgeführte Parameterstudie wurde mit Schwerpunkt auf die Änderung der Zwangbeanspruchungen mit zunehmender Last und unter Berücksichtigung viskoelastischer Effekte durchgeführt.

Die folgenden Abschnitte geben einen Überblick und eine Zusammenfassung der wesentlichsten Untersuchungen und den zugehörigen Ergebnissen.

#### 3.1 Modellbildung

Wie in Arbeitspaket 3 beschrieben wird, erfolgte die Erstellung der Modelle zur Durchführung der nichtlinearen Parameterstudie in Graz auf Basis von Schalenelementen, bei welchen eine Unterteilung in Layer in Dickenrichtung berücksichtigt werden kann.

Abbildung 137 zeigt die Darstellung eines in der Parameterstudie verwendeten Rahmens mit seinen wesentlichen Bestandteilen.

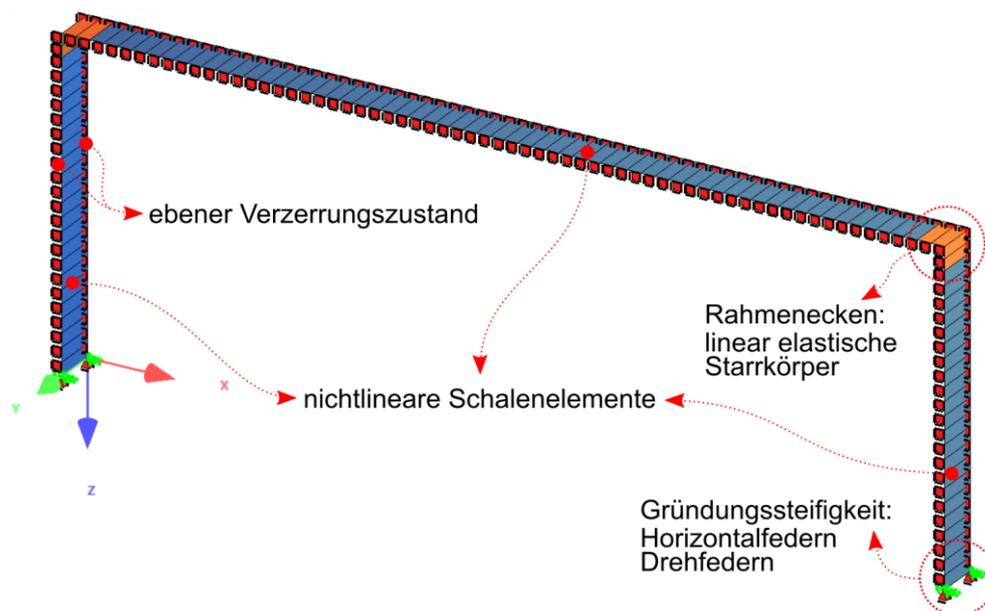
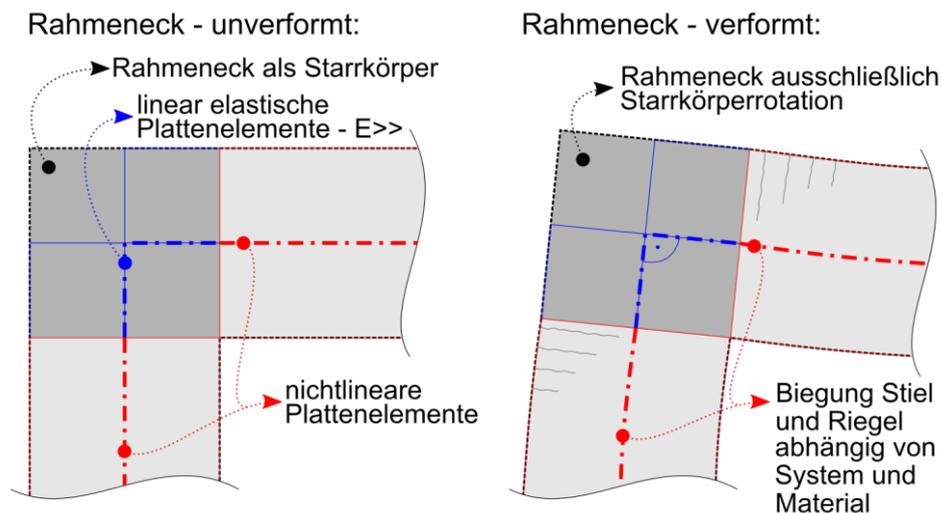


Abbildung 137: Rahmenmodell Parameterstudie

Wie in Abbildung 137 gezeigt wird, wurden die Rahmenecken linear elastisch mit hoher Steifigkeit modelliert. Dieser Ansatz wurde gewählt da es in den Schalenelementen nicht möglich ist die Bewehrungsführung in der Rahmenecke korrekt abzubilden. Durch diese Form der Modellierung wird das Verformungsvermögen des Rahmeneckbereichs tendenziell unterschätzt. Bei einer nichtlinearen Modellierung des Rahmenecks mit Schalenelementen

würde die Verformungsfähigkeit dieses Bereichs überschätzt werden, wodurch das Verhalten hinsichtlich der Zwangsbeanspruchung zu günstig wäre und somit auf der unsicheren Seite liegen würde. Nähere Informationen zur Verformungsfähigkeit von Rahmenecken sind beispielsweise in [52], [53] und [54] zu finden. Abbildung 138 zeigt ergänzend ein Detail der Rahmeneckmodellierung.



**Abbildung 138: Detail Rahmeneckmodellierung**

Der betrachtete Rahmen wird in Querrichtung derart gelagert, dass ein ebener Verzerrungszustand abgebildet wird. Somit wird ein 1,00 m breiter Streifen eines Brückentragwerks untersucht, wobei die Querdehnzahl zu null gesetzt wurde. Die Lagerung an den Fußpunkten des Rahmens erfolgt unter Berücksichtigung der Gründungssteifigkeit einer 3,00 m breiten Flachfundierung für eine mittlere Bodenpressung von 300 kPa und einer Setzung von 0,01 m. Zugehörig zu diesen Randbedingungen wurden die Gründungssteifigkeiten gemäß [8] ermittelt. Hiernach ergibt sich eine horizontale Federsteifigkeit an den Lagerpunkten von 45.000 kN/m. Die Drehfedersteifigkeit beträgt 67.500 kNm/rad. Das Verhalten der Horizontal- und der Drehfedern wird in allen Berechnungen linear elastisch berücksichtigt. Die vertikale Lagerung wird starr angesetzt, da im Zuge der Untersuchungen des symmetrischen Rahmensystems keine Setzungszwänge, sondern ausschließlich Temperaturzwänge betrachtet werden.

Die nichtlinearen Berechnungen erfolgen auf Basis der Mittelwerte der Materialeigenschaften, wobei die Zugfestigkeit des Betons mit  $0,70 f_{ctm}$  begrenzt wird. Gemäß den durchgeführten Voruntersuchungen ist es mit Hilfe dieser Annahme möglich das mittlere Bauteilverhalten hinsichtlich des Zwangs treffend zu beschreiben.

## 3.2 Übersicht Parameterstudie

Im Rahmen der Parameterstudie wurden eingehende Untersuchungen an 24 Varianten durchgeführt. In den einzelnen Varianten wurden diverse Parameter konstant gehalten, um den Fokus auf den Einfluss wechselnder Bewehrungsverhältnisse legen zu können. Die konstanten Parameter werden nachfolgend aufgelistet, wobei die genannten Maße Achsmaße darstellen:

- Betonfestigkeit C30/37
- Güte Bewehrungsstahl B 550B
- Überbaulänge 20,00 m
- Höhe Widerlagerwand 7,50 m
- Stärke Widerlagerwand 1,25 m
- Horizontalfedersteifigkeit 45.000 kN/m
- Drehfedersteifigkeit 67.500 kNm/rad

Die Betonfestigkeit wird aufgrund der Ergebnisse in [2] konstant gehalten, da erst bei, im Brückenbau unüblichen, hochfesten Betonen ein deutlich spröderes Bauteilverhalten zu beobachten ist und die Betonzugfestigkeit bei vorhandener Mindestbewehrung keinen maßgeblichen Einfluss auf die Zwangbeanspruchungen hat. Des Weiteren wird auf Basis der Erkenntnisse in [8], dass die relative Größe von Zwangbeanspruchungen unabhängig von der Tragwerkslänge ist, auf eine Variation ebenjener verzichtet. Nähere Erläuterungen hierzu folgen in Arbeitspaket 8.

In Tabelle 23 und Tabelle 24 wird ein Überblick über die Varianten der durchgeführten Parameterstudie gegeben. Wie der Übersicht entnommen werden kann, wurden die Überbauschlankheit, sowie die Bewehrungsverhältnisse variiert. Die Einprägung der Zwangbeanspruchung erfolgte in allen Fällen nach aktivieren des Eigengewichts mit Hilfe von Temperaturlastfällen. Bei den Temperaturlastfällen wurde jeweils eine Kombination eines konstanten und eines linearen Temperaturanteils gewählt, die zu einem negativen und einem positiven Rahmeneckmoment führt. Die Größe der Temperaturbeanspruchungen wurde derart gewählt, dass mittlere Temperaturen einer Kälte- und einer Hitzeperiode erfasst werden.

Die Bewehrungsfläche im Übergang Rahmeneck zu Widerlagerwand wurde durch eine Umrechnung der Längsbewehrung des Überbaus gemäß der unterschiedlichen inneren Hebelsarme festgelegt. Im Überbau wird eine Abstufung der Bewehrung berücksichtigt.

Die Bewehrungsverhältnisse des Überbaus in den Varianten V5 bis 8 und V17 bis 20 stellen Grenzfälle mit geringer baupraktischer Relevanz dar und dienen der eingehenden

Untersuchung des Verformungsverhaltens der Rahmenkonstruktionen bei geringen Bewehrungsgraden.

**Tabelle 23: Varianten Parameterstudie – Teil 1**

Variante	Schlankheit $\lambda$ (l/d)	Längsbewehrungsgrad $\rho_l$ in %						Temperatur in K	
		Feldbereich		Stützbereich					
V1	15	<u>0,8</u> 0,9							
V2	15	<u>0,8</u> 0,9							$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V3	15		<u>0,9</u> 0,8					$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V4	15		<u>0,9</u> 0,8						$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V5	15			<u>0,4</u> 0,8				$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V6	15			<u>0,4</u> 0,8					$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V7	15				<u>0,8</u> 0,4			$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V8	15				<u>0,8</u> 0,4				$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V9	15					<u>0,8</u> 1,2		$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V10	15					<u>0,8</u> 1,2			$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V11	15						<u>1,2</u> 0,8	$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V12	15						<u>1,2</u> 0,8		$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$

**Tabelle 24: Varianten Parameterstudie – Teil 2**

Variante	Schlankheit $\lambda$ (l/d)	Längsbewehrungsgrad $\rho_l$ in %						Temperatur in K	
		Feldbereich		Stützbereich					
V13	20	$\frac{0,8}{0,9}$						$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V14	20	$\frac{0,8}{0,9}$							$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V15	20		$\frac{0,9}{0,8}$					$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V16	20		$\frac{0,9}{0,8}$						$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V17	20			$\frac{0,4}{0,8}$				$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V18	20			$\frac{0,4}{0,8}$					$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V19	20				$\frac{0,8}{0,4}$			$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V20	20				$\frac{0,8}{0,4}$				$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V21	20					$\frac{0,8}{1,2}$		$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V22	20					$\frac{0,8}{1,2}$			$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$
V23	20						$\frac{1,2}{0,8}$	$\Delta T_N = 20$ $\Delta T_M = -5$	
V24	20						$\frac{1,2}{0,8}$		$\Delta T_N = -20$ $\Delta T_M = 5$

Zusätzlich zur genannten Temperaturbeanspruchung wurden die Rahmensysteme mit einer Gleichstreckenlast  $q$  auf dem Überbau beaufschlagt. Diese Gleichstreckenlast wurde kontinuierlich gesteigert, um so die verbleibenden Zwangbeanspruchungen auf verschiedenen Lastniveaus untersuchen zu können.

Neben der allgemeinen Laststeigerung wurden die Größen von  $q$  für zwei Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (quasi-ständig und charakteristisch) und den Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt. Die Ermittlung von  $q_{Ed}$  (Grenzzustand der Tragfähigkeit) erfolgte auf Basis von Designarbeitslinien und unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte, wodurch die Beanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit geringer sein muss als im tatsächlichen Bruchzustand.

Die Festlegung eines quasi-ständigen Lastniveaus war erforderlich, da dies das kriechwirksame Belastungsniveau widerspiegelt. Die Berechnungen wurden mit und ohne Berücksichtigung viskoelastischer Effekte durchgeführt. Bei der Berücksichtigung viskoelastischer Effekte wurde die Last auf quasi-ständigem Niveau konstant gehalten und das Kriechen aktiviert. In allen System wurde eine Dauer der Kriechphase von 2 Monaten zu Grunde gelegt, um auf diese Weise einer Kälte-, bzw. einer Hitzeperiode Rechnung tragen zu können.

Die Stahlspannungen zufolge des quasi-ständigen Lastniveaus variieren zwischen den untersuchten Varianten. Um dennoch die Vergleichbarkeit der Zwangbeanspruchungen sicherstellen zu können, wurden für alle Varianten jene Lastniveaus ermittelt, bei welchen die Stahlspannung im Riss 200 MPa beträgt. Hierdurch ist es auch möglich die Ergebnisse der Parameterstudie an den Rahmensystemen jenen der Großversuche gegenüberzustellen.

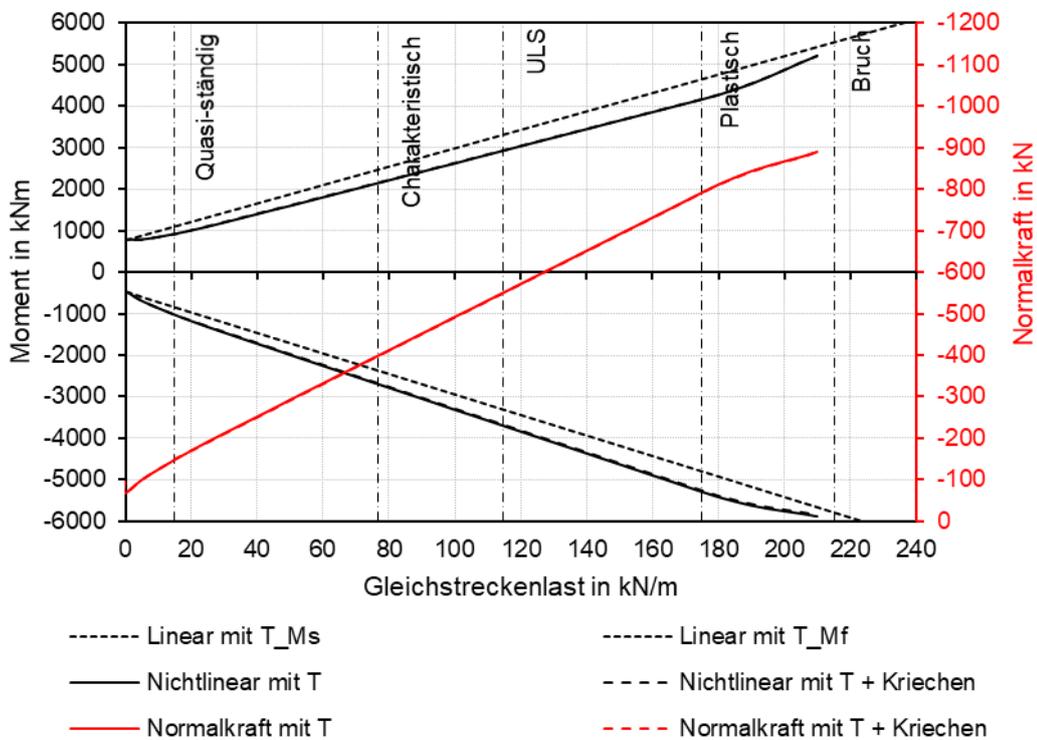
Weitere Informationen die Parameterstudie betreffend können auch [39] entnommen werden.

### 3.3 Ergebnisse

Der nachfolgende Abschnitt liefert einen Überblick über die wesentlichsten Ergebnisse der Parameterstudie hinsichtlich der verbleibenden Zwangbeanspruchungen zufolge unterschiedlicher Lastniveaus.

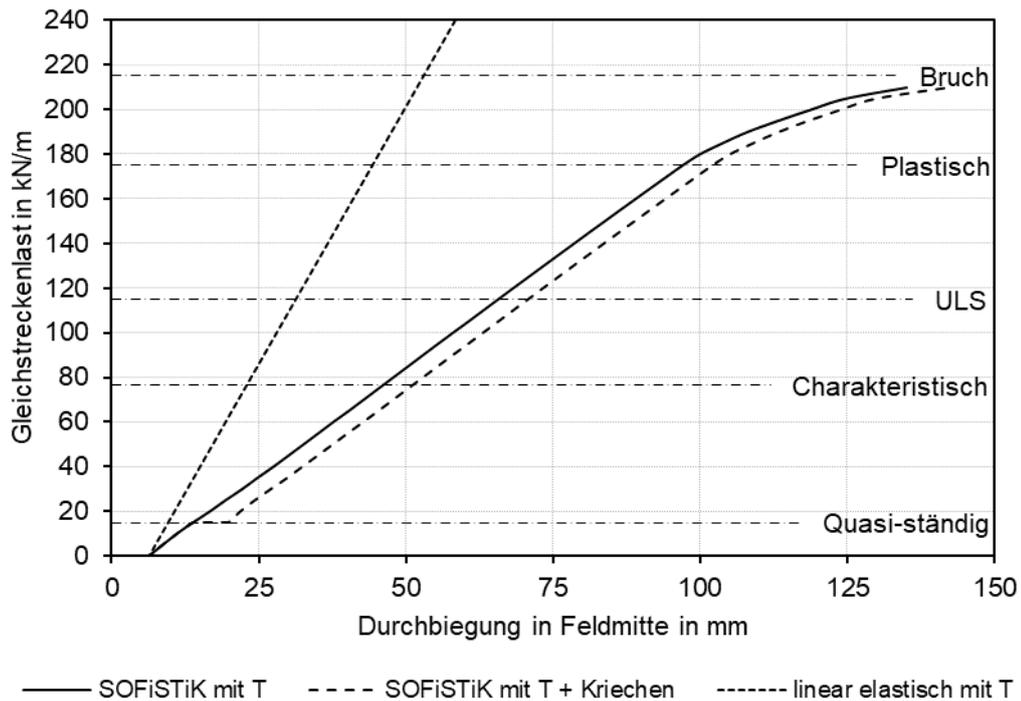
Einleitend wird ein Auszug der allgemeinen Ergebnisaufbereitung anhand der Resultate von Variante 16 (vgl. Tabelle 24) dargestellt.

Abbildung 139 zeigt die Entwicklung der Schnittgrößen mit zunehmender Belastung im Vergleich zur linear elastischen Lösung. Abgebildet werden hierin, neben der linear elastischen Lösung, lediglich die Ergebnisse der Berechnungen mit Temperatur und mit Temperatur und Kriechen. Im Zuge der Auswertung der Zwangbeanspruchungen war es ebenfalls erforderlich alle Varianten ohne Berücksichtigung der Temperaturbeanspruchung durchzurechnen. Ergänzend zur Entwicklung der Momente und der Normalkraft werden die im vorherigen Abschnitt beschriebenen Lastniveaus gekennzeichnet. Das mit ‚Plastisch‘ gekennzeichnete Lastniveau charakterisiert die Beanspruchung bei welcher die Fließgrenze der Bewehrung überschritten wird.



**Abbildung 139: Schnittgrößenentwicklung – V16**

In Abbildung 140 wird die Last-Verformungsbeziehung der linear elastischen Berechnung den nichtlinearen Berechnungen von V16 mit und ohne Kriechen gegenübergestellt. Der Anfangswert der Durchbiegung ist ungleich null, da vor Beginn der Laststeigerung und der Aufbringung der Temperaturbeanspruchung bereits das Eigengewicht aktiviert wurde. Ebenfalls gut zu erkennen sind der Einfluss des Kriechens auf die Durchbiegung des Überbaus, sowie die deutliche Verformungszunahme ab Fließbeginn.



**Abbildung 140: Last-Verformungsbeziehung – V16**

Da die Größe der verbleibenden Zwangbeanspruchungen maßgeblich von den auftretenden freien Tragwerksverformungen abhängt, werden, neben der Last-Verformungsbeziehung, die Verschiebungen der Horizontalfedern an den Fußpunkten, sowie die resultierenden Federverdrehungen zufolge der berücksichtigten Gründungssteifigkeiten dargestellt. Diese Ergebnisse sind Abbildung 141 und Abbildung 142 zu entnehmen.

In beiden Graphiken sind wiederum das Ergebnis der linear elastischen Berechnung und die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnungen mit und ohne Kriechen dargestellt. Anzumerken ist, dass ausschließlich der Beton kriecht. Ein Kriechen der Federn, welche der Erfassung der Gründungssteifigkeit dienen, wird folglich nicht angesetzt.

Der Startwert der Federverschiebung ist aufgrund des Eigengewichts des Rahmens ungleich null. Die Ergebnisse der Verschiebung der Horizontalfeder zeigen bereits bei geringer

Belastung ein Abweichen der nichtlinearen von der linear elastischen Berechnung. Infolgedessen ist das Verformungsverhalten der nichtlinearen Berechnung weicher als jenes der linear elastischen Berechnung, wodurch bereits im Anfangsbereich der Laststeigerung eine merkliche Reduktion der Zwangbeanspruchungen zu erwarten ist.

Die Zunahme des Federwegs ist unter anderem auf eine Zunahme der Normalkraft im Überbau zufolge einer behinderten Schwerachsendehnung zurückzuführen, welche in der nichtlinearen Berechnung erfasst wird.

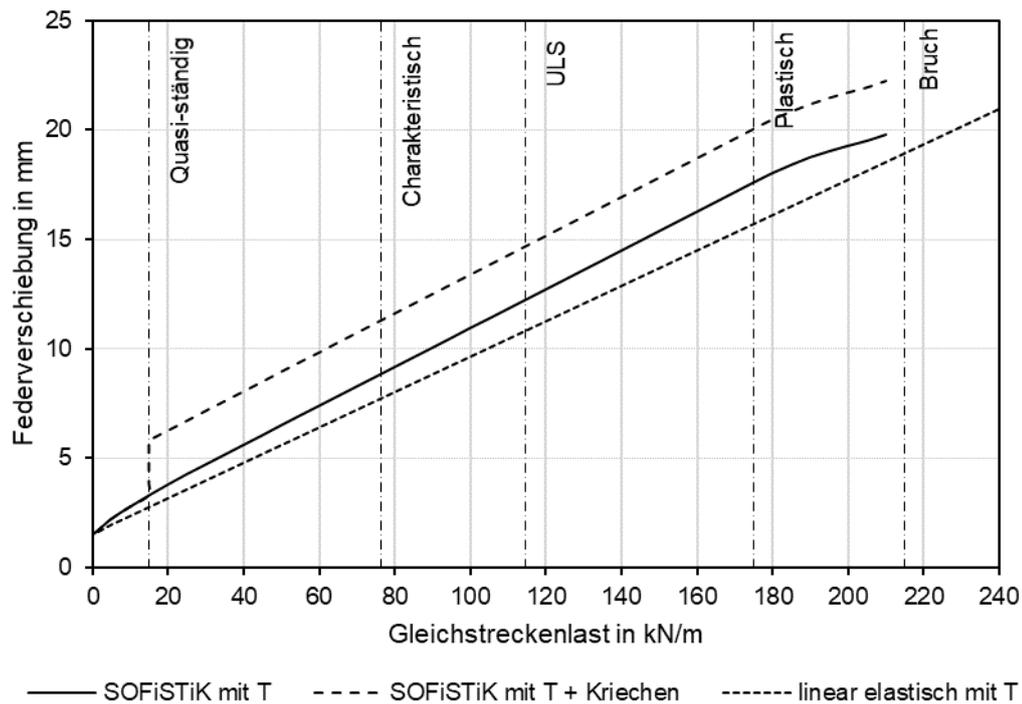


Abbildung 141: Federverschiebung – V16

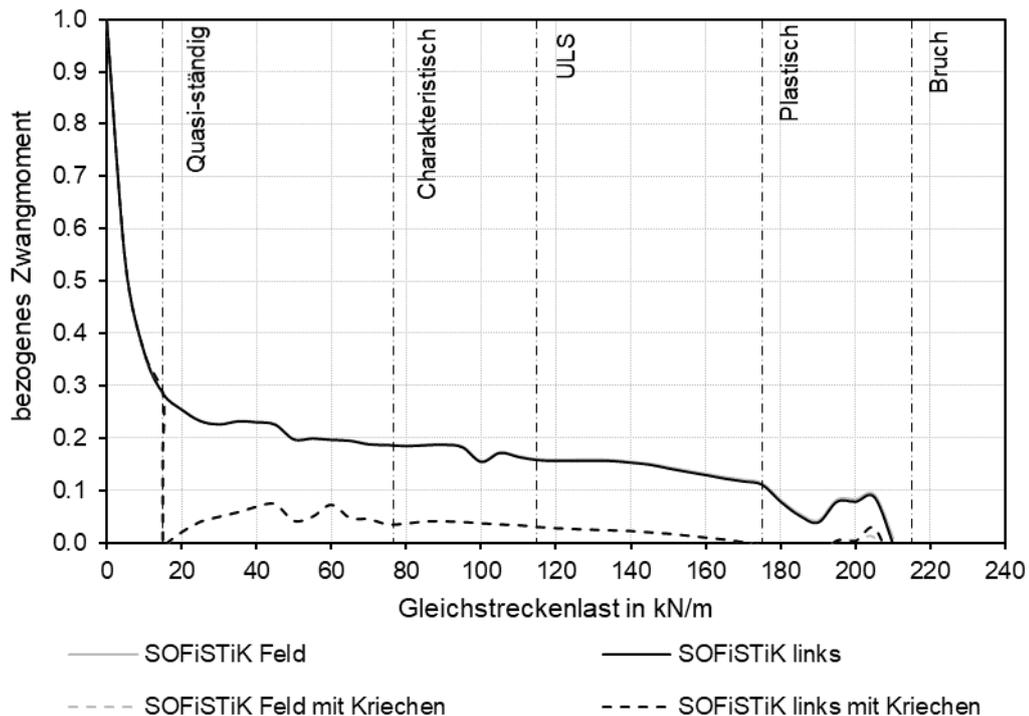
Die in Abbildung 142 dargestellten Federverdrehungen zeigen bis zum Erreichen des quasi-ständigen Lastniveaus ein nahezu linear elastisches Verhalten, wobei der Startwert aufgrund der Wirkung des Eigengewichts wiederum ungleich null ist.

Nach Erreichen des quasi-ständigen Lastniveaus zeigt sich eine deutliche Abweichung der linear elastischen Federverdrehung zu den Federverdrehungen der nichtlinearen Berechnungen. Diese Abweichung resultiert aus geänderten Steifigkeitsverteilungen im System zufolge der sich einstellenden Rissbildung.



Wird nun das Kriechen aktiviert, wird die verbleibende Zwangbeanspruchung nahezu zur Gänze abgebaut. Bei Vernachlässigung des Kriechens wird das Zwangsmoment in verminderter Form weiter abgebaut.

Bei Fließbeginn ist in weitere Folge ein neuerlicher deutlicher Abbau der Zwangbeanspruchung zu erkennen bis das Zwangsmoment bei Erreichen des Bruchzustands vollständig abgebaut ist.



**Abbildung 143: Abbau Zwangmoment – V16**

Der Trend, dass große Teile der Zwangbeanspruchung zufolge einer Überlagerung von Rissbildung und allgemeiner Systemnachgiebigkeit abgebaut werden zeigt sich in allen Untersuchungen. Des Weiteren ist in einigen Konfigurationen der Parameterstudie mit positiver konstanter Temperaturbeanspruchung zu beobachten, dass die Reduktion der Zwangbeanspruchung unter Berücksichtigung des Kriechens während der Wiederbelastung nach der Kriechstufe weniger ausgeprägt verläuft als ohne Berücksichtigung des Kriechens. Abbildung 145 zeigt ein Beispiel hierfür anhand der Auswertung des Zwangmoments bei V15. Ursache hierfür ist das Auswerteschema, da die Rissbildung in den Berechnungen mit und ohne Temperatur voneinander abweicht, was wiederum die Größe der Normalkraft im Riegel beeinflusst, welche direkt in das Rahmeneckmoment mit eingeht. Dies beeinflusst auch die Steifigkeit einzelner Bereiche bei der Berücksichtigung viskoelastischer Effekte, was bei geringen verbleibenden Zwangbeanspruchungen zu Unschärfen führen kann.



### **VERBLEIBENDE ZWANGBEANSPRUCHUNG BEI $\sigma_s = 200 \text{ MPa}$**

Die nachfolgenden Darstellungen zeigen die Auswertungen der verbleibenden Zwangbeanspruchungen aller Varianten bei Erreichen einer Stahlspannung im Riss von 200 MPa. Wie in Arbeitspaket 4 erläutert wird, wurde dieses Spannungsniveau aus Gründen der Vergleichbarkeit und als Basis für das Gebrauchslastniveau festgelegt.

In allen Diagrammen wird die verbleibende Zwangbeanspruchung ohne Berücksichtigung des Kriechens in Schwarz und jene mit Berücksichtigung des Kriechens in Dunkelgrau dargestellt. Ausgenommen hiervon sind die Ergebnisse der Varianten 5 bis 8 und 17 bis 20, welche in Hellgrau dargestellt werden. Grund hierfür ist die geringe baupraktische Bedeutung dieser Bewehrungsverhältnisse hinsichtlich der Zwangbeanspruchungen. Nichtsdestotrotz werden diese Ergebnisse der Vollständigkeit halber dargestellt.

Neben den Einzelergebnissen werden die Maximalwerte der verbleibenden Zwangbeanspruchungen in Form von horizontalen, strichlierten Linien hervorgehoben. In Schwarz das Maximum ohne Kriechen und in Dunkelgrau das Maximum der Berechnungen mit Berücksichtigung des Kriechens. Die Varianten 5 bis 8 und 17 bis 20 werden hierbei wieder ausgenommen. In Varianten mit einer Zwangbeanspruchung zufolge eines positiven, linearen Temperaturanteils ist punktuell der zuvor erläuterte Effekt zu erkennen, dass die Zwangbeanspruchung mit Berücksichtigung des Kriechens höher ist als jene ohne Kriechen. Bei konsequenter Auswertung der Ergebnisse auf quasi-ständigem Lastniveau ist die Zwangbeanspruchung unter Berücksichtigung des Kriechens jedoch in allen Fällen geringer als ohne Berücksichtigung des Kriechens.

Abbildung 146 und Abbildung 147 zeigen die Ergebnisse des verbleibendes Zwangmoments und der verbleibenden Zwangnormalkraft bei einer Stahlspannung im Riss von 200 MPa für alle Varianten bei einer Erwärmung des Überbaus. Die Diagramme werden entsprechend der Überbauschlankheit aufgeteilt.

Gemäß den Ergebnissen ergibt sich das maximal verbleibende Zwangmoment, unter Vernachlässigung der Varianten 5 bis 8 und 17 bis 20, bei einer Schlankheit von 20 zu ca. 10 % des ursprünglichen Zwangmoments. Die maximal verbleibende Zwangnormalkraft liegt bei gleicher Schlankheit bei ca. 16 %. Dahingegen werden sowohl Zwangmoment als auch Zwangnormalkraft bei einer Schlankheit von 15 nahezu gänzlich abgebaut.

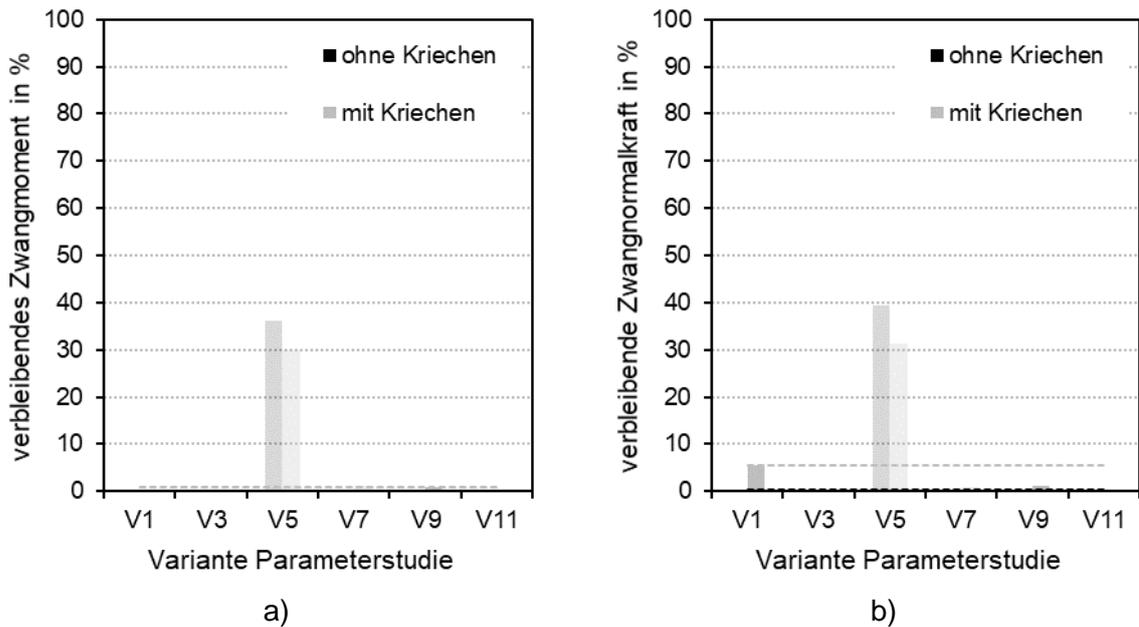


Abbildung 146: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei  $\lambda = 15$  und  $\Delta T_N = +$ ;  
a) Zwangsmoment und b) Zwangnormalkraft

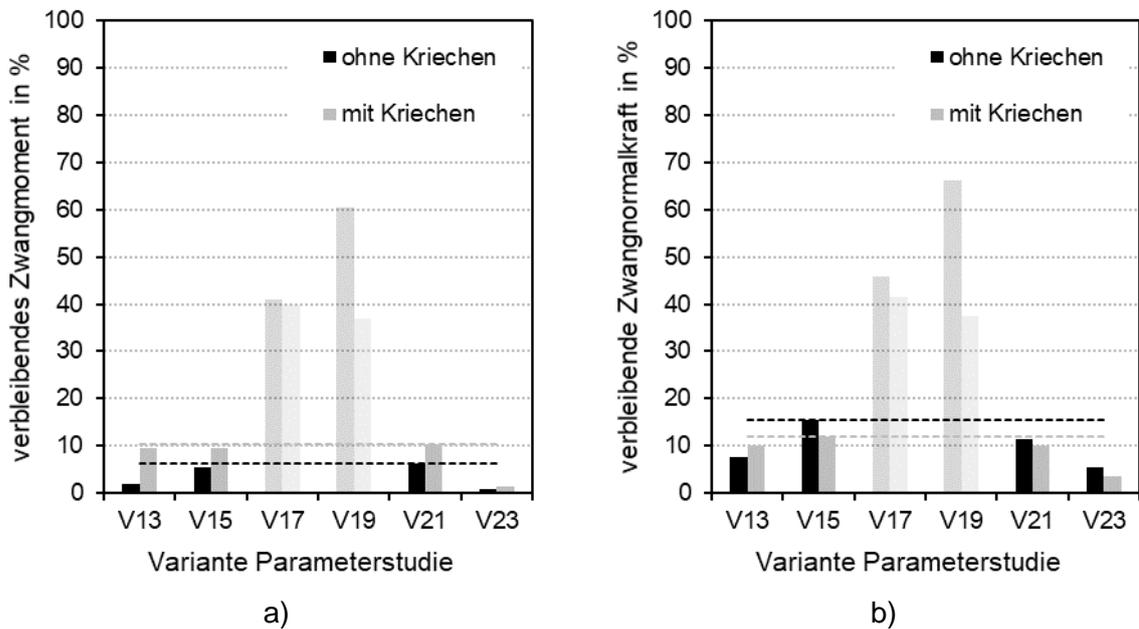


Abbildung 147: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei  $\lambda = 20$  und  $\Delta T_N = +$ ;  
a) Zwangsmoment und b) Zwangnormalkraft

Ähnlich zu den Varianten mit einer Überbaurwärmung zeigt sich auch bei den Varianten mit einer Abkühlung des Überbaus eine Abhängigkeit der verbleibenden Zwangbeanspruchungen von der Überbauschlankheit. Die Ergebnisse der Varianten mit einer Minderung der Überbautemperatur sind Abbildung 148 und Abbildung 149 zu entnehmen.

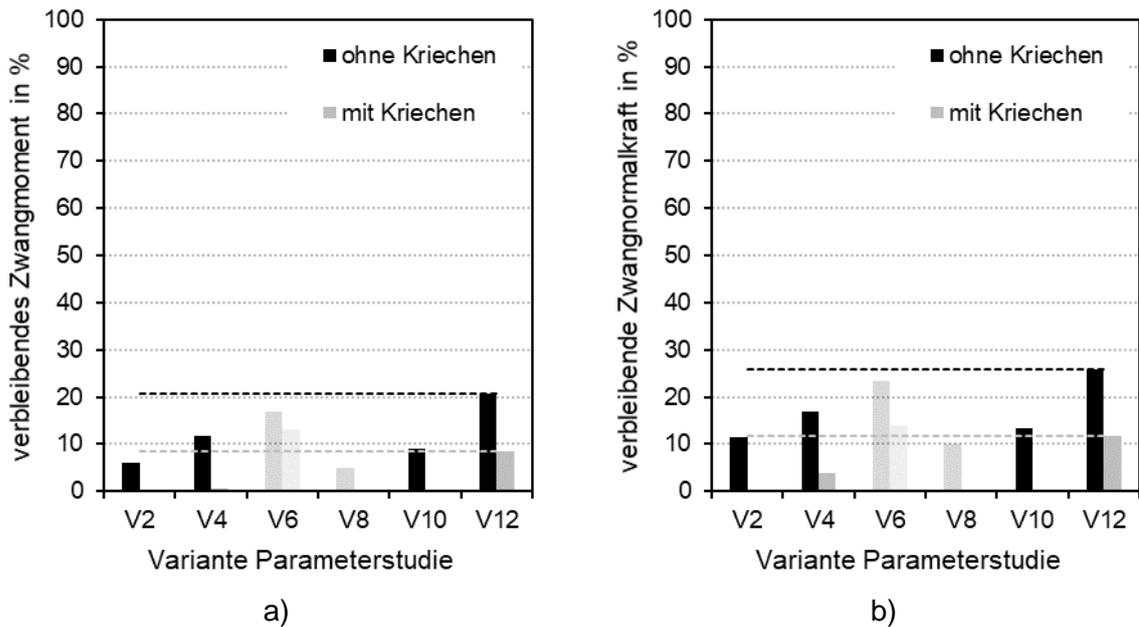


Abbildung 148: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei  $\lambda = 15$  und  $\Delta T_N = -$ ;  
a) Zwangsmoment und b) Zwangnormalkraft

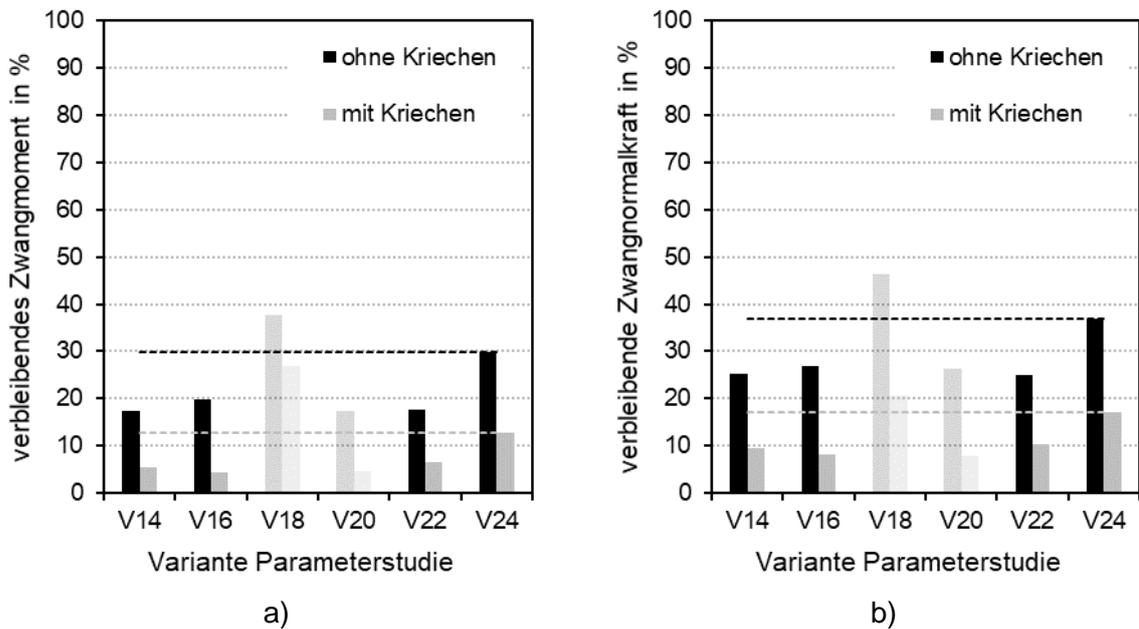


Abbildung 149: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei  $\lambda = 20$  und  $\Delta T_N = -$ ;  
a) Zwangsmoment und b) Zwangnormalkraft

Unter Vernachlässigung der Varianten 5 bis 8 ergeben sich das maximal verbleibende Zwangsmoment und die maximal verbleibende Zwangnormalkraft bei einer Schlankheit von 15 zu ca. 21 % bzw. zu ca. 26 %. Im Vergleich dazu liegen das verbleibende Zwangsmoment und

die verbleibende Zwangnormalkraft, ohne Berücksichtigung von V17 bis V20, bei einer Schlankheit von 20 bei ca. 30 % bzw. 37 %.

### ***VERBLEIBENDE ZWANGBEANSPRUCHUNG IM BRUCHZUSTAND***

In allen Berechnungen zeigt sich, dass das Zwangsmoment bei Erreichen des Systemversagens vollständig abgebaut ist.

## 4. Durchlaufträgersysteme (UIBK)

Im Rahmen des AP7 wurde eine Parameterstudie zur Umlagerung von Schnittgrößen aus dem Feld in den Stützbereich mithilfe nichtlinearer Finite Elemente Berechnungen durchgeführt. Motivation ist die Integralisierung von Brücken, im speziellen der Umbau von aneinander gereihten einfeldrigen Plattenbrücken zu einem Durchlaufträgersystem. Durch die Integralisierung von bestehenden Brücken werden Lager und Fahrbahnübergänge entfernt und die Tragfähigkeit erhöht.

Man kann bei der Integralisierung einer Brücke davon ausgehen, dass die bestehende Brücke nach Normen für Last und Bemessung durchgeführt wurde, welche nicht mehr aktuell sind. Wenn bei der zu integralisierenden Brücke der Ansatz der Belastung und die Bemessung nach neuer Norm erfolgt, kann das Problem bestehen, dass das bestehende Tragwerk nicht über ausreichend Bewehrung verfügt. Bei einfeldrigen Brücken kann unter anderem die Biegebewehrung im Feld als kritisch betrachtet werden. Im Zuge der Integralisierung verbleibt das Eigengewicht im Einfeldträger und die Verkehrslasten werden vom Durchlaufträgersystem abgetragen. In Summe kommt es durch den Lastfall Eigengewicht zu einer hohen Beanspruchung der Feldbewehrung und bei der Einwirkung aus Verkehrslast nach neuer Norm resultiert im Feld durch das Durchlaufträgersystem eine geringere Beanspruchung als beim Einfeldträger. Im Zuge der Integralisierung kann der Bewehrungsgrad im Stützbereich individuell angepasst werden, was die Möglichkeit bietet, Schnittgrößen aus dem Feldbereich, falls diese von der vorhandenen Bewehrung nicht vollständig aufgenommen werden können, zum Stützbereich umzulagern.

Um eine wirklichkeitsnahe Darstellung und Untersuchung der Umlagerung gewährleisten zu können, soll eine numerische Simulation unter Berücksichtigung von nichtlinearen Materialverhalten helfen.

### 4.1 Grundlage

Für statisch bestimmte Systeme stehen keine Tragreserven zur Verfügung. Deshalb ist die Bestrebung im konstruktiven Ingenieurbau groß, vor allem statisch unbestimmte Tragstrukturen zu berechnen und auszuführen. Eine Berechnung der Schnittgrößen aus den Gleichgewichtsbedingungen ist für statisch unbestimmte Systeme nicht möglich. Die Berücksichtigung der Verträglichkeitsbedingungen der Verformung des Tragwerks, ermöglicht die Ermittlung. Dadurch hat die Steifigkeit des Querschnitts einen wesentlichen Einfluss auf

die Verteilung der Schnittgrößen. Das nichtlineare Materialverhalten und in weiterer Folge die Rissbildung verändert die Steifigkeit in den höher beanspruchten Zonen der Konstruktion. Demnach ist die Steifigkeit und Verteilung der Schnittgrößen ebenfalls von der Bewehrungsmenge abhängig. Bei linear elastischen Berechnungen wird die Reduzierung der Steifigkeiten, welche zu Momenten-Umlagerungen führt, nicht berücksichtigt. Somit ergeben sich teilweise hohe Bewehrungskonzentrationen in den Bereichen der höchsten Beanspruchung. Bei Durchführung von nichtlinearen Berechnungen kann diese Umlagerung von Schnittgrößen mitberücksichtigt werden. Die Schnittgrößen werden bei Rissbildung in Bereiche mit hoher Steifigkeit umgelagert.

Eine Berechnung mit Berücksichtigung von nichtlinearem Materialverhalten bildet das Tragverhalten am besten ab. Aufgrund der aufwendigeren Modellierung sowie des hohen Rechenaufwands werden nichtlineare Berechnungen jedoch selten durchgeführt.

## 4.2 Ziele

Im Zuge dieser Untersuchung wird die Umlagerung von Schnittgrößen vom Feld in den Stützbereich in einer bestehenden Stahlbetonkonstruktion nach Integralisierung der Konstruktion untersucht. Der Einfluss der Steifigkeitsverteilung über die Feldlänge aufgrund von Vorschädigung durch alte bzw. aktuelle Verkehrslasten laut Norm soll eine wirklichkeitsnahe Abschätzung dieser Umlagerung geben.

In weiterer Folge soll ermittelt werden, ob eine Fließgelenkbildung im Feld bei Betonkonstruktionen möglich ist und das Tragverhalten nach Plastizierung des Querschnitts beobachtet werden.

## 4.3 Methoden

Ausgangspunkt der Berechnung ist eine statisch bestimmte einachsig gelagerte Platte mit ausgewählten Abmessungen. Für die Bestimmung der vorhandenen Bewehrungsmenge, wird die Platte durch Einwirkungen nach [55] und Eigengewicht belastet und eine Bemessung nach [56] mittels Gebrauchslastverfahren geführt.

Unter Berücksichtigung der ermittelten Bewehrung für ein Bestandtragwerk wird eine nichtlineare FE-Analyse unter Verwendung eines Schädigungsmodells für Beton durchgeführt. Die Berechnungen werden mit Hilfe der Finiten Elemente Software ABAQUS durchgeführt. Das Materialverhalten von Beton wird mit der Hilfe des Concrete-Damage-Plasticity Modells

berücksichtigt. Die Kennwerte des Zug- und Druckverhaltens, werden nach [23], [44] und [49] bestimmt.

#### 4.4 Schnittgrößenumlagerung laut Norm

In statisch unbestimmten Systemen kann die Umlagerung von Schnittgrößen bei linear elastischer Berechnung durchgeführt werden. Die entsprechende Norm ([23], [57]) beschränkt diese Umlagerungen in Abhängigkeit der vorhandenen Druckzonenhöhe, sowie der plastischen Rotationsfähigkeit des Querschnitts in dem die Umlagerung stattfinden soll. Eine weitere Möglichkeit zur Untersuchung einer Schnittgrößenumlagerung gibt die nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung des wirklichkeitsnahen Materialverhaltens von Stahlbeton.

##### ***LINEAR- ELASTISCHE BERECHNUNG MIT BEGRENZTER UMLAGERUNG***

Durch Änderung der Steifigkeiten infolge Rissbildung des Tragwerks in Bereichen hoher Momenten Beanspruchung, dürfen Schnittgrößen aus der linear-elastischen Berechnung des Tragwerks im Zustand I umgelagert werden, siehe Abbildung 150. Die Umlagerung bietet eine wirtschaftlichere Bemessung von Querschnitten und zeigt etwaige Tragreserven des Tragwerks auf.

Voraussetzung für eine Schnittgrößenumlagerung ist eine statisch unbestimmte Tragstruktur, da bei statisch bestimmten Tragwerken die Steifigkeit keinen Einfluss auf die Schnittgrößen hat. Die Steifigkeitsänderung wird für ein abgeschlossenes Rissbild vorausgesetzt. Die Grenzen der Umlagerung  $\delta$  sind in der Norm [23] festgelegt.

Die Begrenzung der Umlagerung ist von der vorhandenen bezogenen Druckzonenhöhe  $x_u/d$  abhängig. Die angegebenen Grenzwerte gelten nur für eine Schnittgrößenumlagerung von der Stütze ins Feld. Für die Umlagerung von Schnittgrößen vom Feld- in den Stützbereich muss generell ein Nachweis der Rotationsfähigkeit erbracht werden [57].

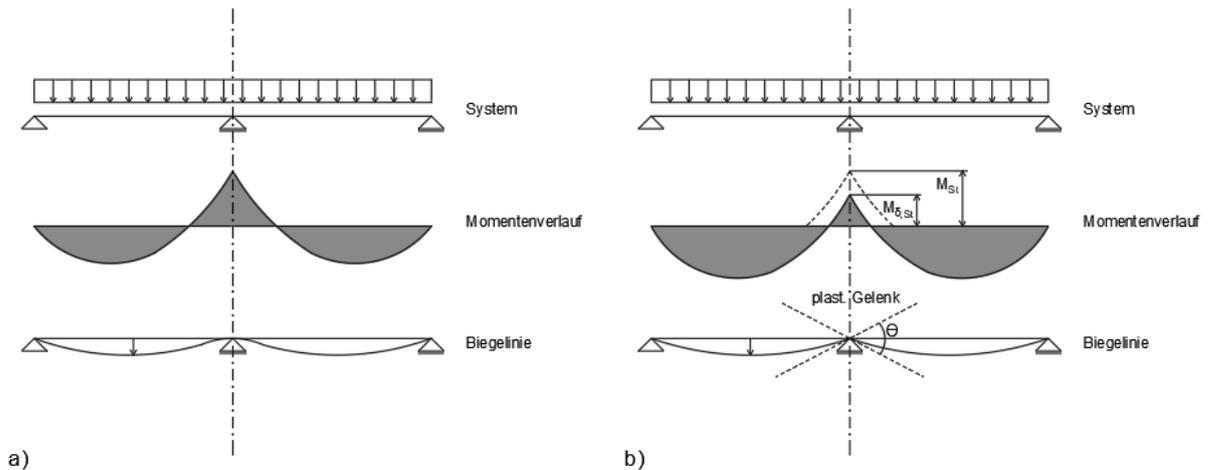


Abbildung 150: Prinzip der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung a) ohne Momentenumlagerung, b) mit Momentenumlagerung [57]

### NICHTLINEARE VERFAHREN

Die Anwendung der nichtlinearen Berechnungen ermöglicht die Miteinbeziehung des wirklichkeitsnahen Materialverhaltens. Aufgrund der lastabhängigen Schädigung bzw. Veränderung der Steifigkeiten ist eine Überlagerung von Lastfällen, also das Superpositionsprinzip nicht möglich. Eine separate Betrachtung der einzelnen Lastfälle ist somit gefordert. Die Kenntnis über die Querschnittskennwerte und Bewehrungsführung muss gegeben sein um eine nichtlineare Berechnung durchzuführen. Sollte dies nicht der Fall sein, kann eine Vorbemessung des Tragwerks die Eingangswerte liefern. Durch die Abbildung der wirklichen Steifigkeiten des Tragwerks zufolge der Einwirkungen, können die Nachweise für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit geführt werden [57].

Durch miteinbeziehen der Materialeigenschaften in die Berechnung darf der Nachweis der plastischen Rotationsfähigkeit vernachlässigt werden. Bei Erreichen der Systemtraglast werden die realen Grenzdehnungen von Beton und Bewehrung wiedergegeben. Bei der Modellierung sollte die zugversteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen („Tension Stiffening“) berücksichtigt werden, da in Wirklichkeit größere Steifigkeiten vorzufinden sind als im reinen Zustand II. In Bezug auf die Umlagerung von Schnittgrößen hat diese Berücksichtigung des Verbundverhaltens kleinere Umlagerungen zur Folge, also eine konservative Annahme. Die Annahme des vollen Verbunds hat noch höhere Steifigkeiten zur Folge. Diese Annahme vereinfacht die Modellierung und reduziert den Rechenaufwand im FE-Programm [1].

Laut [27] darf eine Berechnung unter Berücksichtigung von nichtlinearem Materialverhalten, angewandt werden, vorausgesetzt dass im Modell alle Versagensfälle mitberücksichtigt werden. Kann ein Versagensmechanismus nicht abgebildet werden, wird nahe gelegt eine separate Berechnung durchzuführen.

Für das nichtlineare Verfahren werden die Mittelwerte der Materialeigenschaften verwendet. Bei Nachweisführungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen diese Kennwerte aufgrund der Streuung der Materialeigenschaften modifiziert werden.

Die nationale Festlegung [28] zu nichtlinearen Berechnungen im Brückenbau schreibt keine zulässige Methode vor. Solche nichtlinearen Analysen werden speziell von den Bauherren oder von der zuständigen Behörde für den Straßenbetrieb vorgeschrieben bzw. gefordert.

#### 4.5 Beispiel: Integralisierung einer Brücke

Es erfolgte die Berechnung und Bemessung (ÖN B4002 und ÖN B4200) einer einachsig gespannten einfeldrigen Brücke mit einer Länge von 10 m welche zu einem Durchlaufträger mit 2x10 m integralisiert und nach aktuellem Normenstand (ÖN EN/B1991-2 und ÖN EN/B1992-2) berechnet und bemessen wurde, siehe Abbildung 151 und Abbildung 152. Die Plattendicke betrug 80 cm und die verwendete Betonfestigkeitsklasse wurde mit C30/37 festgelegt.

Die Analyse und Ermittlung der Schnittgrößen wurde mit Hilfe des Finiten Elemente Programms ABAQUS von Haller in [58] durchgeführt. Um das Tragverhalten der Platte in Querrichtung zu berücksichtigen erfolgte die Berechnung mit Schalelementen im Raum.

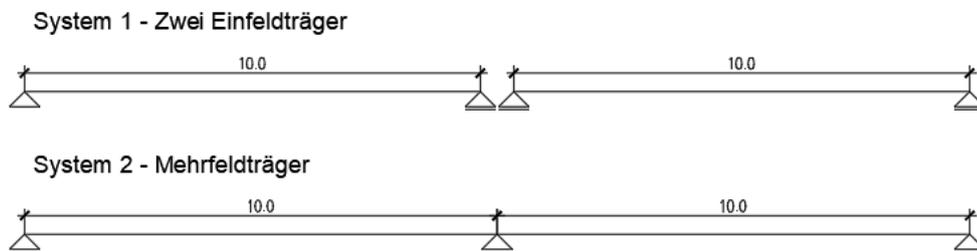


Abbildung 151: Untersuchte Systeme [58]

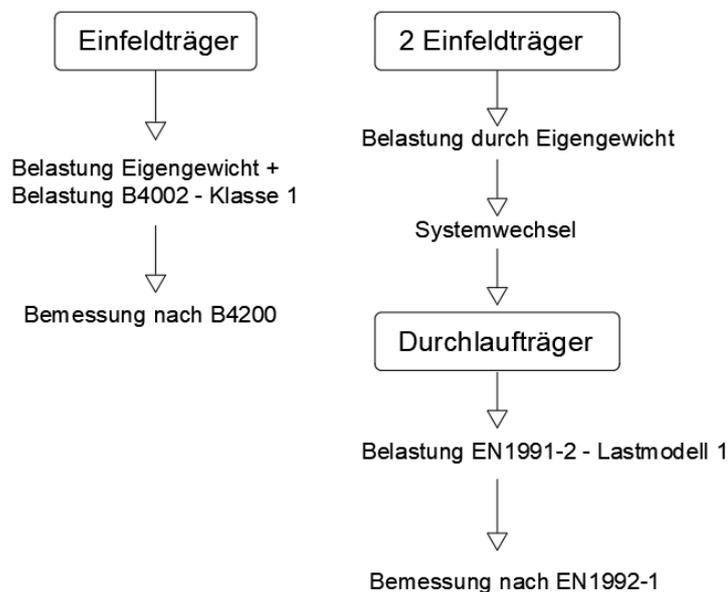


Abbildung 152: Ermittlung der Schnittgrößen und Bewehrungsmengen der beiden Systeme [58]

Die Ergebnisse der Berechnungen für das Einfeld- und Durchlaufträgersystem sind in der Tabelle 25 dargestellt.

**Tabelle 25: Bewehrungsmengen des Einfeld- und Durchlaufträgersystems**

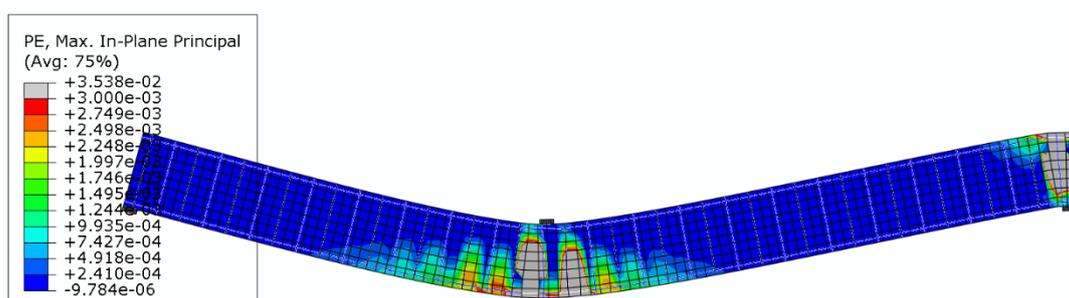
	Feldbereich	Stützbereich
<b>Einfeldträger</b> (B4002, B4200)	22,12cm <sup>2</sup> /m	x
<b>Zweifeldträger</b> (EN/B 1991-2, EN/B 1992-2)	22,68cm <sup>2</sup> /m	7,49cm <sup>2</sup> /m

#### 4.6 Nichtlineare numerische Untersuchungen

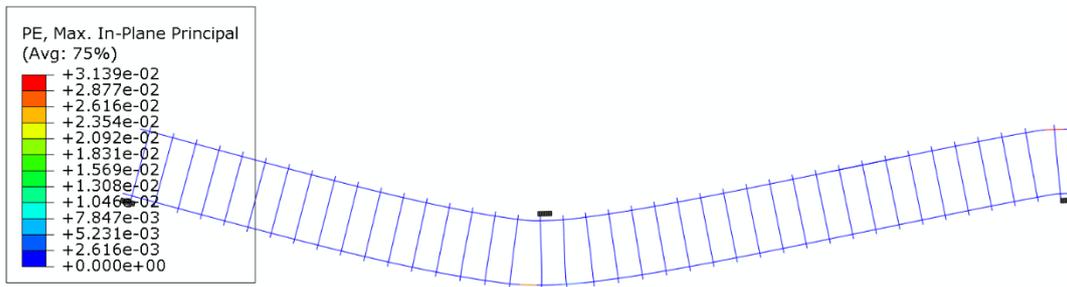
Die Berechnungen erfolgten mit der Finite-Elemente Software ABAQUS. Um ein wirklichkeitsnahes Tragverhalten abbilden zu können, wurde eine nichtlineare Analyse des vorgestellten Tragwerks durchgeführt. Folgende Effekte werden in der Modellierung berücksichtigt:

- Nichtlineares Materialverhalten von Beton
- Perfekter Verbund

Die Schädigung von Beton und das Materialverhalten von Betonstahl wird nach [23], [44] und [49] in ABAQUS berücksichtigt. Exemplarisch sind für ein Berechnungsmodell die plastischen Verzerrungen des Betons in Abbildung 153 und die plastischen Verzerrungen des Bewehrungsstahls in Abbildung 154 dargestellt.



**Abbildung 153: FE-Ergebnisse- Plastische Verzerrungen des Betons**



**Abbildung 154: FE-Ergebnisse- Plastische Verzerrungen des Bewehrungsstahls**

#### 4.7 Untersuchte Parameter

Zur Erlangung von Erkenntnissen über die Umlagerung von Schnittgrößen aus dem Feld zum Auflagerbereich hin, wurde eine Parameterstudie mithilfe nichtlinearen Finite Elemente Berechnungen an einem Plattenstreifen mit einer Breite von 1,0 m durchgeführt.

Die Untersuchungen erfolgten an einem zweidimensionalen Modell mit ebenem Verzerrungszustand. Die Bewehrungsmenge im Feld blieb konstant und die Bewehrung im Stützbereich variierte. Die Bewehrungsgrade für die untersuchten Typen sind in Tabelle 26 angeführt. Als weitere Parameter variierten die Länge und die Schlankheit, siehe Tabelle 27.

**Tabelle 26: Bewehrungsgrade**

	Bewehrung Feldbereich		Bewehrung Stützbereich	
	$\rho_{s,Zug}$	$\rho_{s,Druck}$	$\rho_{s,Zug}$	$\rho_{s,Druck}$
<b>Typ 1</b>	0,34%	0,13%	0,21%	0,34%
<b>Typ 2</b>	0,34%	0,13%	0,34%	0,34%
<b>Typ 3</b>	0,34%	0,13%	0,55%	0,34%

**Tabelle 27: Variationsparameter**

Länge	l=10m		l=20m	
<b>Schlankheit</b>	$\lambda=13,3$	$\lambda=20$	$\lambda=13,3$	$\lambda=20$

## 4.8 Berechnungsschritte

Eine wesentliche Rolle bei der Umlagerung von Schnittgrößen bei der nichtlinearen Berechnung spielt die Verteilung der Steifigkeit. Beim nichtlinearen Materialmodell des Betons wurde eine Schädigung berücksichtigt, wodurch eine Vorbelastung berücksichtigt werden konnte. Durch die Vorbelastung wurden die realitätsnahen Effekte aus Verkehrslast gut modelliert. Die Belastungsgeschichte unter Berücksichtigung des Umbaus des Einfeldträgers zu einem Zweifeldträger ist in Tabelle 28 dargestellt.

**Tabelle 28: Belastungsgeschichte**

<b>Belastung</b>	<b>Statisches System</b>
Eigengewicht	Einfeldträger
Belastung Linienlast	Einfeldträger
Entlastung Linienlast	Einfeldträger
Systemumbau	
Belastung Linienlast	Zweifeldträger
Entlastung Linienlast	Zweifeldträger
Bruchlast Einzellast $x=0,56 \cdot l$	Zweifeldträger

## 4.9 Berechnungsergebnisse

Es wurden lineare und nichtlineare Berechnungen durchgeführt und der Schnittgrößenverlauf analysiert. Die Abweichungen der realen Biegemomente von den Rechenwerten nach Elastizitätstheorie ( $M_{el}$ ) werden als Momentenumlagerung bezeichnet [1]. Zur Beschreibung wird der Umlagerungsfaktor  $\delta$ , siehe Gleichung ( 36 ), verwendet. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 29 und Tabelle 30 dargestellt, sowie in Abbildung 155 bis Abbildung 158 grafisch dargestellt.

$$\delta = \frac{M_{vorh}}{M_{el}} \quad ( 36 )$$

**Tabelle 29: Umlagerung für l=10 m**

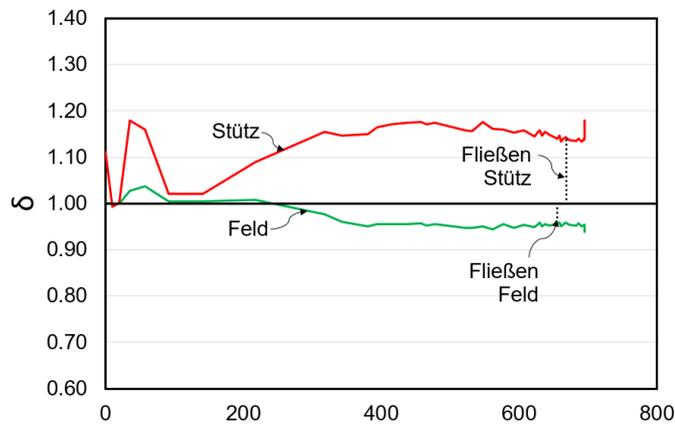
	<b>l=10m</b>							
	$\lambda=13,3$				$\lambda=20,0$			
	$\delta_{y,Feld}$	$F_y$ in kN	$\delta_{u,Feld}$	$F_u$ in kN	$\delta_{y,Feld}$	$F_y$ in kN	$\delta_{u,Feld}$	$F_u$ in kN
<b>Typ 1</b>	0,99	555	1,03	638	0,97	215	1,01	258
<b>Typ 2</b>	0,96	655	0,94	695	0,94	305	0,95	328
<b>Typ 3</b>	0,90	671	0,85	733	0,92	322	0,83	395

**Tabelle 30: Umlagerung für l=20 m**

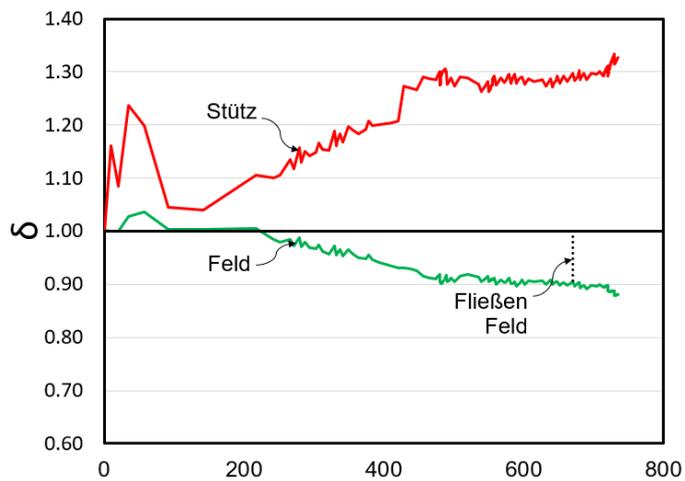
	<b>l=20m</b>							
	$\lambda=13,3$				$\lambda=20,0$			
	$\delta_{y,Feld}$	$F_y$ in kN	$\delta_{u,Feld}$	$F_u$ in kN	$\delta_{y,Feld}$	$F_y$ in kN	$\delta_{u,Feld}$	$F_u$ in kN
<b>Typ 1</b>	0,96	990	1,00	1072	0,97	360	0,97	371
<b>Typ 2</b>	0,94	1178	0,94	1226	0,95	368	0,93	440
<b>Typ 3</b>	0,89	1240	0,89	1267	0,93	384	0,89	493



Kraft in kN  
a) Typ 1

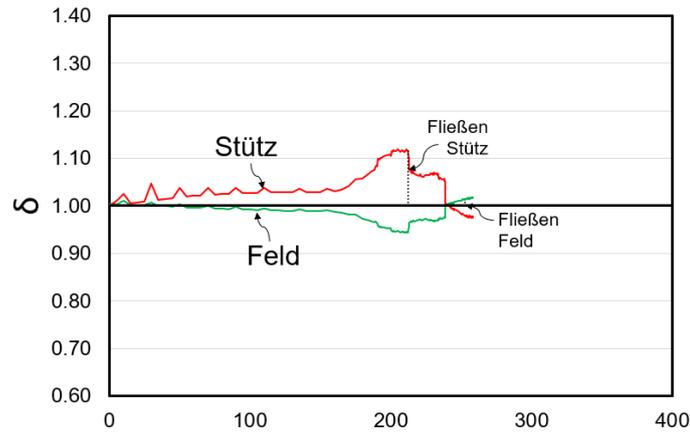


Kraft in kN  
b) Typ 2

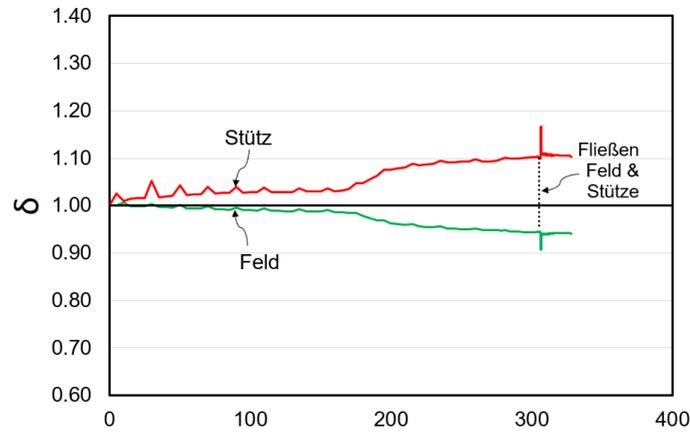


Kraft in kN  
c) Typ 3

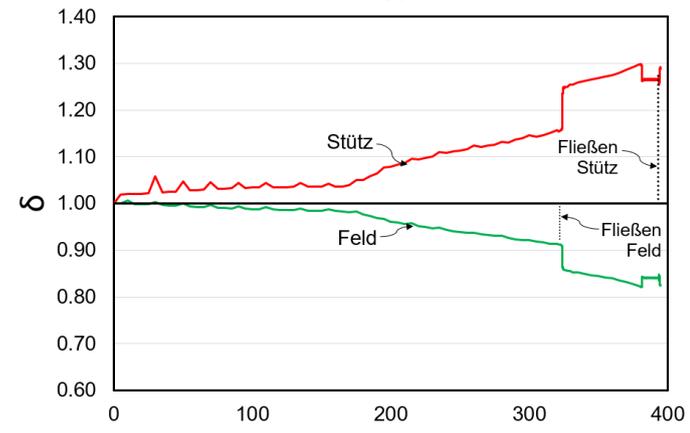
Abbildung 155: Schnittgrößenumlagerung;  $l=10\text{m}$ ,  $\lambda=13,3$



a) Typ 1

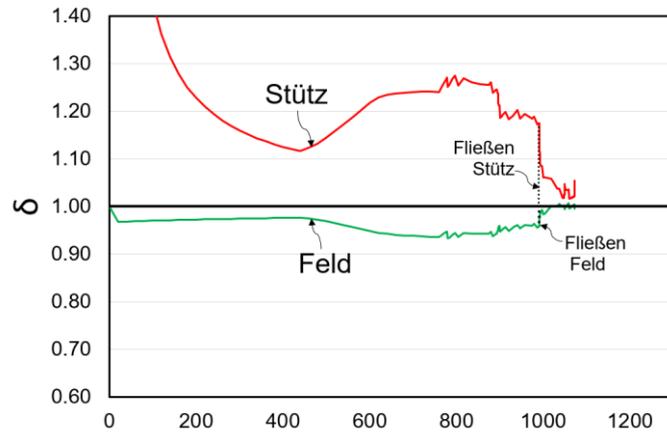


b) Typ 2

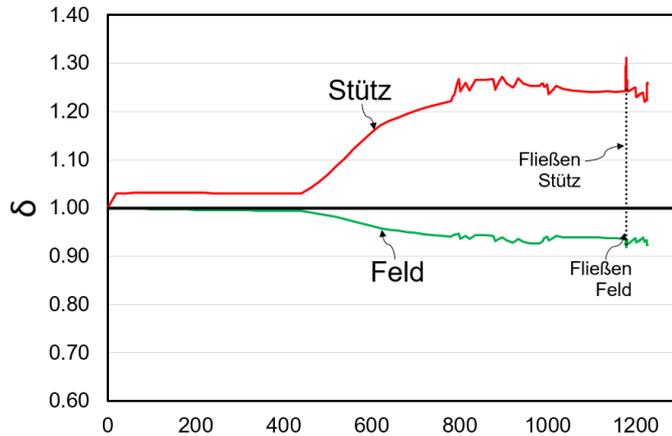


c) Typ 3

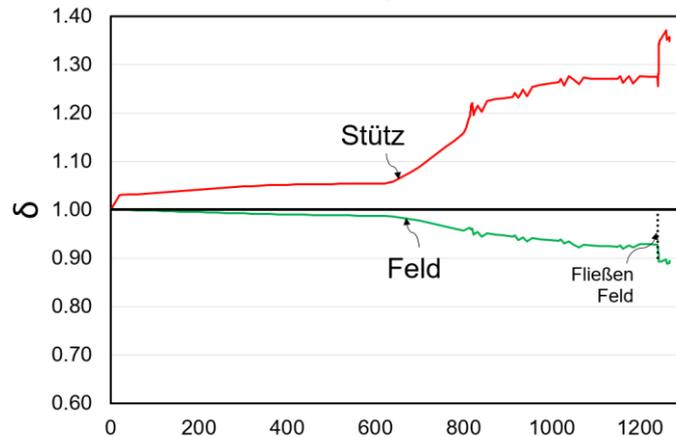
**Abbildung 156: Schnittgrößenumlagerung;  $l=10\text{m}$ ,  $\lambda=20$**



Kraft in kN  
a) Typ 1



Kraft in kN  
b) Typ 2



Kraft in kN  
c) Typ 3

**Abbildung 157: Schnittgrößenumlagerung;  $l=20\text{m}$ ,  $\lambda=13,3$**

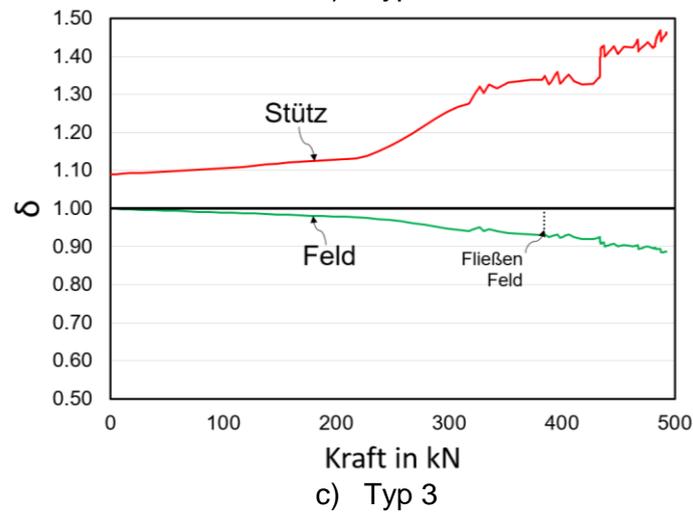
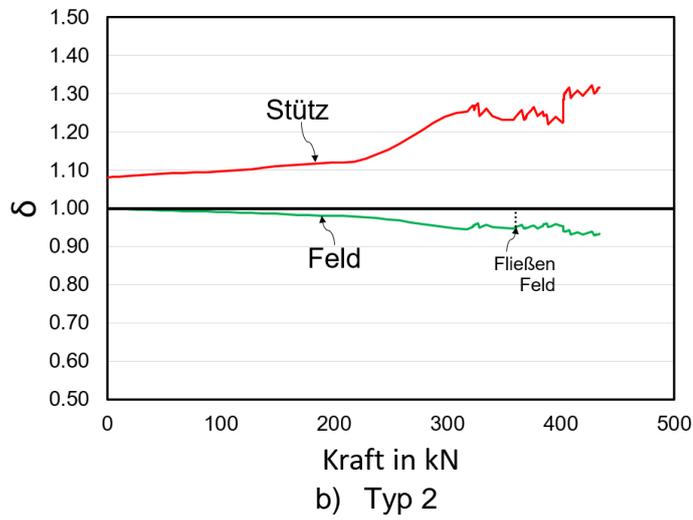
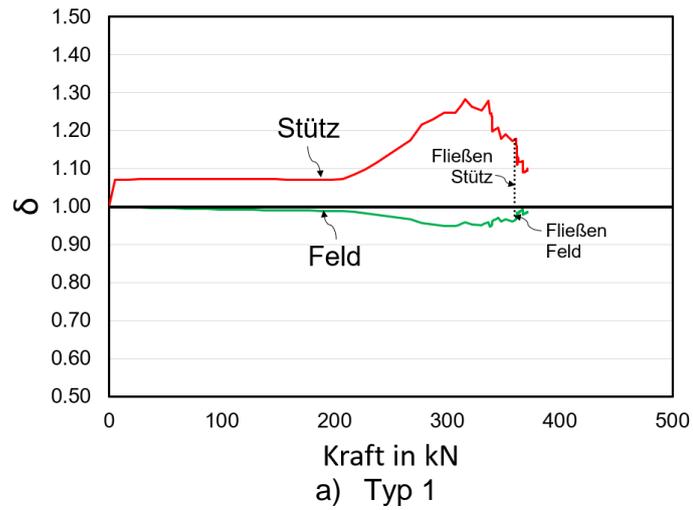


Abbildung 158: Schnittgrößenumlagerung;  $l=20\text{m}$ ,  $\lambda=20$

#### 4.10 Zusammenfassung

Es wurde eine Parameterstudie zur Umlagerung von Schnittgrößen aus dem Feld in den Stützbereich mithilfe nichtlinearer Finite Elemente Berechnungen durchgeführt. Die Parameter waren Länge ( $l = 10 \text{ m}$  &  $20 \text{ m}$ ), Schlankheit ( $\lambda = 13,3$  &  $20$ ) und Bewehrungsgrad ( $\rho_{\text{Stütz}} = 0,21 \%$ ,  $0,34 \%$  &  $0,55 \%$ ). Bei der Modellierung wurde ein Schädigungsmodell für Beton und die Errichtungsgeschichte berücksichtigt.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass eine Schnittgrößenumlagerung vom Feld zum Stützbereich stark von der Bewehrungsverteilung (Feld und Stütze) und der Vorschädigung des Betons abhängig ist. Grundsätzlich erfolgte eine deutliche Umlagerung der Schnittgrößen vom Feld ab einem Belastungsniveau welches größer als die Vorbelastung war. Je höher der Bewehrungsgrad im Stützbereich, desto größer war die Umlagerung der Schnittgrößen.

Die Umlagerungsfaktor  $\delta = M_{\text{vorh}}/M_{\text{el}}$  für das Feld betrug bei Fließbeginn maximal  $\delta = 0,89$  und bei Maximallast  $\delta = 0,83$ . Nach Fließbeginn der Bewehrung konnte i.d.R. keine wesentliche Umlagerung der Schnittgrößen mehr festgestellt werden.



## ARBEITSPAKET 8 – BEMESSUNGSANSÄTZE

AutorInnen: Dipl.-Ing. Dipl.-Ing Michael Mayer (TU Graz – IBB)  
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)  
 Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Berger (UIBK)

### 1. Beschreibung des Arbeitspaketes laut Antrag

#### Ziele:

- Angabe der zu berücksichtigenden Zwangsschnittgrößen in Abhängigkeit der Bauwerkseigenschaften in der Bemessung
- Empfehlung für die konstruktive Ausbildung zwecks Reduzierung der Zwangsschnittgrößen bei langen Integralbauwerken ( $L > 120$  m)
- Vorschlag zum Nachweis der Umlagerung der Schnittgrößen zur Ausnutzung der plastischen Rotationskapazität

#### Beschreibung der Inhalte:

Basierend auf den Ergebnissen der anderen AP wird ein Vorschlag für die Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen infolge Temperatur und Stützensenkung im SLS und ULS erarbeitet. Ziel ist es, eine allgemeine Formulierung in Abhängigkeit der Bauwerkseigenschaften ohne Begrenzung der Bauwerkslänge zu erreichen. Weiterhin werden Empfehlungen für die konstruktive Ausbildung der Bauteile in Abhängigkeit ihrer Länge und/oder Spannweite zwecks Reduzierung der Zwangsschnittgrößen erstellt. Ebenfalls wird ein Vorschlag für den Nachweis der Umlagerung der Schnittgrößen vom Stütz- zum Feldbereich und umgekehrt erarbeitet.

#### Methode:

Analytische Auswertung der Ergebnisse und graphische Darstellung

#### Meilensteine, Ergebnisse und Deliverables:

**M5:** Bemessungsvorschläge und Abschlussbericht

## 2. Allgemeines

Die nachfolgenden Abschnitte dienen der Darstellung von aus den Versuchs- und Rechenergebnissen sowie weiteren theoretischen Überlegungen abgeleiteten Vorschlägen zur Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen und Umlagerungen in der Bemessung. Die Vorschläge wurden in Anlehnung an die Bestimmungen in [26] entwickelt. Hierdurch sollte einerseits ein möglichst praxisnaher Bezug gewährleistet werden und andererseits können Neuerungen, welche durch dieses Forschungsprojekt generiert wurden, direkt aufgezeigt werden.

Die Abschnitte werden gemäß den wesentlichsten Aspekten des vorliegenden Forschungsprojekts, Zwang und Umlagerungen, gegliedert. Ergänzend werden Anmerkungen hinsichtlich der konstruktiven Durchbildung gegeben.

## 3. Zwang

Die erarbeiteten Vorschläge zur Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen in der Bemessung werden in den folgenden Unterpunkten getrennt für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit betrachtet.

Einleitend wird der, in Bezug auf den Integralbrückenbau in Österreich, derzeit geltende Ansatz gemäß [26] den neuen Vorschlägen gegenübergestellt. Anschließend wird näher auf die Hintergründe zur Adaptierung einzelner Punkte eingegangen. Die nachfolgend vorgeschlagenen Ansätze können auch bei unplanmäßigen Stützenverschiebungen angewendet werden.

### 3.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Der in [26] zur Anwendung kommende Ansatz zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beruht auf einer pauschalen Abminderungen der mit Hilfe einer linear elastischen Berechnung unter Berücksichtigung der Steifigkeiten im Zustand I ermittelten Zwangsschnittgrößen. Die Größe der pauschalen Abminderung ist hierbei von dem Bewehrungsgrad und der Tragwerkslänge abhängig. Allerdings ist zu beachten, dass beispielsweise ein aus einer Temperaturbeanspruchung resultierender Erddruck nicht abgemindert werden darf, da die Größe des Erddrucks von der Tragwerksverformung und nicht der Tragwerkssteifigkeit abhängt.

Tabelle 31 zeigt die genannten Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit des Bewehrungsgrads und der Tragwerkslänge nach [26]. Abminderungen sind hiernach, bei Einhaltung des vorgegebenen Längsbewehrungsgrads, bis zu einer Brückenlänge von 120 m möglich.

Im Vergleich hierzu stellt Tabelle 32 den im Rahmen dieses Forschungsprojekts entwickelten, neuen Vorschlag zur Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen im SLS dar. Während hierbei die Obergrenze des Längsbewehrungsgrades angehoben wird, wird die Beschränkung der Tragwerkslänge aufgehoben.

**Tabelle 31: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im SLS lt. [26]**

$0,30\% \leq \rho_s \leq 0,80\%$	$L \leq 30 \text{ m}$	40 %
	$30 \text{ m} < L \leq 120 \text{ m}$	60 %
in allen anderen Fällen (inkl. Spannbeton)		100 %

**Tabelle 32: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im SLS gemäß neuem Vorschlag**

$0,30\% \leq \rho_s \leq 1,20\%$	$L \leq 30 \text{ m}$	40 %
	$L > 30 \text{ m}$	60 %
in allen anderen Fällen (inkl. Spannbeton)		100 %

Das Anheben der Obergrenze des Längsbewehrungsgrades erfolgt auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten Versuche und Parameterstudien. Hierdurch konnte gezeigt werden, dass auch bei höheren Bewehrungsgraden eine ausreichende Reduktion der Steifigkeit der Bauteile eintritt, was zu einer deutlichen Abminderung der Zwangbeanspruchungen im Tragwerk führt. Eine Verschiebung der Obergrenze des Längsbewehrungsgrades ist insbesondere mit Blick auf schiefwinklige Neubauten und zu integralisierende Bestandstragwerke zielführend. Bei diesen Objekten können Bewehrungskonzentrationen in den Bereichen der Rahmenecken auftreten, wodurch die bisherige Obergrenze des Längsbewehrungsgrades eine spürbare Eingrenzung darstellen kann.

Die Zweite wesentliche Neuerung des Vorschlags stellt die Aufhebung der Längenbegrenzung des Tragwerks, bei Einhaltung des vorgegebenen Längsbewehrungsgrads, dar. Diese

Aufhebung kann auf Basis der Erkenntnisse in [8] erfolgen. Hierin wird die relative Entwicklung von Zwangsschnittgrößen abhängig von der Tragwerkslänge und dem Ansatz der Biegesteifigkeit untersucht.

Abbildung 159 zeigt in diesem Zusammenhang die Abnahme der Biegesteifigkeit eines Querschnitts abhängig von dessen Längsbewehrungsgrad. Ergänzend wird die vorgeschlagene Obergrenze des Längsbewehrungsgrads rot markiert. Die Darstellung zeigt auch bei einem Bewehrungsgrad von 1,20 % noch eine Reduktion der Biegesteifigkeit auf Querschnittsebene um mehr als 50 %.

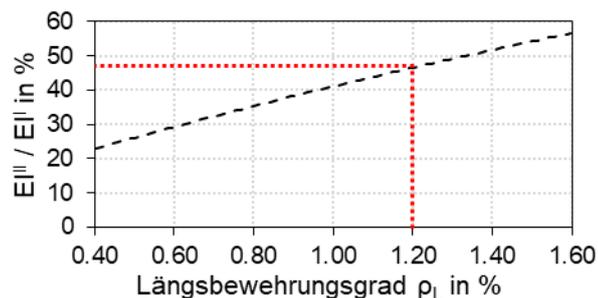


Abbildung 159: Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Biegesteifigkeit eines Querschnitts im Zustand II (vgl. [8])

Basierend auf diesen Feststellungen wurden im weiteren Verlauf unterschiedliche einfeldrige und mehrfeldrige Rahmensysteme untersucht.

Abbildung 160 zeigt hierbei die Ergebnisse der Untersuchungen an ein- und mehrfeldrigen Rahmensystemen mit einer Höhe der Widerlagerwand von 7,50 m sowie definierten Gründungssteifigkeiten und stellt eine Erweiterung der Untersuchungen in [8] dar.

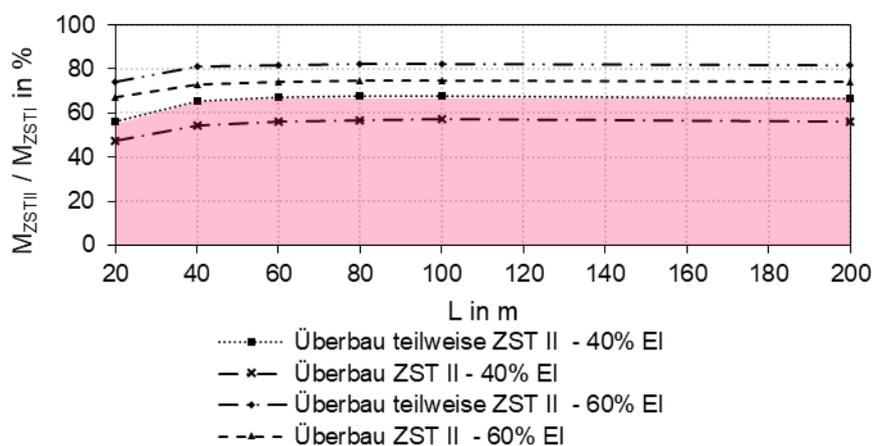


Abbildung 160: Einfluss der Tragwerkslänge auf die relative Größe von Zwangsmomenten angelehnt an [8]

Die Feldlänge wurde in den genannten Untersuchungen jeweils mit 20 m festgelegt. Folglich stellt eine Länge von 40 m (Abszisse) einen zweifeldrigen Rahmen, eine Länge von 60 m einen dreifeldrigen Rahmen usw. dar.

Die durchgeführten Berechnungen erfolgten linear elastisch, wobei die Steifigkeit des Überbaus fallweise zur Gänze oder nur bereichsweise reduziert wurde. Im Rahmen der bereichsweisen Reduzierung wurden ausschließlich die Steifigkeiten von gerissenen Bereichen reduziert. Auf eine Reduzierung der Steifigkeit der Widerlagerwände wurde, auf der sicheren Seite liegend, verzichtet.

Im Anschluss an die Steifigkeitsreduktion wurde eine konstante Erwärmung des Überbaus simuliert und das Zwangsmoment in der Rahmenecke bei den Berechnungen mit reduzierten Steifigkeiten jenen ohne reduzierte Steifigkeiten gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass bei einem einfeldrigen Rahmen ein, relativ gesehen, größerer Abbau des Zwangmoments stattfindet. Das ist auf das günstige Verformungsverhalten eines einfeldrigen Rahmensystems zurückzuführen.

Des Weiteren zeigt Abbildung 160, dass ab einem zweifeldrigen Rahmensystem keine nennenswerte Änderung der relativen Zwangmomente bei steigender Tragwerkslänge zu beobachten ist. Hieraus folgt, dass bei steigender Tragwerkslänge zwar die absoluten Werte der Zwangbeanspruchungen zunehmen, pauschale Abminderungen dieser allerdings unabhängig von der Tragwerkslänge erfolgen können.

Ergänzend wird in Abbildung 160 jener Bereich hervorgehoben, der den Zwangmomentenabbau bei einer bereichsweisen Steifigkeitsabminderung auf 40 % der Steifigkeit im Zustand I (Längsbewehrungsgrad ca. 1,00 %) darstellt. Es ist zu erkennen, dass die Zwangmomente auf ca. 65 % der Zwangmomente im Zustand I reduziert werden. Dieser Wert liegt höher als der in Tabelle 32 vorgeschlagene pauschale Abminderungsfaktor. Allerdings berücksichtigen obige Analysen weder die günstige Wirkung einer zusätzlichen Reduktion der Steifigkeiten in den Widerlagerwänden noch den in den Parameterstudien aufgezeigten günstigen Einfluss der Gründungssteifigkeiten bei Anwendung nichtlinearer Berechnungsmethoden. Hieraus folgt, dass keine Erhöhung des genannten pauschalen Abminderungsfaktors erforderlich ist.

### 3.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Der in [26] gewählte Ansatz zur Berücksichtigung von Zwangsbeanspruchungen im ULS ist analog zu jenem im SLS und beruht wiederum auf einer pauschalen Abminderung der Zwangsschnittgrößen. Wie in Tabelle 33 dargestellt wird, sind die Abminderungsfaktoren wiederum vom Längsbewehrungsgrad und der Tragwerkslänge abhängig. Bei Brückenlängen unter 30 m ist eine vollständige Vernachlässigung der Zwangsbeanspruchungen zulässig.

Demgegenüber zeigt Tabelle 34 den im Zuge dieses Forschungsprojekts entwickelten Ansatz zur Berücksichtigung der Zwangsschnittgrößen im ULS. Die Ableitung dieses Vorschlags erfolgte wiederum angelehnt an [26]. Neben der bereits im SLS vorgeschlagenen Anhebung der Obergrenze des Bewehrungsgrads sowie der Aufhebung der Längenbeschränkung wird ein ergänzender Nachweis eingeführt, welcher es ermöglichen soll Zwangsbeanspruchungen im ULS auch bei Brücken mit großen Längen zur Gänze zu vernachlässigen. Dieser Nachweis ist optional und kann zu noch wirtschaftlicheren Bemessungsergebnissen führen.

**Tabelle 33: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im ULS lt. [26]**

$0,30\% \leq \rho_s \leq 0,80\%$	$L \leq 30 \text{ m}$	0 %
	$30 \text{ m} < L \leq 120 \text{ m}$	40 %
in allen anderen Fällen (inkl. Spannbeton)		60 %

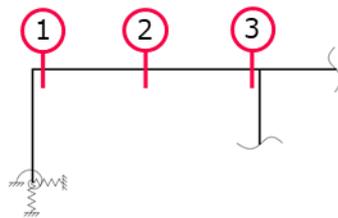
**Tabelle 34: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im ULS gemäß neuem Vorschlag**

		<i>ohne gesonderten Nachweis</i>	<i>mit gesondertem Nachweis</i>
$0,30\% \leq \rho_s \leq 1,20\%$	$L \leq 30 \text{ m}$	0 %	
	<i><math>L &gt; 30 \text{ m}</math></i>	40 %	<i>0 %</i>
in allen anderen Fällen (inkl. Spannbeton)		60 %	

Die Anhebung der Obergrenze des Längsbewehrungsgrads sowie die Aufhebung der Längenbeschränkung beruhen wiederum auf den im Bemessungsvorschlag für den SLS beschriebenen Erkenntnissen.

Der ergänzend eingeführte Nachweis zur Vernachlässigung der Zwangbeanspruchungen bei Brücken aus Stahlbeton mit Längsbewehrungsgraden zwischen 0,30 % und 1,20 % ist optional und baut auf der Ausnutzung von auf der Querschnittsebene vorhandenen Restkrümmungen auf. Der Nachweis wird auf Querschnittsebene geführt, um so eine aufwendige Integration der Krümmungen über die Tragwerkslänge zu vermeiden und den Nachweis möglichst anwenderInnenfreundlich zu gestalten. Abbildung 161 zeigt den schematischen Ablauf des gesonderten Nachweisformats.

1 Definition  
NW Stellen



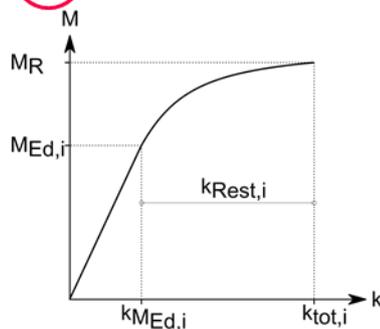
i... 1, 2, 3

2 Ermittlung  $M_{Ed,i}$  ohne  
Zwang und  $\kappa_{Zwd,i}$

$$\kappa_{Zwd,i} = \frac{M_{Zwd,i,ZSTI}}{EI_i^I} \cdot \alpha$$

$\alpha$ ... adaptierbarer Faktor  
(Vorschlag 2,00 bis 2,50)

3 Ermittlung  $\kappa_{Rest,i}$



Materialeigenschaften auf  
Mittelwertbasis zur Erfassung  
des Verformungsverhaltens

4 Nachweis

$$\kappa_{Zwd,i} \leq \kappa_{Rest,i}$$

Abbildung 161: Ablauf gesonderter Nachweis zur vollständigen Vernachlässigung von Zwangsschnittgrößen im ULS (Beispiel Temperaturzwang)

In einem ersten Schritt erfolgt die Definition der drei maßgebenden Querschnittsstellen. Bei Temperaturzwang befinden sich diese im Randfeld der Brücke. Nachzuweisen sind die beiden Querschnitte in den Einspannbereichen und der maßgebende Querschnitt im Feldbereich. Bei Stützenverschiebungen befinden sich die maßgebenden Querschnitte im direkt an die Stütze

anschließenden Feld. Hierbei sind wiederum zwei Einspannquerschnitte, sowie der maßgebende Feldquerschnitt nachzuweisen.

Im Anschluss an die Festlegung der maßgebenden Querschnitte sind für diese drei Querschnitte das einwirkende Moment auf Designniveau ohne Berücksichtigung der Zwangbeanspruchungen  $M_{Ed,i}$ , sowie die durch die Zwangbeanspruchungen auf Designniveau hervorgerufene Krümmung  $\kappa_{Zwd,i}$  zu ermitteln. Die Ermittlung von  $\kappa_{Zwd,i}$  erfolgt unter Berücksichtigung der Querschnittssteifigkeit im Zustand I, da das einwirkende Zwangmoment  $M_{Zwd,i,ZSTI}$  ebenfalls auf Basis dieser Steifigkeit ermittelt wird. Zusätzlich wird ein adaptierbarer Faktor  $\alpha$  eingeführt, welcher den Übergang der Krümmung vom Zustand I in den Zustand II abdeckt.

Der nächste Schritt dient der Ermittlung der maximalen Restkrümmung, welche zur Verfügung steht, um das auftretende Zwangmoment abzubauen. Hierfür wird für jeden der drei Querschnitte eine Momenten-Krümmungsbeziehung ermittelt. Die Materialeigenschaften zur Ermittlung dieser Momenten-Krümmungsbeziehung sind auf Mittelwertbasis anzusetzen, da das tatsächliche Verformungsverhalten des Querschnitts erfasst werden soll. Des Weiteren ist die Momenten-Krümmungsbeziehung unter Rücksichtnahme auf die zu  $M_{Ed,i}$  zugehörige Normalkraft  $N_{Ed,i}$  zu entwickeln. Auf einen zusätzlichen Sicherheitsfaktor in Bezug auf  $N_{Ed,i}$  kann verzichtet werden, da zusätzliche Berechnungen bei einer Zunahme der Normalkraft um ca. 25 % lediglich eine verhältnismäßige Abnahme der Stahldehnung von ca. 7 % gezeigt haben. Die Untersuchungen wurden sowohl für wechselnde Bewehrungsgrade als auch sehr hohe Normalkräfte durchgeführt. In allen Varianten konnte ein Fließen der Bewehrung beobachtet werden. Nach Ermittlung der erforderlichen Momenten-Krümmungsbeziehungen ist durch Eintragen von  $M_{Ed,i}$  die durch das einwirkende Moment ohne Zwang auftretende Krümmung  $\kappa_{MEd,i}$  zu ermitteln. Die zum Abbau der Zwangbeanspruchungen vorhandene Restkrümmung  $\kappa_{Rest,i}$  ergibt sich aus der Differenz der maximalen Krümmung des Querschnitts  $\kappa_{tot,i}$  und  $\kappa_{MEd,i}$ .

Abschließend sind die Krümmungen  $\kappa_{Zwd,i}$  und  $\kappa_{Rest,i}$  gegenüberzustellen. Ist die verbleibende Restkrümmung  $\kappa_{Rest,i}$  der einzelnen Querschnitte größer als die jeweils durch das Zwangmoment hervorgerufene Krümmung  $\kappa_{Zwd,i}$  gilt der Nachweis als erbracht und die Zwangbeanspruchungen dürfen im ULS zur Gänze vernachlässigt werden.

### 3.3 Bewertung von Bestandsbrücken bei unplanmäßigen Stützensenkungen

Die Bewertung von Bestandsbrücken bei unplanmäßigen Stützensenkungen wird in [26] nicht explizit beschrieben.

Hierzu ist anzumerken, dass die in den Abschnitten 3.1 und 3.2 dieses Arbeitspaketes vorgeschlagenen Bemessungsansätze auch für die genannte Bewertung von Bestandsbrücken bei unplanmäßigen Stützensenkungen herangezogen werden können.

## 4. Umlagerungen

Das Themengebiet der Umlagerungen findet in [26] bislang keinen detaillierten Eingang, bzw. wird die Berücksichtigung von Umlagerungen bei einer Reduktion oder gänzlichen Vernachlässigung der Zwangbeanspruchungen ausgeschlossen.

Dahingegen bieten die Erkenntnisse aus dem vorliegenden Forschungsprojekt die Möglichkeit einer vereinfachten Berücksichtigung der Umlagerung von Biegebeanspruchungen von Feld- zu Stützbereichen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS). Die Berücksichtigung von Umlagerungen von Feld- zu Stützbereichen, sowohl in Rahmenbrücken als auch bei Durchlaufsystemen, bringt insbesondere bei nachträglichen Tragwerkertüchtigungen wirtschaftliche Vorteile mit sich, da die Ertüchtigung von Feldbereichen ansonsten häufig nur unter Anwendung aufwendiger Bauverfahren wie z.B. CFK-Lamellen oder Vorspannung erfolgen kann.

Tabelle 35 zeigt die Anwendungsgrenzen und den vereinfacht zu berücksichtigenden Umlagerungsfaktor  $\delta_{u,F}$  ( $M_{\text{vorhanden}}/M_{\text{elastisch}}$ ) gemäß dem neu entwickelten Vorschlag. Somit kann, bei Einhaltung der Anwendungsgrenzen, eine Umlagerung von 5 % des Feldmoments hin zu den Stützbereichen ohne weiteren Nachweis zum Ansatz gebracht werden.

**Tabelle 35: Vorschlag zur vereinfachten Berücksichtigung von Umlagerungen von Feld- zu Stützbereichen im ULS**

$\rho_{s,\text{Feld}} > 0,30 \%$ und $\rho_{s,\text{Feld}} < \rho_{s,\text{Stütz}}$	$\delta_{u,F} \leq 5 \%$
---	--------------------------

Der auf Basis der Versuchs- und Berechnungsergebnisse abgeleitete vereinfachte Umlagerungsfaktor inkludiert bereits Umlagerungen zufolge Rissbildung. Somit darf bei Anwendung dieses Nachweisformats keine weitere bereichsweise Steifigkeitsabminderung im Rahmen der Schnittgrößenermittlung erfolgen. Zusätzlich sind, wie in der Planungspraxis mittlerweile üblich, die Bauzustände im Zuge der linear elastischen Berechnung mit zu berücksichtigen.

Der vorgeschlagene Umlagerungsfaktor stellt hierbei eine konservative Näherung dar, welche ein duktilen Bauteilversagen weiterhin sicherstellt. Bei Anwendung der Umlagerung sind auch geänderte Querkraftverläufe zu beachten. Eine Erhöhung des Umlagerungsfaktors auf bis zu 10 % ist bei Durchführung weiterer gezielter Untersuchungen denkbar.

## 5. Konstruktive Durchbildung

Der Punkt der konstruktiven Durchbildung wird in [26] vorwiegend mit Verweis auf [23] geregelt. Zusätzlich wird angemerkt, dass die Rahmenecken von Integralbrücken möglichst einfach zu konstruieren sind, um so eine ausreichende Duktilität sicherstellen zu können. Allgemein hängt die Duktilität von Rahmenecken stark von Maßnahmen zur Vermeidung eines spröden Quersugversagens ab (vgl. u.a. [52]).

In Bezug auf die derzeit in [26] zur Anwendung kommenden Regelungen wird eine Beibehaltung dieser empfohlen. Ergänzend ist es zielführend die Ergebnisse und Erkenntnisse der Universität Innsbruck aus dem VIF 2018 Projekt „Innovative und wirtschaftliche Rahmeneckbewehrung bei integralen Brücken“ bei etwaigen Überarbeitungen von [26] einfließen zu lassen. Neben der Tragfähigkeit der Rahmenecken ist das Verformungsvermögen eben jener von entscheidender Bedeutung. Dies liegt darin begründet, dass Zwangbeanspruchungen nur bei einem ausreichenden Verformungsvermögen der Tragwerke und hierbei insbesondere der Rahmenecken reduziert werden.



## ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Einfluss des Kriechens auf die Dehnungsebene eines einlagig bewehrten Betonquerschnitts [9] .....	13
Abbildung 2: Auswirkungen des Kriechens auf die Momenten-Krümmungs-Beziehung [9] .....	14
Abbildung 3: Versuchsaufbau Falkner [3].....	15
Abbildung 4: Versuchsaufbauten Jokela [12] .....	16
Abbildung 5: Versuchsaufbauten Vecchio und Sato [15].....	17
Abbildung 6: Versuchsaufbau Kühlen im Längs- (oben) und Querschnitt (unten) [16] .....	18
Abbildung 7: Zwangmomentenabbau nach Arnold [2].....	19
Abbildung 8: Berechnungsmethoden für Zwangschnittgrößen [1].....	20
Abbildung 9: Stützmoment in Abhängigkeit der Belastung [14].....	21
Abbildung 10: Zwangmomententwicklung [22] .....	22
Abbildung 11: Zusatzdehnung der Schwerachse zufolge Rissbildung .....	32
Abbildung 12: FE-Modell mit Schalenelementen und Layern in Dickenrichtung.....	33
Abbildung 13: Spannungs-Dehnungslinie für a) Beton und b) Betonstahl aus [23] ...	34
Abbildung 14: Modifikation der Stahlarbeitslinie in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit [38] .....	34
Abbildung 15: Referenzbalken [2] .....	35
Abbildung 16: a) Ergebnisse aus [2] und b) Übereinstimmung Nachrechnung mit [2] .....	36
Abbildung 17: Versuchsbalken für „Langzeitzwang“ [13].....	37
Abbildung 18: Ergebnisse der Balken BIII und BV ( [13]) inkl. Nachrechnung .....	38
Abbildung 19: Statisches System des Versuchs [13] .....	40
Abbildung 20: Betonabmessungen der Balken [13].....	41
Abbildung 21: Versuchsergebnisse Kordina [13].....	42
Abbildung 22: Geometrisches Modell des Versuchskörpers .....	43
Abbildung 23: Plastische Verzerrungen des Betons.....	43
Abbildung 24: Plastische Verzerrungen der Bewehrung .....	44
Abbildung 25: Schnittgrößenentwicklung .....	44
Abbildung 26: Abmessungen des Versuchskörpers .....	45
Abbildung 27: Plastische Verzerrungen a) 2D Berechnung; b) 3D Berechnung.....	46
Abbildung 28: $\rho_s=0,46$ , FEM Element Typen 2D und 3D .....	46

Abbildung 29: $\rho_s=0,46\%$ , Last – Momentenbeziehung: Versuch und FEM .....	47
Abbildung 30: $\rho_s=0,92\%$ , Last – Momentenbeziehung: Versuch und FEM .....	47
Abbildung 31: $\rho_s=1,21\%$ , Last – Momentenbeziehung: Versuch und FEM .....	47
Abbildung 32: Schema Versuchsaufbau TU Graz .....	52
Abbildung 33: Temperaturfeldzerlegung [42].....	53
Abbildung 34: Großversuch im Labor für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz ..	54
Abbildung 35: Vorversuch zur Eignung der Silikonheizmatten .....	54
Abbildung 36: Widerlager ‚rechts‘ während der Montage und im Endzustand .....	55
Abbildung 37: Verankerung der GEWI Stäbe .....	56
Abbildung 38: Toleranzausgleich mit Mörtelfuge.....	56
Abbildung 39: Widerlager ‚links‘ .....	57
Abbildung 40: Widerlager ‚links‘ – horizontale Spannstange.....	58
Abbildung 41: Widerlager ‚links‘ – unteres Reaktionswandelement inklusive Überbrückungsträger.....	58
Abbildung 42: Allgemeiner Versuchsablauf TU Graz .....	59
Abbildung 43: Ansicht Bewehrungskonfiguration TU Graz [41].....	61
Abbildung 44: Querschnitte der Versuchsbalken a) VB 1+2, b) VB 3+4, c) VB 5+6 und d) VB 7+8 [41] .....	62
Abbildung 45: Hüllrohre über GEWI Stäben.....	62
Abbildung 46: VB 2 ohne Ausnehmung und VB 3 mit Ausnehmung am Balkenende	63
Abbildung 47: Bewehrungskorb VB 6 vor Betonage.....	63
Abbildung 48: Übersicht messtechnische Überwachung.....	64
Abbildung 49: Kraftmessdose.....	64
Abbildung 50: WA Balkenunterseite .....	65
Abbildung 51: WA Widerlager .....	65
Abbildung 52: Bereichsweise Dehnungsmessung.....	66
Abbildung 53: Hilfskonstruktion zur Montage der Temperatursensoren .....	66
Abbildung 54: a) Anordnung der Temperatursensoren im Querschnitt und b) Einbau der Temperatursensoren im Querschnitt [41].....	66
Abbildung 55: Versuchsablauf VB 1 [41].....	67
Abbildung 56: Versuchsablauf VB 2 [41].....	68
Abbildung 57: Versuchsablauf VB 3 [41].....	69
Abbildung 58: Versuchsablauf VB 4 [41].....	70
Abbildung 59: Versuchsablauf VB 5 [41].....	71

Abbildung 60: Versuchsablauf VB 6 [41] .....	72
Abbildung 61: Versuchsablauf VB 7 [41] .....	73
Abbildung 62: Versuchsablauf VB 8 [41] .....	74
Abbildung 63: Mittlere Stahlarbeitslinie aus Vorversuchen – B 550B, Ø 26 mm .....	76
Abbildung 64: Mittlere Würfeldruckfestigkeiten und Festigkeitsentwicklung .....	77
Abbildung 65: Mittlere Würfeldruckfestigkeiten .....	77
Abbildung 66: Mittlerer E-Modul .....	78
Abbildung 67: Mittlere Zugfestigkeit .....	78
Abbildung 68: Schnittgrößen VB 1 .....	80
Abbildung 69: Schnittgrößen VB 2 .....	80
Abbildung 70: Bezogenes Zwangmoment VB 2 .....	82
Abbildung 71: Schnittgrößen VB 3 .....	84
Abbildung 72: Schnittgrößen VB 4 .....	84
Abbildung 73: Bezogenes Zwangmoment VB 3 .....	86
Abbildung 74: Bezogenes Zwangmoment VB 4 .....	86
Abbildung 75: Schnittgrößen VB 5 .....	88
Abbildung 76: Schnittgrößen VB 6 .....	88
Abbildung 77: Bezogenes Zwangmoment VB 5 .....	90
Abbildung 78: Bezogenes Zwangmoment VB 6 .....	90
Abbildung 79: Schnittgrößen VB 7 .....	92
Abbildung 80: Schnittgrößen VB 8 .....	92
Abbildung 81: Bezogenes Zwangmoment VB 7 .....	94
Abbildung 82: Bezogenes Zwangmoment VB 8 .....	94
Abbildung 83: Umlagerungen VB 1 bis 4 .....	95
Abbildung 84: Umlagerungen VB 5 bis 8 .....	95
Abbildung 85: Verbleibendes Zwangmoment bei $\sigma_s = 200$ MPa - VB 2 bis 4 .....	97
Abbildung 86: Verbleibendes Zwangmoment bei $\sigma_s = 200$ MPa - VB 5 bis 8 .....	97
Abbildung 87: Verbleibendes Zwangmoment nach LS 1 und LS 1 – LZ .....	98
Abbildung 88: Verbleibendes Zwangmoment nach LS 2 und LS 2 – LZ .....	98
Abbildung 89: Verbleibendes Zwangmoment nach LS 3 und LS 3 – LZ .....	98
Abbildung 90: Verbleibendes Zwangmoment bei Versuchsende .....	98
Abbildung 91: Querschnitt am Trägerende der Versuchskörper .....	102
Abbildung 92: Schalung und Bewehrung der Versuchskörper .....	104

Abbildung 93: Betonierte und nachbehandelte Versuchskörper.....	104
Abbildung 94: Versuchsstand.....	106
Abbildung 95: Anordnung der Messtechnik.....	107
Abbildung 96: Anordnung der Wegaufnehmer .....	107
Abbildung 97: Schematischer Ablauf der Versuche .....	108
Abbildung 98: Biegemomenten Entwicklung für die Konfiguration C20/ $\rho_s = 0.52 \%$ / $\lambda = 18,4$ .....	110
Abbildung 99: Zwangmomententwicklung C20/25.....	111
Abbildung 100: Zwangmomententwicklung C50/60.....	111
Abbildung 101: Momenten-Krümmungs Beziehung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/\lambda=18.8$ Referenzversuch .....	112
Abbildung 102: Momenten-Krümmungs Beziehung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/\lambda=18.8$ Zwangversuch .....	113
Abbildung 103: Anfangsbereichsbetrachtung Momenten-Krümmungs Beziehung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/\lambda=18.8$ Referenzversuch .....	113
Abbildung 104: Steifigkeitsentwicklung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/\lambda=18.8$ Referenzversuch .....	114
Abbildung 105: Steifigkeitsentwicklung C20/25/ $\rho_s=0,52\%/\lambda=18.8$ Zwangversuch ..	115
Abbildung 106: Abbau der Schnittgrößen aus rasch auftretendem Zwang durch Kriechen – Setzungszwang bei einem Zweifeldträger [1].....	118
Abbildung 107: Statisches System und Bewehrungsanordnung .....	123
Abbildung 108: Rissbild schlaff bewehrter Versuchskörper - Vorreißen.....	124
Abbildung 109: Thermische Einhausung des Versuchsstands.....	125
Abbildung 110: Gegenüberstellung Zwangmomententwicklung .....	126
Abbildung 111: Zwangmomententwicklung (PT): Experimentell - Analytisch .....	127
Abbildung 112: Zwangmomententwicklung (RC): Experimentell - Analytisch.....	128
Abbildung 113: Dehnungsentwicklung auf der Druck- und Zugseite an der Stelle der Mittelstütze .....	129
Abbildung 114: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 2 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	134
Abbildung 115: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 2 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	135
Abbildung 116: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 3 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	137
Abbildung 117: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 3 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	138

Abbildung 118: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 4 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	140
Abbildung 119: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 4 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	141
Abbildung 120: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 5 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	143
Abbildung 121: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 5 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	144
Abbildung 122: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 6 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	146
Abbildung 123: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 6 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	147
Abbildung 124: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 7 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	149
Abbildung 125: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 7 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	150
Abbildung 126: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 8 a) Normalkraft, b) Moment Feld, c) Moment Einspannung links und d) Moment Einspannung rechts .	152
Abbildung 127: Vergleich Nachrechnung und Versuch VB 8 a) Last-Verformung, b) bezogenes Zwangmoment und c) bezogene Zwangnormalkraft .....	153
Abbildung 128: FE Modell: (a) $\lambda=18,4$ ; (b) $\lambda=11,8$ .....	155
Abbildung 129: Last- Verformungsbeziehung ( $C20/\rho_s = 0.52 \% / \lambda = 18.4$ ) .....	157
Abbildung 130: Zwangmomententwicklung C20/25 .....	158
Abbildung 131: Zwangmomententwicklung C50/60 .....	158
Abbildung 132: Steifigkeitsentwicklung (C20/25 / $\rho_s=0,52\% / \lambda=18,4$ ): Referenzversuch .....	159
Abbildung 133: Steifigkeitsentwicklung (C20/25 / $\rho_s=0,52\% / \lambda=18,4$ ): Zwangversuch .....	160
Abbildung 134: Rissbilder Referenzversuch: a) LF Eigengewicht, b) LF Anreißen, c) LF Entlastung, d) LF Bruch .....	161
Abbildung 135: Rissbilder Zwangversuch: a) LF Eigengewicht, b) LF Anreißen, c) LF Entlastung, d) Auflagersenkung, e) LF Bruch .....	162
Abbildung 136: Betrag des Zwangmoment in Abhängigkeit der Berechnungsmethode: a) C20/25, b) C50/60 .....	164
Abbildung 137: Rahmenmodell Parameterstudie .....	169
Abbildung 138: Detail Rahmeneckmodellierung .....	170
Abbildung 139: Schnittgrößenentwicklung – V16 .....	175
Abbildung 140: Last-Verformungsbeziehung – V16 .....	176

Abbildung 141: Federverschiebung – V16 .....	177
Abbildung 142: Federverdrehung – V16.....	178
Abbildung 143: Abbau Zwangmoment – V16.....	179
Abbildung 144: Abbau Zwangnormalkraft – V16 .....	180
Abbildung 145: Abbau Zwangmoment – V15 .....	180
Abbildung 146: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei $\lambda = 15$ und $\Delta T_N = +$ ; a) Zwangmoment und b) Zwangnormalkraft.....	182
Abbildung 147: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei $\lambda = 20$ und $\Delta T_N = +$ ; a) Zwangmoment und b) Zwangnormalkraft.....	182
Abbildung 148: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei $\lambda = 15$ und $\Delta T_N = -$ ; a) Zwangmoment und b) Zwangnormalkraft.....	183
Abbildung 149: Verbleibende Zwangbeanspruchung bei $\lambda = 20$ und $\Delta T_N = -$ ; a) Zwangmoment und b) Zwangnormalkraft.....	183
Abbildung 150: Prinzip der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung a) ohne Momentenumlagerung, b) mit Momentenumlagerung [57].....	188
Abbildung 151: Untersuchte Systeme [58] .....	190
Abbildung 152: Ermittlung der Schnittgrößen und Bewehrungsmengen der beiden Systeme [58] .....	190
Abbildung 153: FE-Ergebnisse- Plastische Verzerrungen des Betons.....	191
Abbildung 154: FE-Ergebnisse- Plastische Verzerrungen des Bewehrungsstahls..	192
Abbildung 155: Schnittgrößenumlagerung; $l=10\text{m}$ , $\lambda=13,3$ .....	195
Abbildung 156: Schnittgrößenumlagerung; $l=10\text{m}$ , $\lambda=20$ .....	196
Abbildung 157: Schnittgrößenumlagerung; $l=20\text{m}$ , $\lambda=13,3$ .....	197
Abbildung 158: Schnittgrößenumlagerung; $l=20\text{m}$ , $\lambda=20$ .....	198
Abbildung 159: Einfluss des Längsbewehrungsgrades auf die Biegesteifigkeit eines Querschnitts im Zustand II (vgl. [8]).....	204
Abbildung 160: Einfluss der Tragwerkslänge auf die relative Größe von Zwangmomenten angelehnt an [8].....	204
Abbildung 161: Ablauf gesonderter Nachweis zur vollständigen Vernachlässigung von Zwangschnittgrößen im ULS (Beispiel Temperaturzwang).....	207

## TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Zwangsschnittgrößen in der Bemessung (Brückenbau) .....	25
Tabelle 2: Laststufen .....	43
Tabelle 3: Bewehrungskonfigurationen TU Graz.....	61
Tabelle 4: Rückgerechnete Materialeigenschaften.....	78
Tabelle 5: Umlagerungsfaktoren der Versuchsbalken .....	96
Tabelle 6: Parameter für die Serie C20/25 .....	100
Tabelle 7: Parameter für die Serie C50/60 .....	101
Tabelle 8: Versuchsablauf .....	103
Tabelle 9: Festigkeitswerte C20/25 .....	105
Tabelle 10: Festigkeitswerte C50/60 .....	105
Tabelle 11: Festigkeitswerte BSt 550B.....	105
Tabelle 12: Plastische Rotationen C20/25 .....	116
Tabelle 13: Plastische Rotationen C50/60 .....	116
Tabelle 14: Betonrezept .....	124
Tabelle 15: E Modul Entwicklung .....	124
Tabelle 16: Überhöhungen und Zwangmomente .....	125
Tabelle 17: Verwendete Kriechzahlen.....	126
Tabelle 18: Vergleich der Genauigkeit der Berechnungsmodell mit den Versuchsergebnissen.....	128
Tabelle 19: Materialparameter.....	155
Tabelle 20: Laststufen .....	156
Tabelle 21: Analytisch ermittelte Biegesteifigkeiten.....	158
Tabelle 22: Gegenüberstellung der Zwangmomente Versuch – NL FEM .....	163
Tabelle 23: Varianten Parameterstudie – Teil 1 .....	172
Tabelle 24: Varianten Parameterstudie – Teil 2 .....	173
Tabelle 25: Bewehrungsmengen des Einfeld- und Durchlaufträgersystems .....	191
Tabelle 26: Bewehrungsgrade.....	192
Tabelle 27: Variationsparameter .....	192
Tabelle 28: Belastungsgeschichte .....	193
Tabelle 29: Umlagerung für l=10 m .....	194
Tabelle 30: Umlagerung für l=20 m .....	194

Tabelle 31: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im SLS lt. [26] .....	203
Tabelle 32: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im SLS gemäß neuem Vorschlag .....	203
Tabelle 33: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im ULS lt. [26] .....	206
Tabelle 34: Berücksichtigung von Zwangsschnittgrößen im ULS gemäß neuem Vorschlag .....	206
Tabelle 35: Vorschlag zur vereinfachten Berücksichtigung von Umlagerungen von Feld- zu Stützbereichen im ULS .....	210

## LITERATURVERZEICHNIS

- [1] K. Zilch und G. Zehetmaier, Bemessung im konstruktiven Betonbau, Berlin-Heidelberg: Springer-Verlag, 2008.
- [2] A. Arnold, „Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung,“ Technische Universität Dortmund, Dortmund, 2008.
- [3] H. Falkner, „Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen,“ *DAfStb Heft 208*, 1969.
- [4] K. Holschemacher, „Zur Berechnung von Rißbreiten und Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen,“ Technische Hochschule Leipzig, Leipzig, 1992.
- [5] B. Novák, „Zwangentwicklung und Rissbreitenbeschränkung von vorgespannten Betonbauteilen unter kombinierter Temperaturbeanspruchung,“ TU Darmstadt, Darmstadt, 1995.
- [6] M. Fischer, „Crack Widths and Deformations of Prestressed Structural Elements under Repeated Loading and Imposed Deformations,“ in *Leipzig Annual Civil Engineering Report*, Leipzig, Universität Leipzig, 1998, pp. 129-141.
- [7] R. Della Pietra, „Integralisierung von Bestandsbrücken,“ TU Graz, Graz, 2018.
- [8] V. T. Nguyen, R. della Pietra und M. Mayer, „Integralbrücken - Tragverhalten und Anregungen zur Bemessung einschließlich Integralisierung von Bestandsbrücken,“ in *BetonKalender 2021 - Teil 2*, Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2021, pp. 608-672.
- [9] R. I. Gilbert, „Time-Dependent Stiffness of Cracked Reinforced and Composite Concrete Slabs,“ *Procedia Engineering* 57, pp. 19-34, 2013.
- [10] P. Langer, Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche (Dissertation), Stuttgart: Universität Stuttgart, 1987.

- [11] G. König, D. Pommerening und V. T. Nguyen, „Nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung,“ *DAfStb Heft 492*, 1999.
- [12] J. Jokela, „Experimental study concerning reinforced concrete beams under thermal and mechanical loads,“ Nordic concrete Federation, 1985.
- [13] K. Kordina, R. S. Ferdinand und B. Svensvik, „Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken unter Biegung und gleichzeitigem Zwang infolge Auflagerverschiebung,“ Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, 1982.
- [14] E.-O. Woidelko, Zum Tragverhalten nach Traglastverfahren bemessener Stahlbetonplattenbalken, Stuttgart: Universität Stuttgart, 1983.
- [15] F. Vecchio und J. Sato, „Thermal Gradient Effects in Reinforced Concrete Frame Structures,“ *ACI Structural Journal*, pp. 262-275, Mai-Juni 1990.
- [16] R. Kühlen, „Stahlbeton-Biegebauteile unter Zwangbeanspruchung aus einseitiger Erwärmung,“ TU Darmstadt, Darmstadt, 1994.
- [17] H. T. Shkoukani, „Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperaturzwangsbeanspruchung,“ TH Darmstadt, Darmstadt, 1990.
- [18] K. Kordina, „Zur Frage der näherungsweise Ermittlung von Zwangsschnittgrößen,“ IABSE reports of working commissions, 1970.
- [19] P. Strauß, „Untersuchungen zum Einfluss der Berechnungsmethode auf die Größe von Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton-Tragwerken,“ *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 10, Nr. 105, 2010.
- [20] P. Strauß, „Ein Beitrag zur Berechnung des kriechbedingten Abbaus von Zwangsschnittgrößen aus Setzungen,“ *Beton und Stahlbetonbau*, Bd. 5, Nr. 106, 2011.
- [21] J. Berger und J. Kollegger, „Spannglieder in Kunststoffhüllrohren zur Herstellung von Brücken ohne Betonstahlbewehrung,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 6, Nr. 104, 2009.

- [22] J. Berger und J. Feix, „Constraint forces from imposed deformations,“ *Structural Concrete*, Bd. 20, pp. 650-659, 2019.
- [23] „ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015.
- [24] „ÖNORM B 1992-1-1: Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1),“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2018.
- [25] „DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.
- [26] „RVS 15.02.12: Bemessung und Ausführung von integralen Brücken,“ Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, Wien, 2017.
- [27] „ÖNORM EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln,“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2012.
- [28] „ÖNORM B 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2),“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2014.
- [29] „DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln,“ Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.
- [30] J. Konzilia, „Untersuchung der Auswirkung von Zwangsschnittgrößen infolge Auflagerverschiebung,“ Universität Innsbruck, Innsbruck, 2018.

- [31] V. T. Nguyen, J. Li und F. Caner, „Microplane constitutive model M4L for concrete. I: Theory,“ *Computers and Structures*, pp. 219-229, September 2013.
- [32] J. Li, V. T. Nguyen und F. Caner, „Microplane constitutive model M4L for concrete. II: Calibration and validation,“ *Computers and Structures*, pp. 146-159, September 2013.
- [33] G. W. Illich, „Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern,“ Technische Universität Graz, Graz, 2015.
- [34] G. Djouahra, „Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang,“ Technische Universität Dortmund, Dortmund, 2008.
- [35] R. Maurer und G. Djouahra, „Stahlbetonbauteile unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, pp. 640-652, 2010.
- [36] P. Schießl, „Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite,“ *DAfStb Heft 400*, pp. 157-175, 1989.
- [37] „Erläuterungen zu DIN 1045-1,“ *DAfStb Heft 525*, 2003.
- [38] *SOFiSTiK Handbuch ASE - Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen*, Oberschleissheim: SOFiSTiK AG, 2018.
- [39] M. Jäger, „Nichtlineare Untersuchungen zum Zwangkraftabbau bei Integralbauwerken,“ Technische Universität Graz, Graz, 2021.
- [40] S. D. Systèmes, *Abaqus FEA*, 2015.
- [41] J. Spornberger, „Versuchsgestützte Untersuchung des Zwangkraftabbaus bei Integralbrücken,“ Technische Universität Graz, Graz, 2020.
- [42] „ÖNORM EN 1991-1-5: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen - Temperatureinwirkungen,“ Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2012.

- [43] J. Glaßner, „Zwangbeanspruchung und Schnittgrößenumlagerung auf Basis von Großversuchen,“ Technische Universität Graz, Graz, 2021.
- [44] „fib Model Code for Concrete Structures 2010,“ International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2013.
- [45] G. König, V. T. Nguyen und G. Schenck, Grundlagen des Stahlbetonbaus, Leipzig: Vieweg+Teubner Verlag, 2007.
- [46] K. Zilch und T. Fritsche, „Schnittgrößen statisch unbestimmt gelagerter Beton-Verbundbauteile mit Rissbildung,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 96, Nr. 6, pp. 404-411, 2001.
- [47] H. Trost, „Auswirkungen des Superpositionsprinzip auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 10/11, pp. 230-238, 1967.
- [48] M. Drexel, Y. Theiner und G. Hofstetter, „Investigations of tensile creep of a normal strength overlay concrete,“ *Materials*, 2018.
- [49] G. Hofstetter und M. Herbert, Computational mechanics of reinforced concrete structures, Braunschweig: Vieweg, 1995.
- [50] O. C. Zienkiewicz und R. L. Taylor, The finite element method, Oxford: Butterworth-Heinemann, 2000.
- [51] M. Pfeiffer, Numerische Untersuchungen zu Zwangsschnittgrößen aus Auflagerverschiebung, Innsbruck, 2020.
- [52] J. Akkermann und J. Eibl, „Rotationsfähigkeit von Rahmenecken,“ *DAfStb Heft* 535, 2002.
- [53] T. Schröckmayr, „Plastisches Rotations- und Umlagerungsvermögen von Rahmen im Vergleich zu Durchlaufträgern,“ Technische Universität Graz, Graz, 2019.
- [54] P. Peter, „Optimierung der Rahmeneckbewehrung bei Integralbrücken,“ Technische Universität Graz, Graz, 2019.

- [55] ÖNORM B4002, Straßenbrücken, Allgemeine Grundlagen, Berechnung und Ausführung der Tragwerke, 1970.
- [56] ÖNORM B4200-9, Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung (II), 1970.
- [57] DAfStb, Erläuterung zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, Beuth Verlag GmbH, 2012.
- [58] D. Haller, Nichtlineare numerische Untersuchungen zur Umalgerung von Feldmomenten in den Stützbereich bei Stahlbetonkonstruktionen, Innsbruck: Diplomarbeit, 2021.