

Zur Ermittlung von Zwangsschnittgrößen in Hochbaudecken aus Stahlbeton

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Andreas Dridiger (M.Sc.)

aus Karpinsk (Russland)

Dekan:	Prof. Dr. rer. nat. Oliver Kornadt
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Christian Glock
3. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert
Tag der mündlichen Prüfung:	23.05.2019

Kaiserslautern 2019

(D 386)

Andreas Dridiger

**Zur Ermittlung von Zwangsschnittgrößen in
Hochbaudecken aus Stahlbeton**

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2014 bis 2017, während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern und im Fachgebiet für Massivbau der Hochschule Bochum.

Die Mittel zur Durchführung der Bauteilversuche und zum überwiegenden Teil meiner Forschungstätigkeit wurden von der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung sowie von den Veranstaltern der Reihe „Weiterbildung für Tragwerksplaner“ der Technischen Universität Kaiserslautern im Rahmen des Forschungsprojektes (BBSR-SWD-10.08.18.7-14.17) „Ressourcenschonende Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken“ bereitgestellt. Für die Finanzierung danke ich an dieser Stelle ganz herzlich.

Herrn Professor Dr.-Ing. Jürgen Schnell und Herrn Professor Dr.-Ing. Andrej Albert danke ich herzlich für die Anstellung an Ihren Fachgebieten und für die gegebene Möglichkeit zur Promotion. Durch ihre zahlreichen Anregungen und Diskussionen haben sie sehr zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Herrn Professor Dr.-Ing. Christian Glock danke ich herzlich für die Erstellung des zweiten Berichtes. Herrn Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission.

Meinen ehemaligen Kolleginnen und Kollegen des Fachgebietes Massivbau und Baukonstruktion der TU Kaiserslautern und dem Kollegen, Dipl.-Ing. (FH) Denis Busch, M.Sc., des Fachgebietes Massivbau der HS Bochum, den wissenschaftlichen Hilfskräften, dem Laborpersonal und den Bearbeitern von Abschlussarbeiten danke ich für die gute Zusammenarbeit und die Unterstützung. Insbesondere bedanke ich mich bei Dipl.-Ing. Michael Weber und Dipl.-Ing. Mona Lisa Keller für den persönlichen Kontakt während meiner Zeit in Kaiserslautern.

Mein besonderer Dank gilt meiner Ehefrau Viktoria und meiner Tochter Nicole, ohne deren Unterstützung diese Arbeit gar nicht möglich gewesen wäre.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	i
Zusammenfassung	vi
Abstract	vii
Formelzeichen und Variablen	viii
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziel dieser Arbeit	1
1.3 Vorgehensweise	2
2 Zusammenstellung der Grundlagen	3
2.1 Normatives Vorgehen	3
2.2 Stand der Wissenschaft	6
2.2.1 Verhalten von Hochbaudecken unter kombinierter Beanspruchung	7
2.2.2 Näherungsverfahren zur Ermittlung des zentrischen Zwangs gemäß (<i>Fehling u. Leutbecher 2003</i>)	7
2.2.3 Näherungsverfahren zur Ermittlung des zentrischen Zwangs gemäß (<i>Djouahra 2008</i>)	8
3 Experimentelle Untersuchungen	9
3.1 Versuchsreihe Kurzzeitversuche	9
3.1.1 Versuchsaufbau	9
3.1.2 Versuchskörper	11
3.1.3 Messtechnik	19
3.1.4 Belastung	19
3.1.4.1 Vertikallast	19
3.1.4.2 Zugbeanspruchung	21
3.1.5 Versuchsablauf	23
3.1.5.1 Allgemeines	23
3.1.5.2 Versuchsserie 1	25
3.1.5.3 Versuchsserie 2	25
3.1.5.4 Versuchsserie 3	27
3.1.5.5 Versuchsserie 4	28
3.1.6 Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen	29
3.1.6.1 Allgemeines	29
3.1.6.2 Zugkraft	29

Inhaltsverzeichnis

3.1.6.3	Durchbiegung	31
3.1.6.4	Reduzierte Bewehrung	32
3.1.6.5	Belastungsgeschichte	35
3.1.6.6	Rissbreiten	37
3.1.6.7	Theorie III. Ordnung	38
3.1.6.8	Festbetonprüfung	39
3.2	Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“	40
3.2.1	Versuchsaufbau	41
3.2.2	Versuchskörper	42
3.2.3	Messtechnik	46
3.2.4	Vertikallast	46
3.2.5	Versuchsergebnisse / Versuchsbeobachtungen	47
3.3	Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“	49
3.3.1	Versuchsaufbau und -durchführung	49
3.3.2	Versuchskörper	51
3.3.3	Messtechnik	54
3.3.4	Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen	54
4	Theoretische Untersuchungen	57
4.1	Allgemeines	57
4.2	Materialmodell für Beton	57
4.2.1	Beton unter Druckspannungen	57
4.2.2	Beton unter Zugspannungen	58
4.2.3	Langzeitverhalten von Beton	61
4.2.3.1	Kriechen (Relaxation)	62
4.2.3.2	Schwinden	64
4.3	Materialmodell für Bewehrungsstahl	64
4.4	Modell für das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton	65
4.5	FEM-Rechenmodell	67
4.5.1	Strukturelemente	67
4.5.2	Bewehrungselemente	67
4.5.3	Abbildung von gerissenem Beton	69
4.6	Numerische Lösungsverfahren	70
4.7	Nachrechnung der Bauteilversuche	73
4.7.1	Nachrechnung der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“	73
4.7.1.1	Finite-Elemente-Modell	73
4.7.1.2	Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen	78
4.7.2	Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“	83
4.7.2.1	Finite-Elemente-Modell	83
4.7.2.2	Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen	86

4.7.3	Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“	87
4.7.3.1	Finite-Elemente-Modell	88
4.7.3.2	Ergebnisse der Versuchsnachrechnung	90
4.7.4	Nachrechnung der Bauteilversuche aus (<i>DAfStb Heft 609</i>)	92
4.7.4.1	Finite-Elemente-Modell	92
4.7.4.2	Ergebnisse der Versuchsnachrechnung	94
4.7.5	Zusammenfassung der Versuchsnachrechnungen	95
4.8	Numerische Simulationen	96
4.8.1	Zwang- / Zugbeanspruchung	97
4.8.2	Einfluss der Bewehrung auf die zentrische Zwangskraft unter kombinierter Beanspruchung	102
4.8.3	Verbundkriechen	106
4.8.4	Betonalter beim Belastungsbeginn (Kriechen)	107
4.8.5	Material- und Systemparameter	108
4.8.6	Durchlaufplatten mit feldweise unterschiedlichen Stützweiten	110
4.8.7	Steifigkeit der verformungsbehindernden Bauteile	116
4.8.7.1	System 1	118
4.8.7.2	System 2	119
4.8.7.3	System 3	120
4.8.7.4	Zusammenfassung	121
4.8.8	Zusammenfassung	122
4.8.9	Spannungen im reinen Zustand II	124
4.8.10	Vergleich mit früherer Forschung	127
4.8.10.1	Ermittlung des zentrischen Zwangs gemäß (<i>Fehling u. Leutbecher 2003</i>)	129
4.8.10.2	Ermittlung der zentrischen Zwangskraft gemäß eigenem Näherungsverfahren	132
4.8.10.3	Ermittlung der zentrischen Zwangskraft anhand nichtlinearer FEM-Berechnungen	133
4.8.10.4	Zusammenfassung	136
5	Vorschlag zur Ermittlung der Zwangbeanspruchung	137
6	Anwendungsbeispiele	143
6.1	1. Beispiel	143
6.1.1	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (<i>DIN EN 1992-1-1</i>) in Verbindung mit (<i>DIN EN 1992-1-1/NA</i>) und (<i>DIN EN 1992-1-1/NA/A1</i>)	143

6.1.2	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang	144
6.1.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung	146
6.2	2. Beispiel	147
6.2.1	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)	148
6.2.2	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang	148
6.2.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung	150
6.3	3. Beispiel	151
6.3.1	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)	152
6.3.2	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang	152
6.3.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung	153
6.4	4. Beispiel	154
6.4.1	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)	155
6.4.2	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang	155
6.4.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung	157
6.5	5. Beispiel	159
6.5.1	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)	160
6.5.2	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang	160
6.5.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung	162
6.6	Zusammenfassung der Anwendungsbeispiele	163
7	Zusammenfassung	167
7.1	Allgemein	167
7.2	Normatives Vorgehen	167
7.3	Experimentelle Untersuchung	167

7.4	Theoretische und numerische Untersuchungen	168
7.5	Näherungsverfahren	169
8	Ausblick	171
8.1	Teilvorgefertigte Deckensysteme	171
8.2	Verformungsverhalten unter kombinierter Beanspruchung	171
8.3	Zwangbeanspruchung bei zweiachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken	172
	Literatur	173
	Anhang A	179
	Anhang B	183
	Anhang C	217
	Anhang D	271
	Lebenslauf	277

Zusammenfassung

In jüngerer Vergangenheit wurden Konzepte zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite in dicken Bauteilen erarbeitet und in den aktuellen Bemessungsnormen des Stahlbeton- und Spannbetonbaus verankert. Mit Hilfe dieser Konzepte ist es möglich, dicke Bauteile gegenüber den bislang angewendeten Bemessungsverfahren sinnvoll zu bewehren. Stahlbetonhochbaudecken zählen jedoch in der Regel zu den schlanken Bauteilen und somit nicht zu der Kategorie von Bauteilen, für die die neuen Bemessungsansätze entwickelt wurden. Dennoch sind sie es, die den Massenverbrauch in den Tragwerken von Hochbauten dominieren. Die Auslegung von Stahlbetondecken spielt somit eine entscheidende Rolle im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit und die Umweltfreundlichkeit von Hochbauten.

Stahlbetonhochbaudecken sind im Regelfall einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang unterworfen. Die hierbei für die Bemessung erforderliche Größe der Zwangskraft kann angesichts ihrer direkten Verknüpfung mit der Steifigkeit nur mit Hilfe von physikalisch nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen mit ausreichender Genauigkeit abgeschätzt werden. Für Tragwerksplaner wäre ein solches Vorgehen im Rahmen von realen Bauprojekten jedoch mit einem unverhältnismäßig hohen Aufwand verbunden. In der Praxis ist es daher derzeit üblich, an jeder Stelle eines Bauteils den größeren Wert derjenigen Bewehrungsquerschnitte einzulegen, die sich aus Last oder aus Zwang ergeben. Die zur Aufnahme der Zwangbeanspruchungen erforderliche Bewehrung wird hierbei basierend auf der Risskraft des jeweiligen Bauteils gewählt. Dieses Vorgehen ist aber in vielen Fällen unwirtschaftlich und kann auch auf der unsicheren Seite liegen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird daher die Frage nach einer geeigneten Bewehrung für Hochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang experimentell und numerisch untersucht. Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse aus den experimentellen und numerischen Untersuchungen wird ein Näherungsverfahren ausgearbeitet, welches eine wirklichkeitsnahe Abschätzung der Zwanglängskraft und somit eine wirtschaftliche und sichere Wahl der Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken erlaubt.

Abstract

In recent years there has been a lot of research aiming at the development of suitable concepts for the calculation of the necessary amount of reinforcement to limit the crack widths in “thick” structural building components made of concrete. Meanwhile these concepts have been introduced into the relevant design standards and allow for a considerable reduction of the amount of reinforcement in these components compared to earlier provisions. While reinforced concrete slabs are essential for the overall consumption of reinforcement and therefore play an important role for the economical and the ecological quality of a building they do not fall into the category of “thick” structural components and are therefore not affected by the new design concepts.

Reinforced concrete slabs are usually subject to a combined action of loads and restrained shrinkage. The relevant restraint forces required for the design however depend on the stiffness and therefore on the formation of cracks in the individual parts of the structure. In order to obtain a realistic estimate of the restraint forces it is necessary to use nonlinear finite element calculations. In real world construction projects however it is unacceptable for the designers to perform such time-consuming calculations. It is rather common instead to calculate the required amount of reinforcement for the applied loads and for the restraint forces separately and to apply the larger of both in every spot of the slab. This method often leads to unnecessary large amounts of reinforcement and can still be unsafe concerning the limitation of the crack widths.

This thesis therefore deals with the question how reinforced concrete slabs can be designed for a combined action of loads and restrained shrinkage. To answer this question large-scale tests and numerical simulations were conducted. Based upon the results of the tests and the numerical simulations an approximate approach was developed which allows for an economical and yet safe estimate of the restraint forces in one-way reinforced concrete slabs.

Formelzeichen und Variablen

A_c	Betonquerschnittsfläche
$A_{c,eff}$	Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 7.1DE der(DIN EN 1992-1-1/NA)
A_{ct}	Fläche der Betonzugzone im ungerissenen Zustand
A_s	Querschnittsfläche der Bewehrung
$A_{s,min}$	Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite
a	Kantenlänge (eines Betonwürfels); von der Stahlsorte und der Betondruckfestigkeit abhängige Konstante
$a_{s1,o}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung an der Oberseite eines Betonbauteils
$a_{s1,u}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung an der Unterseite eines Betonbauteils
b	Querschnittsbreite, Breite, von der Stahlsorte und der Verbundqualität abhängige Konstante
C	von der Stahlsorte und der Betondruckfestigkeit abhängige Konstante
c	Konstante
c_{min}	Mindestbetondeckung
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
$D_{m,e}$	experimentell ermittelte mittlere Rohdichte des Betons
D_n	Steifigkeit der Verbundelemente im Zustand I in normaler Richtung
D_t	Steifigkeit der Verbundelemente im Zustand I in tangentialer Richtung
D_I	Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils im Zustand I
D_{II}	Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils im Zustand II
d	statische Höhe, Durchmesser (eines Betonzylinders)
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
$E_{c,e}$	experimentell ermittelter Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm,e}$	Mittelwert des experimentell ermittelten Elastizitätsmoduls des Betons
$E_{c,28d}$	Elastizitätsmodul des Betons im Alter von 28 Tagen
E_s	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
F	Kraft, Last, Belastung

$F_{d,perm}$	Kraft, Last, Belastung unter quasi-ständiger Lastkombination
$f_{c,cube,e}$	experimentell ermittelte Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ck}	charakteristischer Wert Zylinderdruckfestigkeit
$f_{ck,cube}$	charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit
$f_{ck,cube,200}$	charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge von 200 mm
$f_{cm,cube}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,cube,e}$	experimentell ermittelte mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
$f_{cm,zyl}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
f_{ct}	zentrische Betonzugfestigkeit
$f_{ct,eff}$	wirksame Zugfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt des Auftretens der ersten Risse.
$f_{ctm,e}$	experimentell ermittelte mittlere Betonzugfestigkeit
$f_{ctm,fl}$	mittlere Biegezugfestigkeit von Beton
$f_{ct,sp,e}$	experimentell ermittelte Betonspaltzugfestigkeit
$f_{ctm,sp,cal}$	rechnerisch ermittelte mittlere Betonspaltzugfestigkeit
$f_{cmt,sp,e}$	experimentell ermittelte mittlere Betonspaltzugfestigkeit
$f_{int,i}$	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt i
$f_{int,i+1}$	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt $i + 1$
$f_{int,0}$	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 0
$f_{int,1}$	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 1
f_t	zentrische Zugfestigkeit
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
G	Schubmodul
G_f	Bruchenergie des Betons
g_k	charakteristische Eigenlast
h	Querschnittshöhe, Höhe (eines Betonzylinders), Rissbandbreite
h_0	wirksame Querschnittsdicke
K	Beiwert zur Berücksichtigung der verschiedenen statischen Systeme im Rahmen des Nachweises der Begrenzung der Verformung nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)
k	Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen.

Formelzeichen und Variablen

k_c	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes
k_{SP}	Federsteifigkeit (Dehnsteifigkeit gerissenes Bauteilbereiches)
L	Länge, Stützweite, Spannweite
L_c	Länge ungerissenes Bauteilbereiches; Länge des Deckenfeldes, das nach der ersten Vertikallastbeanspruchung im Feldbereich ungerissen bleibt.
L_{cr}	Länge des Deckenfeldes, bei dem im Feldbereich nach der ersten Vertikallastbeanspruchung unter Berücksichtigung der bis zu diesem Zeitpunkt aufgebauten Zwangsspannung Risse zu erwarten sind.
L_{SP}	Länge des gerissenen Bereiches
M	Masse
M_{cr}	Rissmoment
$M_{F,max}$	maximales einwirkendes Feldmoment
N	Normalkraft
N_{cr}	Rissnormalkraft
$N_{cr,cal}$	rechnerisch ermittelte Rissnormalkraft
$N_{cr,cal;0,7}$	die unter Berücksichtigung der auf 70 % abgeminderten experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit rechnerisch ermittelte Rissnormalkraft
$N_{ind,max}$	maximale Zwangnormalkraft infolge behinderter Schwindverformung
$N_{i,ind,max}$	maximale Zwangnormalkraft der einzelnen Felder der einachsigen gespannten Durchlaufplatte
$N_{max,exp}$	die im Bauteilversuch gemessene maximale Normalzugkraft
$p_{Ed,perm}$	Quasi-ständige Flächenlast
q_k	charakteristische Nutzlast
RH	relative Luftfeuchte
t	Zeitpunkt, Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt
V	Volumen
W_c	Widerstandsmoment des Betonquerschnittes im Zustand I
w_c	Rissbreite, Rissöffnung
w_k	zulässige Rissbreite
x^{II}	Höhe der Biegedruckzone im gerissenen Zustand (Zustand II)

α	von der Stahlsorte und der Verbundqualität abhängige Konstante
α_c	die Wärmedehnzahl des Betons
α_e	Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_e = E_s/E_c$
α_{fl}	Beiwert zur Umrechnung zentrischer Zugfestigkeit in Biegezugfestigkeit des Betons
β	Schubreduktionsfaktor
β_t	Völligkeitsbeiwert
β_{Wm}	mittlere Würfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge von 200 mm
δ	Beiwert zur Berücksichtigung der durch im Verbund liegende Bewehrung behinderten Schwindverformung des Betons
Δc_{dev}	Vorhaltemaß
ΔF_c	Normalkraft in ungerissenem Bauteilbereich infolge Verformungseinwirkung $\Delta \varepsilon_c$
ΔF_{ind}	Zuwachs der Zwangnormalkraft aus den Feldern einer Durchlaufdeckenplatte, in denen nach dem Ausschalen keine oder zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen
ΔF_{SP}	Federkraft (gerissener Bauteilbereich) infolge Verformungseinwirkung $\Delta \varepsilon_c$
Δg_k	charakteristische Ausbaulast
ΔL_c	Längenänderung ungerissenes Bauteilbereiches
ΔL_{SP}	Längenänderung einer Feder (gerissener Bauteilbereich)
ΔT_N	die Temperaturdifferenz (konstanter Temperaturanteil)
Δu_0^T	transponierter Vektor der inneren Knotenverschiebungen im Iterationsschritt 0
Δu_i	Verschiebungszuwachs zwischen Lastschritt 0 und i
Δu_{i+1}	Verschiebungszuwachs zwischen Lastschritt i und $i + 1$
$\Delta \varepsilon_c$	Verformungseinwirkung
$\Delta \varepsilon_{sm}$	mittlere Dehnungsdifferenz
$\Delta \sigma_{c,N,ind}$	Spannungsänderung infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften
δu_{i+1}	Verschiebungszuwachs im Iterationsschritt $i + 1$
δu_i^T	transponierter Vektor der inneren Knotenverschiebungen im Iterationsschritt i
ε	Dehnung

ε_c	Betondehnung
ε_{ca}	autogene Schwinddehnung
ε_{cd}	Trocknungsschwinddehnung des Betons
ε_{cs}	Gesamtschwinddehnung
ε_{cT}	Dehnung des Betons infolge einer Temperatureinwirkung
ε^{cr}	plastische Dehnung (Rissdehnung)
$\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$	Grenzrissdehnung, bei der die aufnehmbare Zugspannung den Wert Null annimmt
ε^e	linearelastische Dehnung
ε_s	Dehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{s,el}$	linearelastische Dehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{s,pl}$	plastische Dehnung des Betonstahls
ε_{sr1}	Stahldehnung in der Mitte zwischen zwei Rissen
ε_{sr2}	Stahldehnung im Riss
η	Dämpfungskonstante; Korrekturfaktor zur Abminderung des Verschiebungszuwachses im Iterationsschritt $i + 1$
λ	Retardationszeit
μ	bezogenes Biegemoment
ν	Querdehnzahl; bezogene Normalkraft
ρ	Beiwert zur Berücksichtigung der mit zunehmendem Betonalter verminderten Kriechfähigkeit
ρ_{sl}	geometrischer Bewehrungsgrad der Längsbewehrung
ρ_s	Bewehrungsgrad der im Verbund liegenden Bewehrung mit $\rho_s = A_s/A_c$
σ_c	Betonspannung
$\sigma_{c,N,ind}(t_0)$	Zwangspannung infolge Betonschwinden unter Berücksichtigung von Betonkriechen zum Zeitpunkt der ersten Vertikallastbeanspruchung t_0
$\sigma_{c,N,ind}(\infty)$	nach linear elastischen Berechnungen ermittelte Zwangspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$
$\sigma_{s,lim}$	maximal zulässige Stahlspannung zur Einhaltung von Rissbreite.
τ	Alter des Betons bei der Lastbeanspruchung, Verbundspannung
ϕ_{eq}	Ersatzdurchmesser der Bewehrung
ϕ_s	Stabdurchmesser der Bewehrung

$\varphi(t_k, t_i)$	Kriechzahl, die die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t_k und t_i beschreibt
$\varphi(\infty, t_0)$	Endkriechzahl mit Zeitpunkt des Belastungsbeginns des Betons t_0
ψ_2	Kombinationsbeiwert einer veränderlichen Einwirkung für quasi-ständige Einwirkungskombination
∂	Behinderungsgrad

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

In üblichen Hochbauten können Stahlbetondeckenplatten im Grundriss in ihrem Bestreben, sich infolge des Schwindens des Betons und / oder infolge von Temperatureinwirkungen zu verkürzen, behindert werden. Dies führt zu einer Zwangbeanspruchung der Deckenplatten. Stahlbetondecken werden somit in vielen Fällen einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang ausgesetzt.

Die Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten infolge von Zwang erfolgt nach dem in (DIN EN 1992-1-1) und (DIN EN 1992-1-1/NA) angegebenen, risskraftbasierten Bemessungskonzept unter der Annahme, dass im Nutzungszeitraum von Hochbauten die zu erwartenden Zwangkräfte kleiner oder gleich den Betonrisskräften sind.

Bis zur Veröffentlichung von (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) war es üblich, bei der Ermittlung der Mindestbewehrung für abfließende Hydratationswärme (früher Zwang) eine Betonzugfestigkeit von $f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm}$ anzusetzen. Gegenüber einer Bemessung für späten Zwang mit einer Betonzugfestigkeit von $1,0 \cdot f_{ctm}$ ergab sich so eine auf ca. 70 % reduzierte Mindestbewehrungsmenge (Fingerloos u. Hegger 2016). Dieses Vorgehen ist jedoch aufgrund der heute eingesetzten Zemente nicht mehr zeitgemäß und wurde dementsprechend in (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) neu geregelt. Für $f_{ct,eff}$ sollte nur in gut begründeten Ausnahmefällen ein geringerer Wert als $3,0 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden. Im Falle von Stahlbetonhochbaudecken kann der Abschluss der Rissbildung innerhalb der ersten 28 Tage aufgrund der Größe der Zwangbeanspruchung im frühen Bauwerksalter mit ausreichender Sicherheit nicht garantiert werden. Dementsprechend ist die Berücksichtigung eines niedrigeren Wertes als f_{ctm} oder als $3,0 \text{ N/mm}^2$ im Rahmen des Nachweises zur Begrenzung der Rissbreite nicht zu empfehlen.

Eine Vorgehensweise, bei der die Schnittgrößen sowie die erforderliche Bewehrung für Last- und Zwangeinwirkung unabhängig voneinander ermittelt werden, ist jedoch grundsätzlich nicht sinnvoll, da insbesondere die Größe der Zwangbeanspruchung stark von der Steifigkeit des Bauteils und somit auch von der Größe der Lastbeanspruchung abhängt.

Dies haben auch (Fehling u. Leutbecher 2003) (vgl. Abschn. 2.2.2) und (Djouahra 2008) (vgl. Abschn. 2.2.3) bereits in früheren Arbeiten herausgestellt.

1.2 Ziel dieser Arbeit

Im Mittelpunkt dieser Arbeit steht die Frage nach einer geeigneten rissbreitenbeschränkenden Bewehrung für Stahlbetondecken, die einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang ausgesetzt sind. Es wird die Anwendbarkeit des bestehenden Bemessungskonzeptes gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DAfStb Heft 600) bei der Ermittlung der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten für einachsig gespannte Stahlbetondecken überprüft.

Im Rahmen der Bearbeitung wurden sowohl experimentelle Untersuchungen als auch EDV-gestützte numerische Berechnungen durchgeführt.

Eine realistische Vorhersage der Rissbreiten ist nur mit einer sorgfältigen Ermittlung der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erwartenden Schnittgrößen im Zusammenhang mit einer möglichst genauen Beschreibung von Rissbildungsmechanismen möglich. Demzufolge sollten handhabbare Bemessungshilfen, die eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Zwanglängskräfte unter einer kombinierten Beanspruchung ermöglichen, entwickelt werden.

Diese Bemessungshilfen wurden durch Parameterstudien auf Grundlage nichtlinearer FEM-Simulationen, die wiederum durch ein umfangreiches Versuchsprogramm abgesichert wurden, gewonnen.

1.3 Vorgehensweise

Zu Beginn wurde eine Literaturrecherche zur Problematik der kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang bei Stahlbetonhochbaudecken durchgeführt. Dabei wurden das normative Vorgehen sowie bereits vorhandene Forschungsergebnisse untersucht. Die Ergebnisse dieser Recherche sind in Kapitel 2 dargestellt.

Auf Grundlage der aus der Literaturrecherche gewonnenen Erkenntnisse wurde das Programm für die experimentellen Untersuchungen des Tragverhaltens einachsig gespannter Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung infolge von Last und zentrischem Zwang konzipiert. Dieses Programm umfasste neben Kurzzeitversuchen, bei denen der zentrische Zwang durch eine Zugkraftbeanspruchung simuliert wurde, auch Dauerstandversuche. Mit Hilfe der durchgeführten Dauerstandversuche konnten die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte, wie Kriechen und Schwinden des Betons, experimentell erfasst werden. Die durchgeführten Bauteilversuche und deren Ergebnisse werden in Kapitel 3 beschrieben.

Anhand von Nachrechnungen der durchgeführten Versuche wurden zunächst die maßgebenden Eingangsparameter der verwendeten FEM-Modelle kalibriert. (vgl. Abschn. 4.7). Mit Hilfe dieser Modelle wurde im Anschluss eine Parameterstudie durchgeführt, um allgemeingültige Aussagen treffen zu können. Mit Hilfe der Parameterstudie wurden die Erkenntnisse erweitert und die wichtigsten Einflussparameter auf die Zwanglängskräfte von Hochbaudecken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit identifiziert (vgl. Abschn. 4.8).

Die so gewonnenen Erkenntnisse wurden schließlich zur Ausarbeitung von Bemessungshilfen verwendet.

2 Zusammenstellung der Grundlagen

2.1 Normatives Vorgehen

Bei der Auslegung von Stahlbetonbauteilen sind neben der Tragfähigkeit auch die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit unter Gebrauchsbedingungen unter den Einwirkungen während der Nutzung sicherzustellen. Die Norm (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) empfiehlt, den Durchhang bzw. die Durchbiegung sowie die Rissbreite zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit von schlaff bewehrten Stahlbetonhochbaudecken zu begrenzen. Bei der Ermittlung der auftretenden Verformungen und Rissbreiten sind die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens des Betons zu berücksichtigen.

Während das Schwinden des Betons lastunabhängig ist, wird das Kriechen von der Dauer und Größe der direkten und indirekten Einwirkungen, sowie von dem Grad der Erhärtung des Betons beim Belastungsbeginn beeinflusst. Kriechen und Schwinden des Betons hängen aber auch von der Betonzusammensetzung, der Umgebungfeuchte und den Bauteilabmessungen ab. Sie treten in realen Tragstrukturen immer gemeinsam auf und beeinflussen sich gegenseitig. Die formelmäßige Trennung der Vorhersagemodelle von Schwind- und Kriechprozessen gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) ist als Rechenvereinfachung anzusehen.

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen im Grenzzustand der Tragfähigkeit spielt das zeitabhängige Werkstoffverhalten von Beton abgesehen von der Berücksichtigung der Dauerstandfestigkeit sowie von einer etwaigen Schnittgrößenumlagerung infolge von Kriechen und Schwinden kaum eine Rolle. Dies liegt darin begründet, dass man davon ausgeht, dass eventuell vorhandene Zwangsschnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Rissbildung nahezu vollständig abgebaut werden.

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung von Stahlbetonbauteilen kann gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) durch Anordnung einer Mindestbewehrung, durch eine Begrenzung der verwendeten Stabdurchmesser oder der Stababstände der Bewehrung bzw. durch einen Vergleich der explizit rechnerisch ermittelten Rissbreite mit Grenzwerten erbracht werden.

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite wird mit Gleichung (2.1) basierend auf der Betonrisskraft bestimmt.

$$A_{s,\min} = \frac{k \cdot k_c \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s,\text{lim}}} \quad (2.1)$$

mit

k Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Der Wert k ist in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe aus (*DIN EN 1992-1-1/NA*) zu entnehmen.

- k_c Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes beim Aufreißen
- $f_{ct,eff}$ wirksame Zugfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt des Auftretens der ersten Risse. Gemäß (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) ist für Normalbeton mindestens ein Wert von 3,0 N/mm² zu berücksichtigen. Tritt der Abschluss der Rissbildung mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tage auf, darf ein niedrigerer Wert mit $f_{ct,eff}(t)$ angesetzt werden.
- A_{ct} Fläche der Betonzugzone im ungerissenen Zustand
- $\sigma_{s,lim}$ maximal zulässige Stahlspannung zur Einhaltung der Rissbreite. Die zulässige Stahlspannung wird in Abhängigkeit des Stabdurchmessers und der zulässigen Rissbreite gemäß Gleichung (2.2) berechnet.

$$\sigma_{s,lim} = \sqrt{\frac{w_k \cdot 6 \cdot f_{ct,eff} \cdot E_s}{\phi_s}} \quad (2.2)$$

mit

- w_k zulässige Rissbreite
- E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls
- ϕ_s Stabdurchmesser der Bewehrung

Wenn die Erstrissbildung durch Biegung oder durch Biegung mit Zugkraft hervorgerufen wird, ist der k_c -Beiwert für eine übliche Stahlbetonhochbaudecke gemäß Gleichung (2.3) zu berechnen.

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{2/3 \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1,0 \quad (2.3)$$

mit

- σ_c Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Plattenquerschnittes im ungerissenen Zustand infolge der Einwirkungskombination, die zur Erstrissbildung führt (Zugspannung σ_c negativ).

Bei Erstrissbildung allein durch Zugbeanspruchung nimmt der k_c -Beiwert gemäß Gleichung (2.3) den Wert 1,0 an.

Unter Berücksichtigung des in (DIN EN 1992-1-1/NA), Abschn. 7.3.2, definierten Wirkungsbereiches der Bewehrung darf die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Bauteilen unter zentrischem Zwang je Bauteilseite mit Gleichung (2.4) berechnet werden.

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}} \geq \frac{k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{f_{yk}} \quad (2.4)$$

mit

$A_{c,eff}$ Wirkungsbereich der Bewehrung gemäß Bild 7.1DE der (DIN EN 1992-1-1/NA)

Alternativ können die zu erwartenden Rissbreiten mit Hilfe der Gleichungen (2.5), (2.6) und (2.7) rechnerisch abgeschätzt und mit in der Norm empfohlenen Grenzwerten verglichen werden. Hierbei ist es laut (DIN EN 1992-1-1/NA) im Falle einer resultierenden Dehnung infolge von Zwang im gerissenen Zustand, die kleiner als 0,8 ‰ ist, ausreichend, die Rissbreite für den größeren der beiden Werte der Spannung σ_s infolge von Zwang- oder Lastbeanspruchung zu ermitteln. Somit ist bei kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang entweder die für Lastbeanspruchung erforderliche Bewehrung oder die Mindestbewehrung für Zwang einzulegen. Der größere der beiden Bewehrungsquerschnitte ist maßgebend. Dies wird damit begründet, dass bis zu einer Dehnung von 0,8 ‰ ein abgeschlossenes Rissbild noch nicht erreicht ist und daher sich einstellende Zwangkräfte durch eine weitere Rissbildung unmittelbar wieder abgebaut werden (DAfStb Heft 400) sowie (DBV-Merkblatt 2016.05). Ab einer Dehnung von 0,8 ‰ sind die Zwangsschnittgrößen im Wesentlichen vom Querschnitt der eingelegten Bewehrung abhängig (vgl. Abb. 2.1).

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.5)$$

$$s_{r,max} = \frac{\phi}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.7)$$

Die einzelnen Parameter der beiden Gleichungen sind (DIN EN 1992-1-1) und (DIN EN 1992-1-1/NA) zu entnehmen.

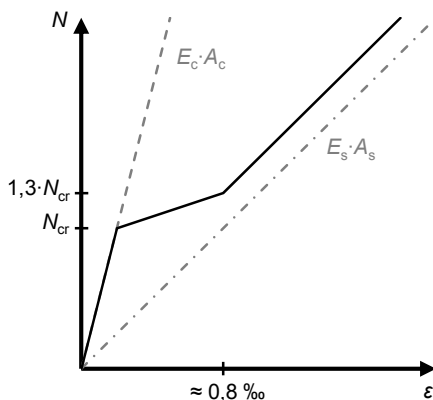


Abb. 2.1: Normalkraft-Längsdehnung-Beziehung (N - ε -Beziehung) eines Stahlbetonzugstabes

Basierend auf dieser N - ε -Beziehung (Abb. 2.1 bzw. (*DAfStb Heft 400*), Bild 1) wird in (*DAfStb Heft 400*) ein Vorschlag für die gemeinsame Berücksichtigung von Last und Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gemacht. Dieser Vorschlag gilt allerdings nur für den Fall, dass die Bewehrung infolge der Lastbeanspruchung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend ist. Gemäß (*DAfStb Heft 400*) kann in der Regel davon ausgegangen werden, dass in diesem Fall eine abgeschlossene Rissbildung vorliegt. Die Zunahme der Stahlspannungen $\Delta\sigma_{s,ind}$ durch eine Zwangverformung ε_{ind} kann daher dann auf der sicheren Seite liegend für den reinen Zustand II abgeschätzt werden mit

$$\Delta\sigma_{s,ind} = \varepsilon_{ind} \cdot E_s \quad (2.8)$$

mit

$\Delta\sigma_{s,ind}$ Zunahme der Stahlspannung infolge der Zwangbeanspruchung

ε_{ind} Zwangverformung

Die gemäß Gleichung (2.8) berechnete Stahlspannung kann zur Stahlspannung infolge von Lastbeanspruchung addiert werden. Mit der Summe der Stahlspannungen infolge von Last und Zwang kann der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite mit Hilfe von Gleichung (2.2) durch eine entsprechende Vergrößerung des Bewehrungsquerschnittes geführt werden.

Eine Voraussetzung für die Gültigkeit dieses Vorgehens ist jedoch wie bereits erwähnt, dass bei der Bemessung die Beanspruchung infolge von Last maßgebend ist.

2.2 Stand der Wissenschaft

Die Beschränkung der Rissbreite durch eine Mindestbewehrung erfolgt nach dem in (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) angegebenen, risskraftbasierten Bemessungskonzept (Gleichung (2.1)), welches grundsätzlich

darauf beruht, dass im Nutzungszeitraum von Hochbauten die zu erwartenden Zwangkräfte kleiner oder gleich der Betonrisskraft sind.

Zur Vermeidung sehr unwirtschaftlicher Bewehrungsquerschnitte zur Begrenzung der Rissbreiten in massigen Bauteilen wurde in jüngerer Vergangenheit intensiv an neuen Nachweiskonzepten geforscht [vgl. (Bödefeld 2010), (BAW 2011) (Bödefeld, Ehmann et al. 2012), (Schlicke 2014), (Schlicke u. Tue 2016)]. Stahlbetondeckenplatten gelten üblicherweise nicht als massive Bauteile. Da Decken aber den Massenverbrauch in den Tragwerken von Hochbauten dominieren, ergeben sich dennoch ein erheblicher Ressourcenverbrauch und eine hohe Belastung der Umwelt (z. B. Primärenergieverbrauch), wenn die erforderliche Deckenbewehrung für zentrischen Zwang und eine Zugfestigkeit von f_{ctm} ermittelt wird.

Die Auswirkungen einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang auf die Rissbreiten von Stahlbetonhochbaudecken wurden in zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten beruhend auf theoretischen Untersuchungen beschrieben. Veröffentlichte Bauteilversuche zur Problematik einer kombinierten Beanspruchung bei Stahlbetondecken liegen derzeit jedoch nicht vor.

2.2.1 Verhalten von Hochbaudecken unter kombinierter Beanspruchung

In (Schnell, Kautsch et al. 2005) findet man eine Studie zur Untersuchung des Verhaltens von Hochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang. Die Studie wurde anhand steifigkeitsorientierter statischer Berechnungen (Noakowski u. Schäfer 2003) an einem in Längsrichtung gezwängten Dreifeldträger mit Volleinspannung an beiden Endauflagern durchgeführt.

Durch eine systematische Variation der einzelnen Parameter wurden die Auswirkungen des Elastizitätsmoduls, der Betonfestigkeit, einer Temperaturdifferenz, der Plattendicke und der Spannweite auf die Schnittgrößen, die Stahlspannung, die Rissbreiten, die Druckzonenhöhe sowie die Durchbiegung einer üblichen einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecke unter kombinierter Beanspruchung untersucht. Im Rahmen der Studie wurde eine Temperatureinwirkung (Abkühlung) als Auslöser der Zwangbeanspruchung angenommen. Als Ergebnis der Studie wurden Gesetzmäßigkeiten des Verhaltens einer konventionell ausgelegten Stahlbetondecke unter einer kombinierten Beanspruchung formuliert.

2.2.2 Näherungsverfahren zur Ermittlung des zentrischen Zwangs gemäß (Fehling u. Leutbecher 2003)

Basierend auf dem Zugkraft-Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen mit Berücksichtigung der versteifenden Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen und in Anlehnung an (DIN 1045-1:2001-08) wurde in (Fehling u. Leutbecher 2003) mit stark vereinfachten Annahmen ein Näherungsverfahren zur Abschätzung der zentrischen Zwangskraft unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang erarbeitet. Die im Rahmen des Näherungsverfahrens ausgearbeiteten Bemessungshilfen, die in Diagrammform zur Verfügung gestellt wurden, ermöglichen es, Zwangkräfte für Innenfelder von einachsig gespannten Durchlaufdeckenplatten mit konstanter Feldweite unter kombinierter

Beanspruchung zu bestimmen. Die Diagramme stellen die Zwangbeanspruchung in Abhängigkeit von der einwirkenden Last, der Betonfestigkeit, der Querschnittsabmessungen, der Stabdurchmesser der Bewehrung sowie der Anforderung an die Rissbreiten dar. An dem in (*Fehling u. Leutbecher 2003*) dokumentierten Anwendungsbeispiel wird gezeigt, dass in einigen Fällen durch eine vereinfachte, getrennte Bemessung für Last und Zwang gemäß (*DIN 1045-1:2001-08*) nicht genügend rissbreitenbegrenzende Bewehrung auf der Biegezugseite von Hochbaudecken vorgesehen wird. In der Biegedruckzone weist die Bewehrungsmenge ein großes Einsparpotential auf.

2.2.3 Näherungsverfahren zur Ermittlung des zentrischen Zwangs gemäß (*Djouahra 2008*)

Im Rahmen einer Parameterstudie anhand numerischer Simulationen kam (*Djouahra 2008*) zu der Schlussfolgerung, dass die Regelung der (*DIN 1045-1:2001-08*), die Begrenzung der Rissbreite für Last- und Zwangbeanspruchungen getrennt nachzuweisen, auf der unsicheren Seite liegen kann, wenn der Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten unter Lastbeanspruchung bei der Bestimmung der Bewehrung maßgebend wird sowie wenn hohe Anforderungen an die Rissbreiten ($\leq 0,2 \text{ mm}$) vorliegen. In (*Djouahra 2008*) wurde ebenfalls auf ein großes Einsparpotenzial für die Bewehrung in der Biegedruckzone einer gezwängten Hochbaudecke hingewiesen.

Außer der Rissbreite wurde in der durchgeführten Parameterstudie das Verformungsverhalten einachsiger gespannter Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung infolge von Last und zentrischem Zwang untersucht.

Die numerischen Simulationen erfolgten mit Hilfe von Balkenelementen. Die Berücksichtigung der Rissbildung erfolgte durch eine Modifizierung der maßgebenden Materialkennlinien.

Als Ergebnis der durchgeführten Untersuchungen wurden in (*Djouahra 2008*) neben Empfehlungen bezüglich der Durchbiegung einer einachsigen gespannten Deckenplatte Diagramme zur Abschätzung der zentrischen Zwangskraft unter einer kombinierten Beanspruchung angegeben. Mithilfe der angegebenen Diagramme lassen sich Zwangkräfte nur für einachsige gespannte Einfeldträger mit beidseitiger Endeinspannung sowie mit einer Betonzugfestigkeit von $3,0 \text{ N/mm}^2$ und einer Endkriechzahl von 2,5 abschätzen. Der letztgenannte Parameter wurde in sämtlichen numerischen Simulationen der Parameterstudie konstant ohne zeitdiskrete Berücksichtigung angenommen.

3 Experimentelle Untersuchungen

Alle im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen fanden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern statt. Sie umfassten insgesamt drei Versuchsreihen.

- Die Kurzzeitversuche wurden als einachsig gespannte Plattenstreifen mit zentrischer Zugbeanspruchung durchgeführt. Es wurden 28 Plattenstreifen ($b/h = 40/20$ cm) als Durchlaufträger mit unterschiedlichen Spannweiten getestet. Dabei wurden die Rissbreiten sowie das Verformungsverhalten der Stahlbetonplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus einer Vertikalbelastung und einer in der Längsachse wirkenden Zugbeanspruchung untersucht. An dieser Stelle sei jedoch bereits darauf hingewiesen, dass die zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführten nichtlinearen FEM-Simulationen zeigten, dass sich das Verhalten eines Stahlbetonbauteils unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung deutlich unterscheidet von dem Verhalten desselben Bauteils infolge von Schwinden. Vielmehr entspricht das Verhalten unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung demjenigen infolge einer gleichmäßigen Temperaturänderung (vgl. Abschn. 4.8.1).
- In den Dauerstandversuchen mit Biegebeanspruchung wurden Versuchskörper über einen längeren Zeitraum mit konstanten Vertikallasten beansprucht. Die Untersuchungen erfolgten an 3 Plattenstreifen als Einfeldträger mit einer Spannweite von 3,0 m und den Querschnittsabmessungen $b/h = 40/15$ cm. Mit den Versuchen wurde das Ziel verfolgt, die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte (Kriechen, Schwinden) auf die Rissbreiten und die Durchbiegung zu erfassen und mittels der Versuchsergebnisse die Ergebnisse der im Folgenden durchzuführenden FEM-Simulationen zu verifizieren.
- Bei den Dauerstandversuchen unter Zwangbeanspruchung wurden zwei 1 Meter lange Stahlbetonstäbe mit einem Querschnitt von 15 x 15 cm und einer Längsbewehrung von 4 ϕ 8 mm derart in einen Stahlrahmen eingespannt, dass ihr Verformungsbestreben infolge des Schwindens des Betons in Längsrichtung teilweise behindert wurde. Die dabei entstehende Zwangskraft wurde mit Hilfe von Kraftmessdosen aufgezeichnet. An zwei weiteren Versuchskörpern identischer Ausführung aber ohne Verformungsbehinderung wurde die entstehende Schwindverformung in Längsrichtung der Versuchskörper begleitend gemessen. Der Schwerpunkt dieser Untersuchungen lag in der Erfassung der Wechselwirkung von Schwind- und Kriechprozessen des Betons.

3.1 Versuchsreihe Kurzzeitversuche

3.1.1 Versuchsaufbau

Die Bauteilversuche wurden als einachsig gespannte Plattenstreifen mit zentrischer Zugkraftbeanspruchung durchgeführt. Abb. 3.1 und Abb. 3.2 stellen exemplarisch den Versuchsaufbau des Versuchs (VK-06-S2) dar. Der Versuchsaufbau der weiteren Bauteilversuche ist den Plänen mit der Darstellung der Messtechnik (s. Anhang B) zu entnehmen.

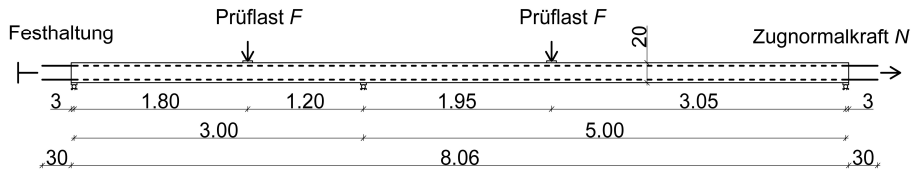


Abb. 3.1: Vereinfachte Darstellung des Versuchsaufbaus des 6. Versuchs der Versuchsserie 2

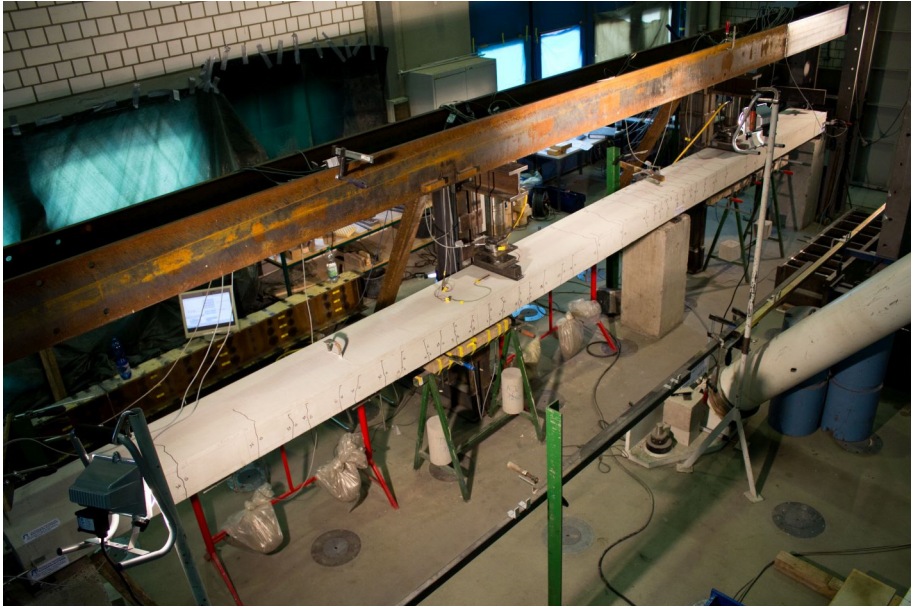


Abb. 3.2: Prüfstand der Kurzzeitversuche

Die vertikale Lasteinleitung erfolgte mit Hilfe von Hydraulikhandpumpen und einfach wirkenden hydraulischen Zylindern mittig auf den in Querrichtung verlaufenden Lastverteilungsträgern. Zwischen den hydraulischen Zylindern und den Lastverteilungsträgern wurden zur Ermöglichung einer Verdrehung Kalotten und zur Messung der Kraft Kraftmessdosen angeordnet. Zwischen den Lastverteilungsträgern und der Oberseite der Versuchskörper wurden Elastomerlager eingebaut. Die Eigenlast der Belastungskonstruktion (Lastverteilungsträger, Kalotten, Kraftmessdosen etc.) wurde bei der Belastung der Versuchskörper berücksichtigt.

Die Auflagerung der Versuchskörper erfolgte auf Rollenlagern, um eine Verdrehung am Plattenstreifenende zu ermöglichen. Zwischen den Rollenlagern und den Versuchskörpern wurden jeweils eine Stahlplatte und ein Elastomerlager ($b = 60 \text{ mm}$) vorgesehen.

Der Aufbau der Lasteinleitung und der Auflagerung ist beispielhaft in der folgenden Abbildung dargestellt.

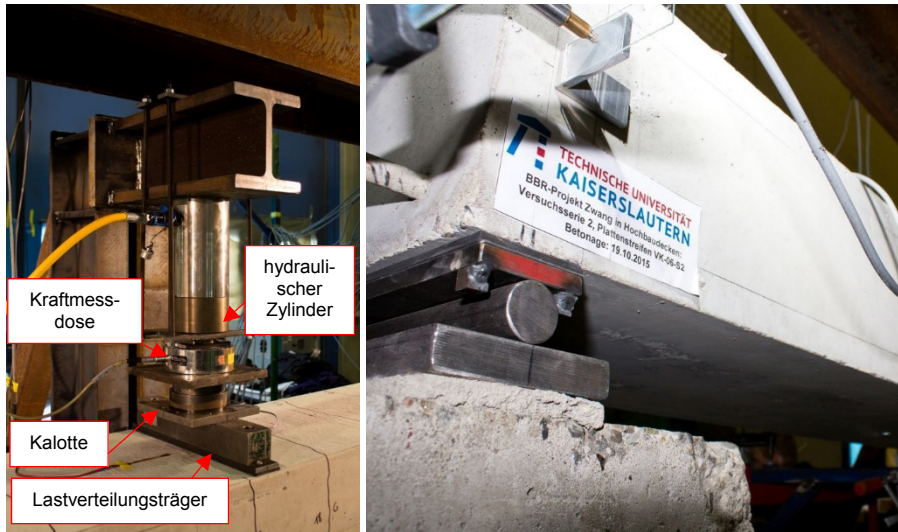


Abb. 3.3: Lasteinleitung (links), Auflagerung eines Versuchskörpers (rechts)

Die Zugnormalkraft wurde über einen Hohlkolbenzylinder mit einer handbetriebenen Hydraulikpumpe aufgebracht. Die Zugkraftbeanspruchung wurde über eine an die obere und untere Längsbewehrung angeschweißte Stahlplatte schlupffrei und zentrisch in die Plattenstreifen eingeleitet (s. Abb. 3.4).

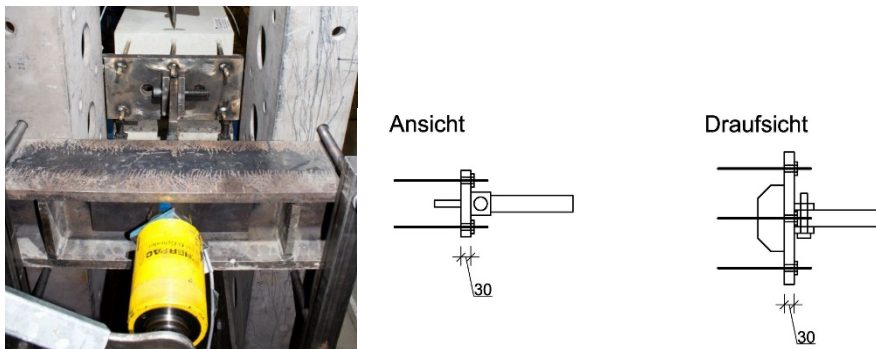


Abb. 3.4: Längskrafteinleitungskonstruktion (links) / deren skizzenhafte Darstellung (rechts)

3.1.2 Versuchskörper

Im Rahmen dieser Versuchsreihe wurden vier Versuchsserien durchgeführt. Es wurden insgesamt 28 Plattenstreifen mit unterschiedlichen Konstellationen getestet. Abb. 3.9 bis Abb. 3.12 geben Übersichten der einzelnen Versuchsserien wieder. In Tab. 3.1 sind die Parameter aller Versuchskörper dieser Versuchsreihe tabellarisch aufgelistet.

Tab. 3.1: Übersicht der Versuchskörper

Versuchsreihe	Versuche	Geometrie			Beton Festigkeitsklasse	Längsbewehrungsgrad in der Biegezugzone		
		Höhe h [cm]	Breite b [cm]	Gesamtlänge L [m]		im kurzen Feld	im langen Feld	über Mittelauflager
1	VK-01-S1	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-02-S1	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-03-S1	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,366 %
	VK-04-S1	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-05a-S1	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,366 %
	VK-05b-S1	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,366 %
2	VK-01-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-02a-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-02b-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-03-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,421 %	0,421 %
	VK-04-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-05-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,421 %	0,421 %
	VK-06-S2	20	40	8,06	C20/25	0,424 %	0,424 %	0,424 %
	VK-07-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-08-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-09-S2	20	40	8,06	C20/25	0,798 %	0,798 %	0,798 %
	VK-10-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,295 %
	VK-11-S2	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,421 %	0,421 %
3	VK-01-S3	20	40	8,06	C40/50	0,393 %	0,393 %	0,393 %
	VK-02-S3	20	40	8,06	C40/50	0,393 %	0,393 %	0,393 %
	VK-03a-S3	20	40	8,06	C40/50	0,393 %	0,393 %	0,393 %
	VK-03b-S3	20	40	8,06	C40/50	0,393 %	0,393 %	0,393 %
	VK-04-S3	20	40	8,06	C40/50	0,393 %	0,393 %	0,393 %
	VK-05-S3	20	40	8,06	C40/50	0,393 %	0,393 %	0,393 %
4	VK-01-S4	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,366 %
	VK-02a-S4	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,366 %
	VK-02b-S4	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,295 %	0,366 %
	VK-03-S4	20	40	8,06	C20/25	0,295 %	0,578 %	0,798 %

Die Bauteilversuche dieser Versuchsreihe wurden so geplant, dass die Erstbelastung auf die zu diesem Zeitpunkt ungerissenen Plattenstreifen aufgebracht wurde. Mit einer Gesamtlänge von 8,06 cm (und einer Querschnittshöhe von 20 cm) konnten die Plattenstreifen ungerissen transportiert und in den Prüfstand eingebaut werden und waren in den Räumlichkeiten des Labors noch rangierbar.

Damit die Plattenstreifen, die als Zweifeldsystem mit gleichen Spannweiten von 4,0 m geprüft wurden, im Feldbereich unter der simulierten Vertikallast (vgl. Abschn. 3.1.4.1) vor Aufbringen der Zugbeanspruchung das Rissmoment erreichen, wurde die Querschnittshöhe zu 20 cm gewählt. Diese Querschnittshöhe blieb über alle Bauteilversuche dieser Versuchsreihe unverändert. Die Biegeschlankheit der Plattenstreifen wurde durch eine Veränderung der Spannweiten variiert.

Die Längsbewehrung wurde durch eine Bemessung der Plattenstreifen gemäß Abschn. 6.1 und Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) für die im Rahmen der Bauteilversuche simulierte Belastung bestimmt. Die eingelegte Längsbewehrung entspricht dem Längsbewehrungsgrad einer Stahlbetondecke im üblichen Hochbau, der gemäß (DAfStb Heft 600) in der Regel unter 0,4 % liegt.

Mit dem Verhältnis der Querschnittsabmessungen $b/h = 2,0$ handelt es sich gemäß (*DIN EN 1992-1-1/NA*) bei den Versuchskörpern um Balken. Die Tragwirkung einer einachsig gespannten Platte mit linienförmigen und senkrecht zur Spannrichtung angeordneten Auflagern sowie mit quer zur Spannrichtung gleichmäßig verteilten Einwirkungen kommt jedoch – abgesehen von den Effekten der Querdehnung – der Tragwirkung eines Balkens gleich. Da ein identisches Verhalten beider Bauteile (einachsig gespannte Platte und Balken) bei den durchgeführten Bauteilversuchen dieser Versuchsreihe zu erwarten war, wurden alle Versuchskörper mit Breiten von 40 cm ausgeführt. Im Weiteren werden die Versuchskörper dieser Versuchsreihe als Plattenstreifen bezeichnet.

Nahezu alle Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass die konventionellen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie die Konstruktionsregeln von Vollplatten (mit Ausnahme der Querschnittsabmessungen) gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) erfüllt werden. Eine Ausnahme hiervon bildeten diejenigen Plattenstreifen, welche in den Versuchsserien 2 und 4 mit hohen Vertikallasten getestet wurden. Um einen möglichen Einfluss der Biegeschlankheit auf die Zwangkräfte (im vorliegenden Fall auf die zentrische Zugbeanspruchung, die den zentrischen Zwang im Versuch simuliert) experimentell quantifizieren zu können, überschreitet die Biegeschlankheit der Plattenstreifen in diesen Versuchen die nach Gl. (7.16a/b) der (*DIN EN 1992-1-1/NA*) definierten Grenzwerte.

Die maximale Biegeschlankheit der Plattenstreifen betrug in der Versuchsserie 1 $L/d = 23,5$, in den Versuchsserien 2 und 3 $L/d = 29,4$ und in der Versuchsserie 4 $L/d = 35,3$.

Gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) sind die zulässigen Biegeschlankheiten in Abhängigkeit vom statischen System, von der Betondruckfestigkeit und von der Belastung definiert. Die Abhängigkeit von der Belastung wird durch den Zugbewehrungsgrad ausgedrückt, der in Feldmitte erforderlich ist, um das Bemessungsbiegemoment aufzunehmen.

In Abb. 3.5 ist das Verhältnis der Biegeschlankheit ($L/(K \cdot d)$) der Versuchskörper zu den nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) definierten Grenzwerten der Biegeschlankheit in Form von Diagrammen dargestellt. Dabei ist K der Beiwert zur Berücksichtigung der statischen Systeme und L ist die Stützweite. Im vorliegenden Fall wurde ein K -Beiwert von 1,3 (Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte) gemäß Tabelle 7.4N in (*DIN EN 1992-1-1*) berücksichtigt.

Gleichung (3.1) gibt die Gleichung (7.16a) und Gleichung (3.2) die Gleichung (7.16b) der (*DIN EN 1992-1-1*) wieder.

$$\frac{L}{K \cdot d} \leq 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \quad (3.1)$$

$$\frac{L}{K \cdot d} \leq 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right)^{1/2} \quad (3.2)$$

Die zulässige Biegeschlankheit wird für Bauteile, deren Bewehrungsgrad ρ der erforderlichen Zugbewehrung in Feldmitte kleiner oder gleich dem Referenzbewehrungsgrad ρ_0 ist, mit Gleichung (3.1) berechnet. Ist der erforderliche Zugbewehrungsgrad ρ des Bauteils größer als der Referenzbewehrungsgrad ρ_0 , so wird die zulässige Biegeschlankheit gemäß Gleichung (3.2) berechnet. Die einzelnen Parameter der beiden Gleichungen sind (DIN EN 1992-1-1) und (DIN EN 1992-1-1/NA) zu entnehmen.

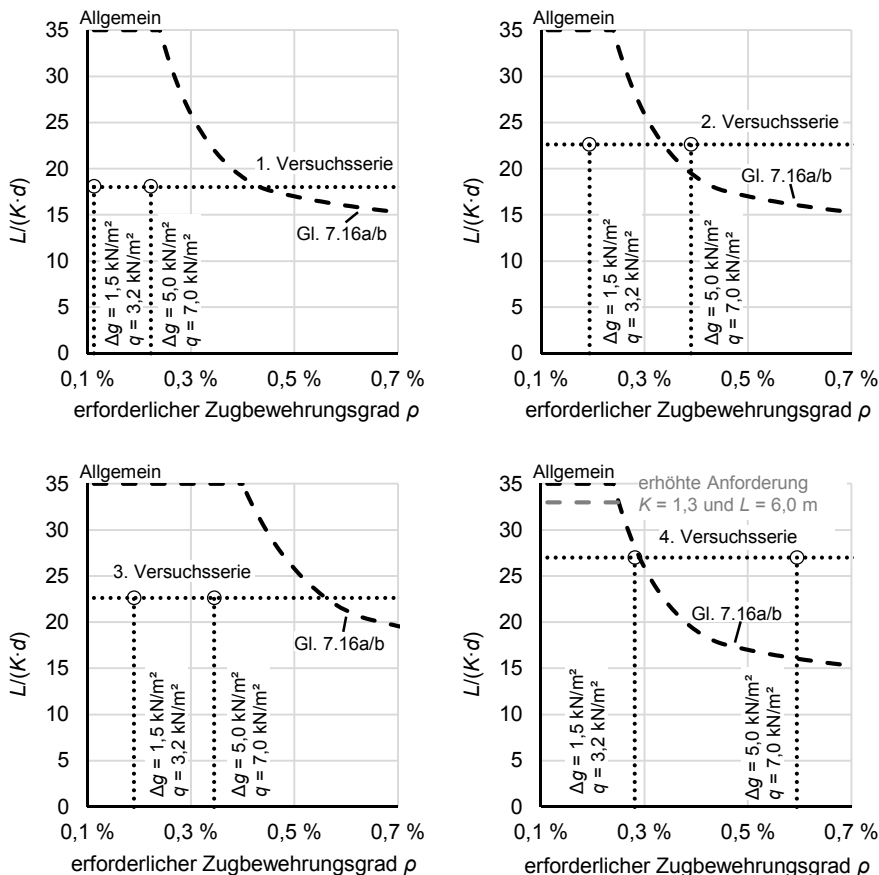


Abb. 3.5: Biegeschlankheit ($K = 1,3$) der Versuchsserie 1 (oben links), der Versuchsserie 2 (oben rechts), der Versuchsserie 3 (unten links) und der Versuchsserie 4 (unten rechts) im Vergleich zu den Grenzwerten der Biegeschlankheit mit $\rho' = 0,0\%$ gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)

Zur Verifizierung möglicher Streuungen im Versuch und für eine bessere Kalibrierung der FEM-Berechnungen wurde jeweils ein Versuchstyp in den ersten drei Versuchsserien zweifach durchgeführt (s. Abschn. 3.1.5). In der Versuchsserie 4 wurde auf diese zweifache Durchführung verzichtet und stattdessen im Versuch VK-02b-S4 die Bewehrung in der Biegedruckzone im Feld reduziert (s. Abschn. 3.1.5.5).

Die Einzelheiten zu der vorgesehenen Bewehrung können den Schal- und Bewehrungsplänen (s. Anhang B) entnommen werden.

Die Versuchskörper wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern hergestellt. Sämtliche Probekörper wurden bis zur Prüfung in einer Laborhalle bei einer Temperatur von ca. 20 °C, geschützt vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung, Wind und Regen gelagert. Aus technischen und logistischen Gründen wurden pro Betonage zwei Versuchskörper hergestellt.



Abb. 3.6: Herstellung der Versuchskörper im Rahmen der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"

Die Plattenstreifen wurden in Längsrichtung überwiegend mit Betonstahl $\phi_{s,l} = 10$ mm bewehrt. Die minimale Betondeckung der Stablängsbewehrung hätte zur Erfüllung der Regelungen gemäß (DIN EN 1992-1-1/NA) für die Expositionsklasse XC1, die Betonfestigkeitsklasse C20/25 und einen Stabdrehmesser von $\phi_{s,l} = 10$ mm betragen:

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

Bei einigen Versuchskörpern wurden jedoch Bewehrungsstäbe mit größeren Durchmessern verwendet, was eine Erhöhung des Verlegemaßes c_v erforderlich machte. Um einen Vergleich zwischen den einzelnen Versuchskörpern möglich zu machen, wurde das Verlegemaß der Längsbewehrung für alle Versuchskörper auf $c_v = 25$ mm festgelegt.

Für die Bewehrung wurde Betonstahl B500B nach (DIN 488-1) mit einem Rechenwert der charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Der geometrische Biegezugbewehrungsgrad ist in Tab. 3.1 für alle Versuchskörper zusammengefasst.

Aus konstruktiven Gründen (z. B. zur Lagesicherung der Längsbewehrung während der Betonage) wurde eine Querbewehrung $\phi 8/25$ in allen Versuchskörpern angeordnet.

Alle bewehrungstechnischen Parameter sind in den Schal- und Bewehrungsplänen dargestellt (s. Anhang B).

Es wurden Versuche mit den Betonfestigkeitsklassen C20/25 und C40/50 durchgeführt (s. Tab. 3.1). Die verwendeten Betonzusammensetzungen gemäß Werksangaben sind im Folgenden aufgeführt.

Beton C20/25

- 687 kg/m³ Rheinsand (entspricht 37 % der Zuschlagsmasse)
- 507 kg/m³ Rheinkies 2/8 (entspricht 28 % der Zuschlagsmasse)
- 651 kg/m³ Rheinkies 8/16 (entspricht 35 % der Zuschlagsmasse)
- 280 kg/m³ Zement CEM II AS 52,5 N
- 40 kg/m³ Zusatzstoff Flugasche
- 173 kg/m³ wirksames Wasser
- 1,4 kg/m³ Zusatzmittel BV (entspricht 0,5 % der Zementmasse)
- Wasserzementwert: w/z = 0,62

Beton C40/50

- 620 kg/m³ Rheinsand (entspricht 34 % der Zuschlagsmasse)
- 460 kg/m³ Rheinkies 2/8 (entspricht 28 % der Zuschlagsmasse)
- 660 kg/m³ Rheinkies 8/16 (entspricht 38 % der Zuschlagsmasse)
- 388 kg/m³ Zement CEM II AS 52,5 N
- 43 kg/m³ Zusatzstoff Flugasche
- 147 kg/m³ wirksames Wasser
- 2,3 kg/m³ Zusatzmittel FM BASF (entspricht 0,6 % der Zementmasse)
- Wasserzementwert: w/z = 0,38

Um die Materialkennwerte zum Zeitpunkt der Bauteilversuche bestimmen zu können, wurden zusätzlich zu den Versuchskörpern (Plattenstreifen) Würfel (Kantenlänge $a = 15 \text{ cm}$) und Zylinder ($d = 15 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$) betoniert. Diese Würfel und Zylinder wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und bis zur Prüfung bei den Versuchskörpern trocken gelagert.

Die Plattenstreifen, die in einem Betoniervorgang hergestellt wurden, wurden mit Ausnahme der Versuche VK-05a-S1 und VK-05b-S1 paarweise binnen zweier Tage getestet. Die Festbetoneigenschaften wurden am zweiten Tag der Bauteilversuche geprüft. Zwischen den Versuchen VK-05a-S1 und VK-05b-S1 lagen drei Tage, weshalb die Festbetoneigenschaften für diese Plattenstreifen einzeln an beiden Tagen

der Bauteilversuche bestimmt wurden. In der folgenden Tabelle sind das Betonalter zum Zeitpunkt der Bauteilversuche und das Betonalter zum Zeitpunkt der Prüfung der Festbetoneigenschaften aufgeführt.

Tab. 3.2: Alter des Betons zum Zeitpunkt der Bauteilversuche und der Festbetonprüfungen

Betonage	Versuchstyp	Alter des Betons zum Zeitpunkt des Bauteilversuchs in [Tagen]	Alter des Betons zum Zeitpunkt der Prüfung der Festbetoneigenschaften in [Tagen]
Versuchsserie 1			
1	VK-01-S1	13	14
	VK-02-S1	14	
2	VK-04-S1	14	15
	VK-03-S1	16	
3	VK-05a-S1	10	10
	VK-05b-S1	14	14
Versuchsserie 2			
4	VK-02a-S2	12	13
	VK-02b-S2	13	
5	VK-01-S2	13	14
	VK-04-S2	14	
6	VK-08-S2	9	10
	VK-07-S2	10	
7	VK-09-S2	11	12
	VK-10-S2	12	
8	VK-03-S2	13	14
	VK-05-S2	14	
9	VK-06-S2	9	10
	VK-11-S2	10	
Versuchsserie 3			
10	VK-01-S3	10	11
	VK-02-S3	11	
11	VK-04-S3	13	14
	VK-05-S3	14	
12	VK-03a-S3	14	15
	VK-03b-S3	15	
Versuchsserie 4			
13	VK-02a-S4	17	18
	VK-02b-S4	18	
14	VK-01-S4	15	16
	VK-03-S4	16	

Die Betondruckfestigkeiten wurden jeweils anhand von drei Würfeln gemäß (DIN EN 12390-3) experimentell ermittelt.

Experimentelle Untersuchungen

Da bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach (DIN EN 12390-13) die Probekörper (Zylinder) lediglich bis zu 1/3 der mittleren Druckfestigkeit belastet werden, kann davon ausgegangen werden, dass die Probekörper nicht geschädigt werden. Deshalb wurden die Betonzylinder nach der Bestimmung des Elastizitätsmoduls noch zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach (DIN EN 12390-6) verwendet.

Tab. 3.3: Zusammenfassung der Ergebnisse der experimentellen Bestimmung der Festbetoneigenschaften im Rahmen der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"

Betonage	Versuchskörper (Plattenstreifen)	Versuchskörper (Würfel / Zylinder)	Druckfestigkeit		Zugfestigkeit		E-Modul		Rohdichte
			$f_{c,cube,e}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cube,e}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp,e}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp,e}$ [N/mm ²]	$E_{c,e}$ [N/mm ²]	$E_{cm,e}$ [N/mm ²]	
1	VK-01-S1 VK-02-S1	1	34,3	34,2	2,8	2,8	21571,91	21300	2258,7
		2	35,5		2,5		21275,74		
		3	32,6		3,0		21083,95		
2	VK-03-S1 VK-04-S1	1	42,1	42,1	2,4	2,5	26003,11	25700	2290,1
		2	42,4		2,6		25480,72		
		3	41,9		2,5		25548,26		
3	VK-05a-S1	1	37,0	37,1	2,8	2,9	23276,57	24600	2271,1
		2	38,0		3,1		25512,03		
		3	36,3		2,8		24871,19		
	VK-05b-S1	1	39,7	38,7	2,7	2,8	24825,11	24100	2261,3
		2	39,7		2,8		23531,47		
		3	36,7		2,8		24033,80		
4	VK-02a-S2 VK-02b-S2	1	40,5	40,9	2,9	3,1	25477,18	24500	2267,2
		2	41,7		3,2		23924,42		
		3	40,6		3,2		24063,89		
5	VK-01-S2 VK-04-S2	1	40,8	39,7	3,0	3,0	25390,43	25800	2260,4
		2	39,5		3,1		25457,50		
		3	38,8		2,9		26480,85		
6	VK-07-S2 VK-08-S2	1	35,0	34,4	2,6	2,6	26024,12	25800	2273,5
		2	34,4		2,7		26330,86		
		3	33,8		2,6		24943,64		
7	VK-09-S2 VK-10-S2	1	39,2	40,5	2,7	2,8	27837,78	27400	2289,3
		2	37,7		2,7		26488,55		
		3	44,6		2,9		27905,13		
8	VK-03-S2 VK-05-S2	1	41,3	41,4	2,7	2,8	26889,14	27200	2271,7
		2	41,1		2,9		27365,60		
		3	41,8		2,8		27274,51		
9	VK-06-S2 VK-11-S2	1	30,6	27,1	2,4	2,4	24050,97	25500	2261,8
		2	21,8		2,5		26292,14		
		3	29,0		2,3		26091,15		
10	VK-01-S3 VK-02-S3	1	60,9	60,2	3,1	3,5	28727,36	28600	2333,7
		2	57,7		3,5		28823,55		
		3	62,1		3,7		28162,56		

Tab. 3.3 Fortsetzung

11	VK-04-S3 VK-05-S3	1	56,3	55,6	3,4	3,4	28551,88	29100	2331,5
		2	52,9		3,6		29587,09		
		3	57,8		3,1		29196,28		
12	VK-03a-S3 VK-03b-S3	1	68,7	65,6	4,0	3,9	31293,92	30600	2321,0
		2	59,1		3,6		30136,94		
		3	68,9		3,9		30306,81		
13	VK-02a-S4 VK-02b-S4	1	44,8	41,2	3,4	3,2	27603,37	27400	2292,3
		2	33,9		3,1		28128,05		
		3	44,9		3,0		26497,80		
14	VK-01-S4 VK-03-S4	1	37,1	36,9	2,6	2,6	24419,70	23900	2256,4
		2	36,5		2,8		24279,64		
		3	37,2		2,4		23051,91		

3.1.3 Messtechnik

Die verwendete Messtechnik ist in den Übersichtsplänen der Messtechnik (s. Anhang B) detailliert dargestellt. Die Zugnormalkraft wurde über eine Ringkraftmessdose (Messbereich 500 kN) gemessen. Die Vertikalkräfte wurden mittels zweier Kraftmessdosen (Messbereich 100 kN) gemessen. Die vertikale Bauteilverformung wurde mit Hilfe induktiver Wegaufnehmer (Messbereich 50 mm bzw. 100 mm) erfasst. Für die Messung der horizontalen Bauteilverformung wurden ebenfalls induktive Wegaufnehmer (Messbereich 20 mm) verwendet. Zur Erfassung eines möglichen Abhebens der Versuchskörper bzw. zur Erfassung der Verformung der Elastomerlager wurden über den Auflagern an der Oberseite der Bauteile induktive Wegaufnehmer (Messbereich 10 mm) angeordnet. Die Betonstauchung bzw. -dehnung wurde im Bereich der Lasteinleitung an der Oberseite der Plattenstreifen mit Dehnungsmessstreifen Typ 1-LY41-100/120 aufgezeichnet.

3.1.4 Belastung

3.1.4.1 Vertikallast

Zur Erfassung der für Hochbaudecken üblichen Verhältnisse wurde eine Flächenlast gewählt, die sich aus ca. 1,50 kN/m² Ausbaulast und ca. 3,20 kN/m² Nutzlast zusammensetzt. Mit einer charakteristischen Flächenlast von 3,20 kN/m² als Nutzlast werden gemäß (*DIN EN 1991-1-1/NA*) eine Nutzung als Büro- und Arbeitsflächen ohne schwere Geräte bzw. als Wohn- und Aufenthaltsräume sowie ein Trennwandzuschlag für leichte unbelastete Trennwände, die mehr als eine Last von 3,0 kN/m und höchstens 5 kN/m Wandlänge erbringen, berücksichtigt. Durch eine Flächenlast von 1,50 kN/m² wird eine lotrechte Belastung der Decken z. B. infolge eines ca. 4,0 cm starken, schwimmenden Estrichs inkl. einer Trittschalldämmung und Elementen der technischen Gebäudeausrüstung mit einer Flächenlast von 0,5 kN/m² abgedeckt.

Mit der beschriebenen Flächenlast wird das Rissmoment unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination bei den geplanten Spannweiten der Versuchskörper in den meisten Fällen nur über der Mittelstütze erreicht. In den beiden Feldern bleiben die Bauteile rechnerisch ungerissen, wie es exemplarisch Abb. 3.8 zeigt. Um die Auswirkungen der Größe der vertikalen Nutzlasten auf die Zwangslängskräfte zu untersuchen, wurden die Bauteile bei einigen Versuchen (s. Tab. 3.4) mit $5,0 \text{ kN/m}^2$ als Ausbaulast und $7,0 \text{ kN/m}^2$ als Nutzlast vertikal belastet. Die Lasten wurden in dieser Höhe angenommen, um das Rissmoment des Bauteils unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination im Feldbereich zu erreichen. Diese erhöhte Vertikalbelastung entspricht jedoch nicht den üblichen Nutzlasten im Hochbau.

Die Simulation einer Flächen- bzw. einer Linienlast im Versuch ist kaum möglich. Daher wurden die Flächenlasten in äquivalente Einzellasten umgerechnet. Dabei wurden die maximalen Biegemomente sowohl im Feld als auch über der mittleren Stütze als Referenzwerte herangezogen. Die resultierende Stellung und Größe der Einzellasten wurden unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens ermittelt (vgl. Abb. 3.7 und Abb. 3.8).

Die Positionen der Einzellasten wurden für eine gleichmäßige Belastung beider Felder mit einer Verkehrslast im Grenzzustand der Tragfähigkeit bestimmt. Die auf diese Weise ermittelten Einzellastpositionen wurden auch für alle weiteren Lastfälle und Einwirkungskombinationen unverändert beibehalten. Die maximalen Biegemomente wurden durch eine Erhöhung bzw. durch eine Verringerung der Größe der Einzellasten erzielt.

Die Eigenlast ist im Bauteil „eingepägt“. Demzufolge wurden bei den Bauteilversuchen durch die Einzellasten lediglich die Ausbaulasten und die Verkehrslasten simuliert.

Die Belastung des Bauteils durch Einzellasten führt zu einer Verschiebung der Stelle des maximalen Feldmomentes in Richtung der Innenaufleger und somit zu einer Verkürzung des gerissenen Bereiches (vgl. Abb. 3.7 und Abb. 3.8). Dies wurde bei der Anordnung der Bewehrung der Bauteile berücksichtigt.

Zur Veranschaulichung der oben beschriebenen Prüflasten sind die Verläufe der Biegemomente infolge der Einzellasten (Prüflasten) und infolge der in der Realität wirkenden Linienlasten (Flächenlasten) exemplarisch für einen Zweifeldträger mit feldweise gleicher Spannweite in Abb. 3.7 und Abb. 3.8 dargestellt. Die Biegemomente wurden anhand linear-elastischer Berechnungen ermittelt. Bei der Überprüfung, ob durch die aufgebrachten Beanspruchungen das Rissmoment erreicht wird, wurde die mittlere zentrische Betonzugfestigkeit gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) und das Eigengewicht der Plattenstreifen mit einer Wichte von 25 kN/m^3 zugrunde gelegt.

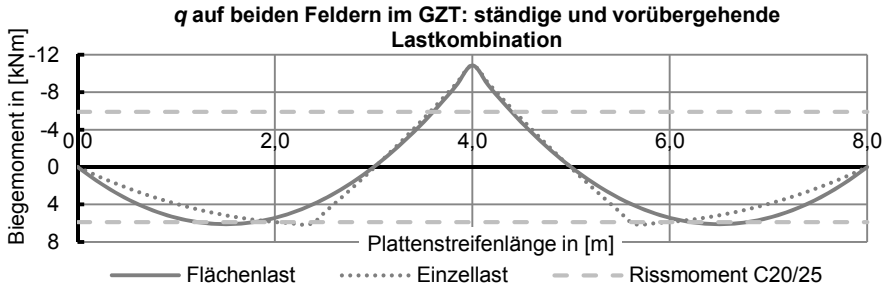


Abb. 3.7: Vergleich des Biegemomentenverlaufs infolge von Flächenlasten $\Delta g_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,2 \text{ kN/m}^2$ bezogen auf eine Plattenstreifenbreite von 0,4 m (ständige und vorübergehende Lastkombination) mit dem Biegemomentenverlauf infolge von äquivalenten Einzellasten (Prüflasten).

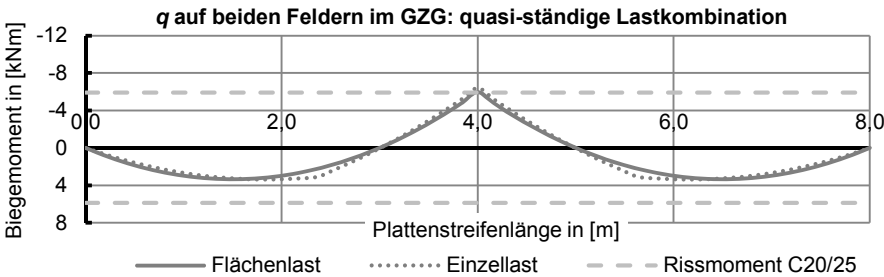


Abb. 3.8: Vergleich des Biegemomentenverlaufs infolge von Flächenlasten $\Delta g_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,2 \text{ kN/m}^2$ bezogen auf eine Plattenstreifenbreite von 0,4 m (quasi-ständige Lastkombination mit Annahme von $\psi_2 = 0,3$) mit dem Biegemomentenverlauf infolge von äquivalenten Einzellasten (Prüflasten).

Die Position und die Größe der Einzellasten, die in den Versuchen als Ersatz für die in der Praxis tatsächlich auftretenden Flächenlasten dienen, sind für alle Versuche der Übersicht der Versuchslasten zu entnehmen (s. Anhang B).

3.1.4.2 Zugbeanspruchung

Die Zugbeanspruchung in Bauteillängsrichtung wurde bis zu einer Dehnung von $\varepsilon = 0,485 \text{ ‰}$ bei den Bauteilen aus Beton C20/25 und bis zu einer Dehnung von $\varepsilon = 0,437 \text{ ‰}$ bei den Bauteilen aus Beton C40/50 in der geometrischen Schwerlinie des jeweiligen Plattenstreifenquerschnitts aufgebracht.

Die Werte $\varepsilon = 0,485 \text{ ‰}$ bei der Betonfestigkeitsklasse C20/25 und $\varepsilon = 0,437 \text{ ‰}$ bei der Betonfestigkeitsklasse C40/50 entsprechen den gemäß Anhang B der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) ermittelten Gesamtschwinddehnungen bei Verwendung einer 20 cm starken Platte aus Beton der entsprechenden Festigkeitsklasse, der Zementklasse N und bei Vorliegen einer relativen Luftfeuchte von $RH = 50 \text{ ‰}$ im Alter $t = \infty$. Als Simulation der Längskraft, die sich infolge von Schwinden ergibt, wurden die Plattenstreifen in den Bauteilversuchen in Längsrichtung bis zum Erreichen der o. g. Dehnungen in der Schwerachse gezogen. Die sich hierbei

ergebende horizontale Verformung der Plattenstreifen wurde an beiden Endauflagern aufgezeichnet (s. Anhang B). Mit dem Abstand der beiden Endauflager von 8,0 m ergeben sich daraus Längenänderungen der Plattenstreifen aus Beton C20/25 von 3,88 mm und Längenänderungen der Plattenstreifen aus Beton C40/50 von 3,50 mm.

Gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) besteht die Gesamtschwinddehnung aus der Trocknungsschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung. Das Trocknungsschwinden ist ein langjähriger Prozess, der durch die Wassermigration im erhärteten Beton verursacht wird. Das autogene Schwinden, das so genannte chemische Schwinden, bildet sich bei der Betonerhärtung in den ersten Tagen nach dem Betonieren, während die Stahlbetondecke sich noch auf der Schalung befindet, aus. Somit tritt das autogene Schwinden in Stahlbetonhochbaudecken vor der vertikalen Belastung der Decken auf.

Der Anteil der autogenen Schwinddehnung wurde in den Berechnungsansatz der Schwindvorhersage insbesondere eingeführt, um die Gültigkeit des Ansatzes auch auf hochfeste Betone zu erweitern. Der durch den vereinfachten, linearisierten und zementunabhängigen Ansatz gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) zu berechnende Anteil der autogenen Schwinddehnung an der Gesamtschwinddehnung ist bei normalfesten Betonen relativ gering (*DAfStb Heft 525*).

Wie in (*Fastabend, Schäfers et al. 2012*) beschrieben, treten bei Deckenplatten die Verformungsbehinderungen in der Frühphase der Bauwerkerrichtung weniger ausgeprägt auf. Dies liegt zum einen darin begründet, dass die Bauteilabmessungen deutlich geringer als bei Bodenplatten ausfallen. Zum anderen werden Deckenplatten in Hochbauten üblicherweise in mehreren Abschnitten hergestellt. Der auftretende Verformungswiderstand ergibt sich somit lediglich durch die Schalung und ist daher vernachlässigbar. Die Herstellung der Decke in mehreren Abschnitten führt zudem zu Verkürzungen, die aufgrund der Abmessungen der Betonierabschnitte auch geringer ausfallen, als wenn die Decke als Ganzes hergestellt würde. Die relativ geringen entstehenden Zwangsspannungen infolge abfließender Hydratationswärme werden durch das hohe Relaxationsvermögen des Betons im jungen Alter zum größten Teil abgebaut. Demzufolge sind die Zwangbeanspruchungen im frühen Bauwerksalter für Deckenplatten von untergeordneter Bedeutung (s. (*Fastabend, Schäfers et al. 2012*)). Diese Aussage gilt jedoch nur für Deckenplatten von Skelettbauten mit nicht tragenden Fassaden. Bei Deckenplatten von Tiefgaragen, deren Außenwände einen „steifen Kasten“ bilden, kann die Zwangbeanspruchung im frühen Bauwerksalter von Bedeutung sein.

Im Rahmen des Versuchsprogrammes der vorliegenden Arbeit wurden bei einigen Versuchen die Auswirkungen einer vor Aufbringung der Querlast vorhandenen Längsdehnung untersucht, indem die Plattenstreifen vor der Vertikalbelastung auf die Dehnung des in (*DIN EN 1992-1-1*) definierten, autogenen Schwindmaßes vorgedehnt wurden.

Die Trocknungsschwinddehnung erreicht zum Zeitpunkt $t = \infty$ den Wert $\epsilon_{cd} = 0,460 \text{ ‰}$ (C20/25) und führt zu einer Verkürzung eines 8.000 mm langen Trägers von 3,68 mm.

Die in (DIN EN 1992-1-1) definierte, autogene Schwinddehnung beträgt $\varepsilon_{ca} = 0,025 \text{ ‰}$ (C20/25) und führt zu einer Verkürzung eines 8.000 mm langen Trägers von 0,20 mm.

Diese Verformungen werden daher in den Versuchen durch die jeweiligen Längskräfte aufgebracht.

In Tab. 3.4 sind die durch die Einzellasten in den Bauteilversuchen simulierten Vertikalflächenlasten und die Zugbeanspruchung der Plattenstreifen zusammengefasst.

Tab. 3.4: Simulierte Beanspruchungen der Plattenstreifen bei den durchgeführten Bauteilversuchen

Versuch bzw. Versuchskörper	Vertikalbelastung	Zugbeanspruchung	
	in den Versuchen simulierte lotrechte Flächenbelastung Ausbaulast / Nutzlast [kN/m ²]	vor der Vertikalbelastung (Simulation des autogenen Schwindens) [mm]	nach bzw. während der Vertikalbelastung (Simulation des Trocknungsschwindens bzw. des Gesamtschwindens) [mm]
Versuchsserie 1			
VK-01-S1	1,5 / 3,2	-	-
VK-02-S1	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-03-S1	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,88$
VK-04-S1	1,5 / 3,2	$\Delta L = 0,20$	$\Delta L = 3,68$
VK-05a-S1	5,0 / 7,0	$\Delta L = 0,20$	$\Delta L = 3,68$
VK-05b-S1	5,0 / 7,0	$\Delta L = 0,20$	$\Delta L = 3,68$
Versuchsserie 2			
VK-01-S2	1,5 / 3,2	-	-
VK-02a-S2	1,5 / 3,2 ²	-	$\Delta L = 3,88$
VK-02b-S2	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-03-S2	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,88$
VK-04-S2	1,5 / 3,2	$\Delta L = 0,20$	$\Delta L = 3,68$
VK-05-S2	5,0 / 7,0	$\Delta L = 0,20$	$\Delta L = 3,68$
VK-06-S2	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,88$
VK-07-S2	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-08-S2	1,5 / 3,2	$\Delta L = 3,88$	-
VK-09-S2	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-10-S2	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-11-S2	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,88$
Versuchsserie 3			
VK-01-S3	1,5 / 3,2	-	-
VK-02-S3	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,50$
VK-03a-S3	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,50$
VK-03b-S3	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,50$
VK-04-S3	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-05-S3	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,88$
Versuchsserie 4			
VK-01-S4	1,5 / 3,2	-	-
VK-02a-S4	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-02b-S4	1,5 / 3,2	-	$\Delta L = 3,88$
VK-03-S4	5,0 / 7,0	-	$\Delta L = 3,88$

3.1.5 Versuchsablauf

3.1.5.1 Allgemeines

Die Bauteilversuche wurden grundsätzlich nach folgendem Ablauf durchgeführt.

Schritt 1:

Die Versuchskörper wurden in fünf Lastzyklen über einfach wirkende Hydraulikzylinder mit handbetriebenen Hydraulikpumpen auf das Gebrauchslastniveau (quasi-ständige Einwirkungskombination) vertikal belastet und anschließend entlastet. In jedem Lastzyklus wurde die Last auf dem Gebrauchslastniveau und auf dem Entlastungsniveau jeweils eine Minute lang gehalten. Das Entlastungsniveau entspricht einer Zylinderkraft von ca. 0,5 kN abzüglich der Eigenlast der Lasteinleitungskonstruktion. Während des ersten und letzten Lastzyklus wurden Risse am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 2:

Im nächsten Schritt wurde in den Versuchen eine ungleichmäßige Belastung des Durchlaufsystems simuliert, d. h. es wurde nur in einem der beiden Felder eine Verkehrslast ($\psi_2 \cdot q_k$) simuliert. Im anderen Feld wurde nur die der Ausbaulast entsprechende Ersatzlast aufgebracht. Die Aufbringung der Kraft je Lastzyklus erfolgte analog zu Schritt 1. Während des ersten und letzten Lastzyklus wurden Risse am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 3:

Im dritten Schritt wurde Schritt 2 wiederholt, nun jedoch mit der höheren Belastung im jeweils anderen Feld als im Schritt 2. Die neu entstandenen Risse wurden wiederum während des ersten und letzten Lastzyklus am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 4:

Nach der Entlastung im letzten Lastzyklus wurde das Bauteil erneut auf das Gebrauchslastniveau der über die Gesamtlänge gleichmäßig wirkenden Belastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) vertikal belastet und die Zugnormalkraft über den einfach wirkenden Hohlkolbenzylinder mit einer handbetriebenen Hydraulikpumpe aufgebracht. Die Zugbeanspruchung in Bauteillängsrichtung wurde mit einer Geschwindigkeit von näherungsweise 0,065 mm/min bis $\varepsilon = 0,485 \text{ ‰}$ bei den Versuchskörpern aus Beton C20/25 und mit einer Geschwindigkeit von näherungsweise 0,059 mm/min bis $\varepsilon = 0,437 \text{ ‰}$ bei den Versuchskörpern aus Beton C40/50 in der Schwerlinie des Plattenstreifenquerschnitts aufgebracht. Nach Erreichen der zugehörigen Dehnung wurden die neu entstandenen Risse am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 5:

Bei gleichbleibender Längsdehnung des Bauteils wurde die Vertikallast auf das Gebrauchslastniveau der über die Gesamtlänge gleichmäßig wirkenden Belastung (seltene Einwirkungskombination $\psi = 1,0$) erhöht. Die neu entstandenen Risse wurden am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 6:

Abschließend wurde das Bauteil mit der simulierten „gleichmäßigen“ Belastung durch eine kontinuierliche Lasterhöhung schrittweise vertikal belastet, bis die horizontale Zugkraft gleich Null wurde. Bei jedem Lastschritt wurden Risse am Bauteil angezeichnet und signifikante Rissbreiten sowie Rissabstände der neu entstandenen Risse gemessen und dokumentiert. Bei den Versuchen ohne Zugkraft wurden die Bauteile vertikal belastet bis die Längsdehnung infolge der Rissbildung die oben beschriebene Gesamtschwinddehnung erreicht hatte.

3.1.5.2 Versuchsserie 1

Die erste Versuchsserie umfasste insgesamt fünf Versuchstypen.

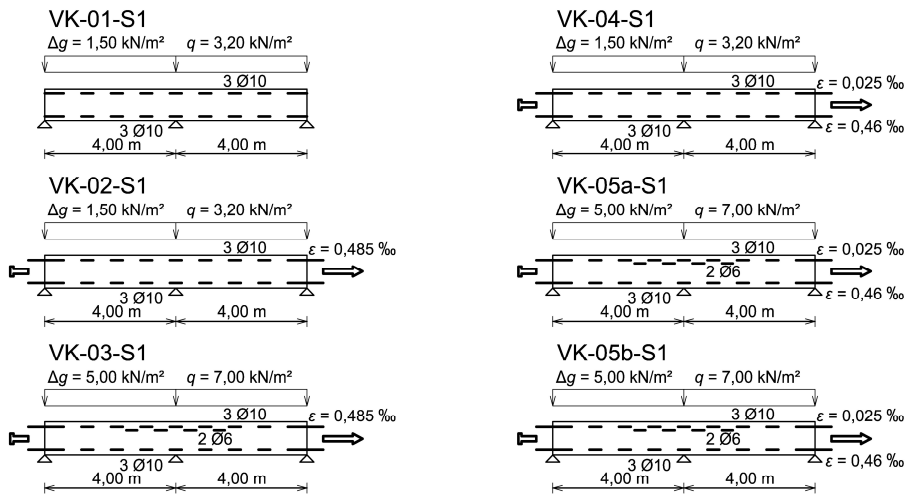


Abb. 3.9: Versuchsserie 1 (schematische Darstellung)

Im ersten Versuch, der als Referenzversuch diente, wurde der Plattenstreifen ausschließlich vertikal belastet. In den Versuchen VK-02-S1 und VK-03-S1 variierte die Vertikallast der Plattenstreifen. In den letzten beiden Versuchen wurden die Plattenstreifen vor der Vertikalbelastung auf das Maß des in (DIN EN 1992-1-1) definierten autogenen Schwindens vorgedehnt. Für die Verifizierung möglicher Streuungen in den Versuchen und für eine bessere Kalibrierung der FEM-Berechnungen wurde der Versuchstyp VK-05-S1 zweifach durchgeführt.

Der Ablauf und die Ergebnisse der einzelnen Versuche sind im Anhang C in Form von Diagrammen zusammengefasst.

3.1.5.3 Versuchsserie 2

Die Versuchsserie umfasste elf verschiedene Versuchstypen.

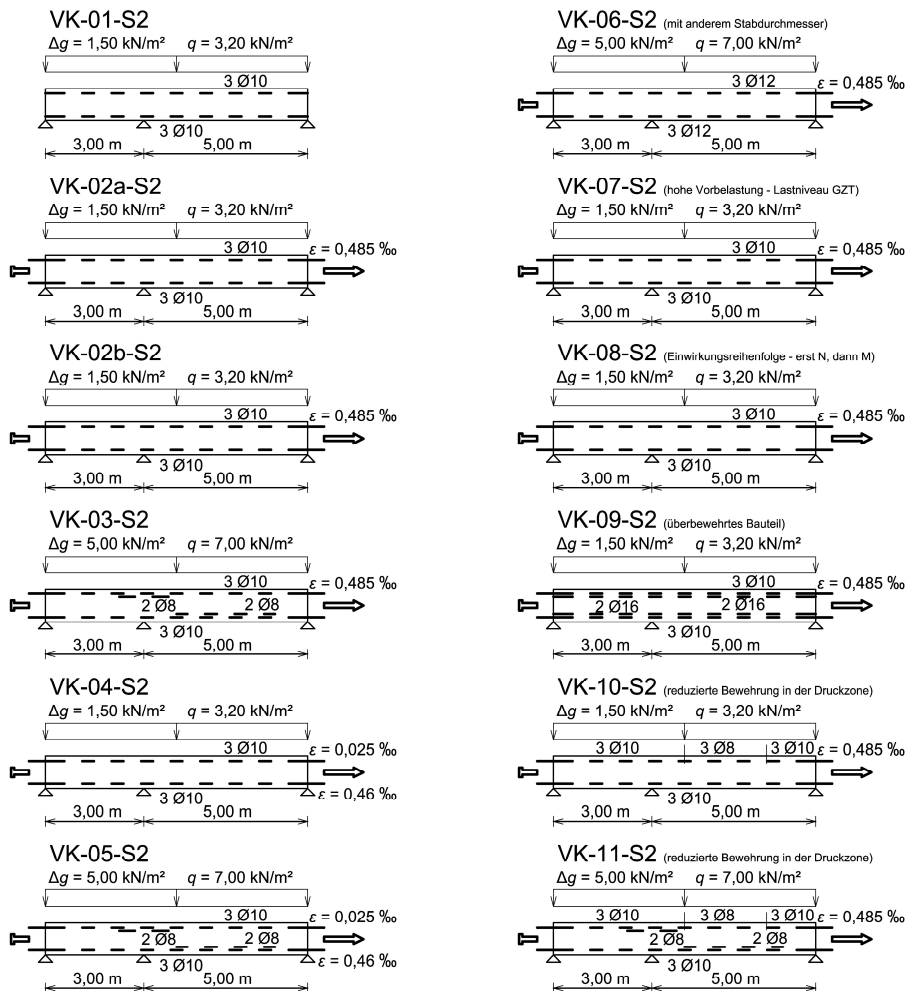


Abb. 3.10: Versuchsserie 2 (schematische Darstellung)

Die ersten fünf Versuchstypen entsprachen den Bauteilversuchen der Versuchsserie 1, jedoch wurden andere Spannweiten verwendet.

Der Versuch VK-06-S2 entsprach bis auf den gewählten Stabdurchmesser dem Versuch VK-03-S2. Durch diese Variation sollte der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Rissbreiten untersucht werden. Im Versuch VK-03-S2 betrug nach Gleichung (7.12) der (*DIN EN 1992-1-1*) der Ersatzdurchmesser der Biegezugbewehrung (Oberseite über der mittleren Stütze und Unterseite in der Feldmitte des größeren Feldes)

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \cdot \phi_1^2 + n_2 \cdot \phi_2^2}{n_1 \cdot \phi_1 + n_2 \cdot \phi_2} = \frac{3 \cdot (10 \text{ mm})^2 + 2 \cdot (8 \text{ mm})^2}{3 \cdot (10 \text{ mm}) + 2 \cdot (8 \text{ mm})} = 9,3 \text{ mm.}$$

Der Plattenstreifen des Versuches VK-06-S2 wurde durchgehend mit $3 \phi 12$ in der oberen und unteren Bewehrungslage bewehrt. Der Längsbewehrungsgrad der Biegezugbewehrung war an den maßgebenden Stellen der beiden Plattenstreifen annähernd gleich groß (s. Tab. 3.1).

Im Versuch VK-07-S2 wurde das Bauteil vor der Zugbeanspruchung auf das Lastniveau des Grenzzustandes der Tragfähigkeit vertikal vorbelastet. Hiermit wurde ein eingepprägtes Rissbild infolge einer zwischenzeitlichen Höherbelastung simuliert.

Im Versuch 8 (VK-08-S2) wurde das Bauteil zunächst bis zum Endmaß der Gesamtschwinddehnung vorgedehnt und dann vertikal belastet.

Durch die Zulage von $2 \phi 16$ jeweils in der oberen und unteren Bewehrungslage wurden die Auswirkungen eines überbewehrten Bauteils im Versuch VK-09-S2 untersucht.

Die Versuche VK-10-S2 und VK-11-S2 stimmen im Wesentlichen mit den Versuchen VK-02-S2 und VK-03-S2 überein. Die Bewehrung in der Biegedruckzone wurde jedoch reduziert (s. Schal- und Bewehrungspläne). Der Plattenstreifen für den Versuch VK-11-S2 wurde ohne Zulagebewehrung über der Mittelstützung ausgeführt. Als Folge konnte man im Versuch ein frühes Versagen an eben dieser Stelle beobachten.

Um mögliche Streuungen in den Versuchen zu identifizieren, wurde bei dieser Versuchsserie der Versuchstyp VK-02-S2 zweifach durchgeführt.

3.1.5.4 Versuchsserie 3

In Versuchsserie 3 sollte hauptsächlich der Einfluss der Betonfestigkeit untersucht werden. Daher entsprachen die ersten drei Versuche dieser Serie den ersten drei Versuchen der Serie 2, jedoch kam Beton der Festigkeitsklasse C40/50 zum Einsatz. Folgerichtig wurde in diesen Versuchen auch die in Längsrichtung aufgebrachte Verformung entsprechend der Endschwinddehnung gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) für Beton der Festigkeitsklasse C40/50 ermittelt.

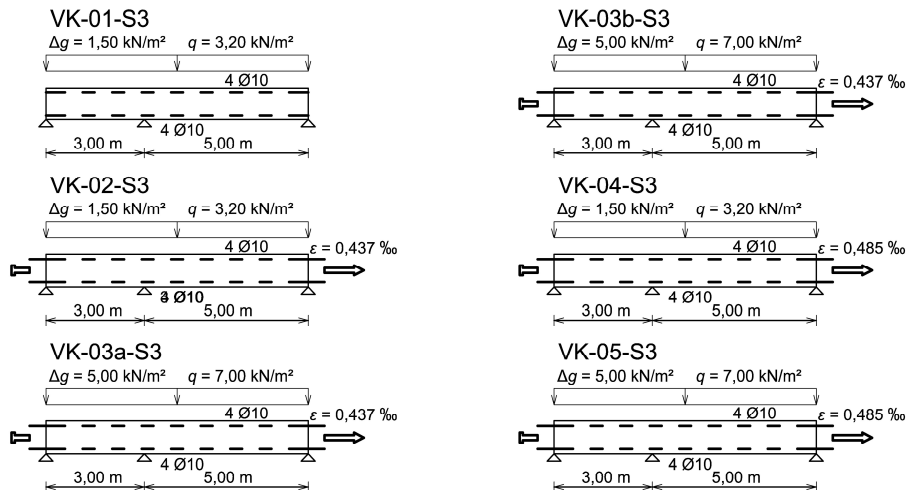


Abb. 3.11: Versuchsserie 3 (schematische Darstellung)

Mit Erhöhung der Betonzugfestigkeit steigt auch die Kraft, die zur Erzeugung eines Trennrisses aufgebracht werden muss. Um ein mögliches Fließen der Bewehrung nach Überschreiten der Zugfestigkeit zu vermeiden, wurde die Grundbewehrung auf 8 ϕ 10 erhöht.

Zur Erweiterung der Variation von Parametern wurden in den beiden letzten Versuchen der Versuchsserie 3 (VK-04-S3 und VK-05-S3) die Plattenstreifen bis zu einer Dehnung von $\epsilon_{cs} = 0,485 \text{ ‰}$ gezogen, was der Gesamtschwinddehnung eines Betons der Festigkeitsklasse C20/25 (s. Abschn. 3.1.4.2) entspricht. Diese Versuche dienten in erster Linie der Kalibrierung der anschließend durchgeführten nichtlinearen FEM-Berechnungen.

Zur Verifizierung möglicher Streuungen wurde der Versuchstyp VK-03-S3 zweifach durchgeführt.

3.1.5.5 Versuchsserie 4

In der letzten Versuchsserie wurden drei Versuchstypen vorgesehen.

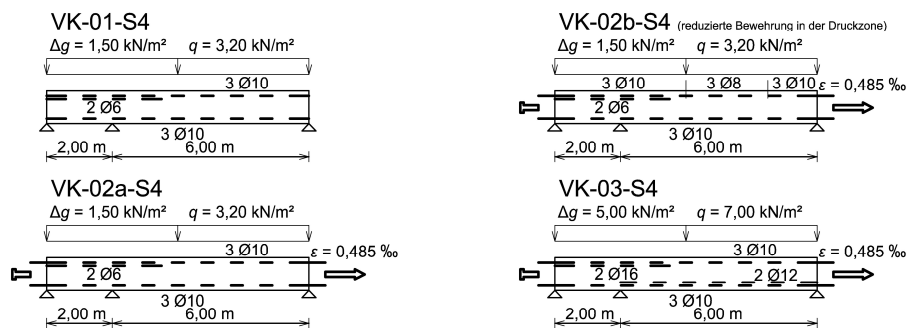


Abb. 3.12: Versuchsserie 4 (schematische Darstellung)

Anstatt den Versuchstyp VK-02-S4 zweifach durchzuführen, wurde in dieser Serie in einem der beiden Plattenstreifen die Bewehrung in der Biegedruckzone im Feld mit der größten Spannweite reduziert (s. Schal- und Bewehrungspläne). Somit wurde der Versuchstyp VK-02-S4 einmal mit einer nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) ermittelten Mindestbewehrung und einmal mit einer reduzierten Bewehrung in der Biegedruckzone im Feld mit der größten Spannweite durchgeführt. Der Versuch mit der Mindestbewehrung hat die Bezeichnung VK-02a-S4, der Versuch mit der reduzierten Bewehrung wurde mit VK-02b-S4 bezeichnet.

Die Versuche dieser Serie wurden analog zu den ersten drei Versuchen der zuvor beschriebenen Versuchsserien durchgeführt.

3.1.6 Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen

3.1.6.1 Allgemeines

Die in den „Kurzzeitversuchen“ erhaltenen Ergebnisse können nicht unmittelbar auf das Verhalten einer Stahlbetonhochbaudecke unter Berücksichtigung von Langzeitwirkungen übertragen werden, da die zeitabhängigen Einflüsse, wie die Viskoelastizität des Betons, das Verbundkriechen sowie die Wechselwirkung zwischen Betonkriechen und Betonschwinden durch die Kurzzeitversuche nicht erfasst werden können.

Dennoch bilden die Ergebnisse aufgrund der umfangreichen Variation der Konstellationen eine sehr gute Grundlage für die Verifizierung der nichtlinearen FEM-Berechnungen. Mit den entsprechend kalibrierten FEM-Modellen konnten im Anschluss Berechnungen für alle relevanten Parametervariationen durchgeführt werden, in denen die genannten zeitabhängigen Einflüsse berücksichtigt wurden.

Die Versuchsergebnisse aller Bauteilversuche sind in Form von Diagrammen im Anhang C dokumentiert.

3.1.6.2 Zugkraft

Eine Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden des Betons kann im Labor nur mit sehr hohem Aufwand für ein Stahlbetonbauteil experimentell erzeugt werden. Zur Veranschaulichung der Problematik wird in Abschn. 4.8.1 dieser Arbeit das unterschiedliche Verhalten eines Stahlbetonbauteils unter einer Zwangbeanspruchung und unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung anhand nichtlinearer FEM-Berechnungen dargestellt.

Da in den Bauteilversuchen die Zwangbeanspruchung durch eine äußere Zugkraftbeanspruchung simuliert wurde und die in der Längsachse des Plattenstreifens aufgebrauchte Dehnung unter 0,8 ‰ lag, erfolgt die Plausibilitätskontrolle der durchgeführten Bauteilversuche beruhend auf der Rissnormalkraft unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung mit Gleichung (3.3).

$$N_{cr,cal} = f_{ctm,e} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_s) \quad (3.3)$$

Da die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Betonfehlstellen, welche sich unmittelbar auf das Erstrissniveau auswirken, bei den über 8 m langen Bauteilen größer als bei den für die Festbetonprüfung verwendeten Betonzylindern ist, wird die Normalzugkraft ($N_{cr,cal;0,7}$) mit Hilfe einer auf 70 % von f_{ctm} abgeminderten zentrischen Betonzugfestigkeit ($f_{ctm;0,7,e}$) berechnet. Letztere wurde anhand der Näherungsformel nach (DIN EN 1992-1-1) Abschnitt 3.1.2 (8) aus der bei der Festbetonprüfung bestimmten Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Abminderung der Betonzugfestigkeit auf 70 % ist eine durch eine iterative Vergleichsberechnung getroffene Annahme, stimmt aber näherungsweise mit den in (DIN EN 1992-1-1) definierten 5%-Quantilwerten der Betonfestigkeiten überein. Die so berechnete Normalkraft ($N_{cr,cal;0,7}$) wurde mit der im Bauteilversuch gemessenen maximalen Normalzugkraft ($N_{max,exp}$) verglichen (Abb. 3.13).

$$N_{cr,cal;0,7} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot f_{ctm,sp,e} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_s) \quad (3.4)$$

Der Faktor 0,7 verringert die bei der Festbetonprüfung bestimmte Spaltzugfestigkeit in Gleichung (3.4) auf 70 %. Der Faktor 0,9 ist der Umrechnungsfaktor gemäß (DIN EN 1992-1-1) für die Umrechnung der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit in die zentrische Betonzugfestigkeit.

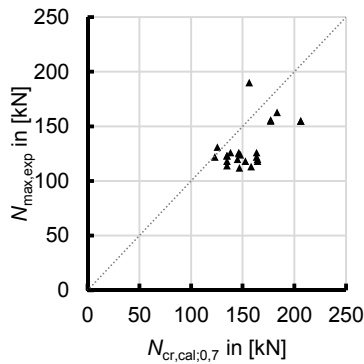


Abb. 3.13: Gegenüberstellung der rechnerischen Normalzugkräfte ($N_{cr,cal;0,7}$) mit den in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräften ($N_{max,exp}$)

Aus Abb. 3.14 ist ersichtlich, dass die in den Bauteilversuchen gemessene maximale Zugkraft durch die Höhe des Bewehrungsgrades und durch die Betonzugfestigkeit beeinflusst wird. Ein Einfluss einer zwischenzeitlichen Höherbelastung und einer veränderten Belastungsreihenfolge konnte bei der Zunahme der Normalzugkraft nur am Anfang der Zugbeanspruchung in den entsprechenden Bauteilversuchen

beobachtet werden. Nach dem Erreichen der Gesamtschwinddehnung wurde bei den Versuchen nahezu die gleiche, maximale Zugkraft gemessen (vgl. Abschn. 3.1.6.5).

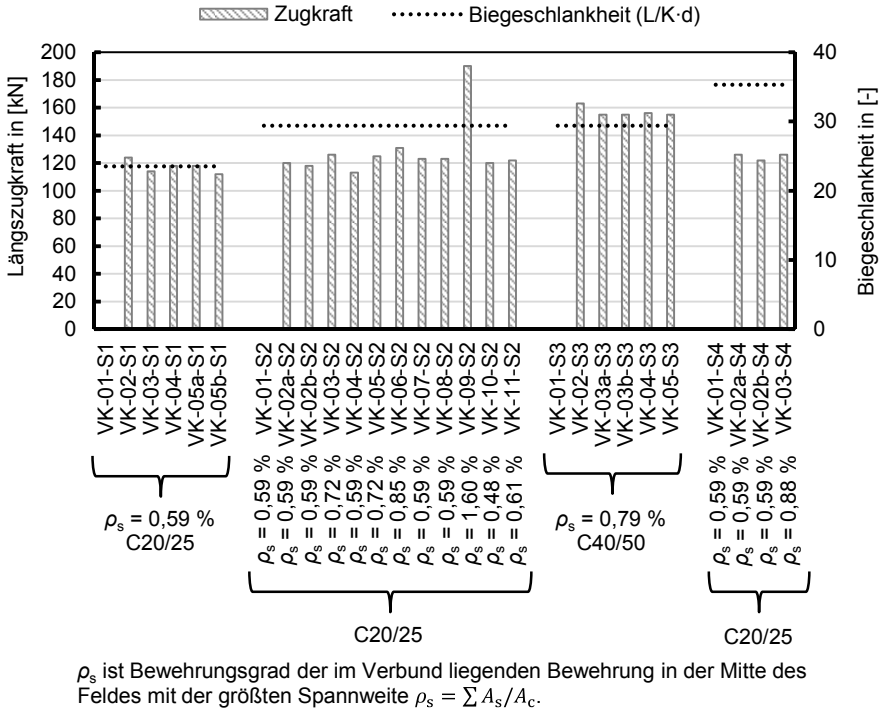
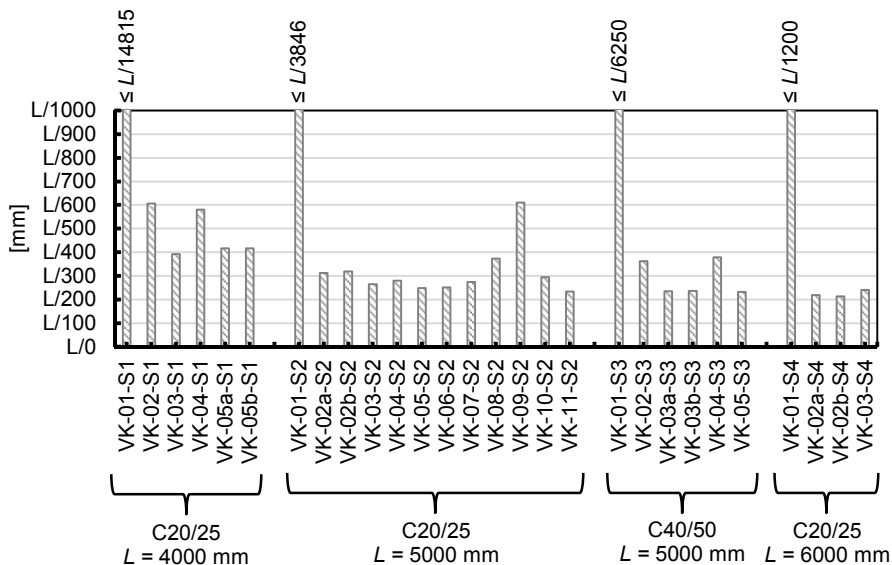


Abb. 3.14: Biegeschlankheit der Versuchskörper und die in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräfte

3.1.6.3 Durchbiegung

In den Bauteilversuchen wurden durch die beiden in vertikaler Richtung wirkenden Einzellasten die Ausbaulasten und die Verkehrslasten simuliert (s. Abschn. 3.1.4.1). Da es versuchstechnisch schwer möglich ist, die vertikalen Verformungen infolge des Eigengewichtes und infolge von Kriechen zu bestimmen, kann die in den Bauteilversuchen gemessene Vertikalverformung nicht unmittelbar mit den in der Norm empfohlenen Werten verglichen werden.

Abb. 3.15 zeigt die gemessenen Vertikalverformungen jeweils in der Mitte des Feldes mit der größten Spannweite. Dabei wurde auf die Versuchskörper eine kombinierte Beanspruchung aus einer auf beiden Feldern in gleicher Höhe wirkenden Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und einer Zugbeanspruchung, bei der eine Bauteillängsdehnung in Höhe der Gesamtschwinddehnung erreicht wurde, aufgebracht.



L ist die maximale Stützweite des Plattenstreifens

Abb. 3.15: Vertikalverformung in Feldmitte des größeren Feldes unter einer kombinierten Beanspruchung infolge der auf beiden Feldern in gleicher Höhe wirkenden Vertikalbelastung ($E_{d,perm}$) und infolge der Zugbeanspruchung, bei der eine Bauteillängsdehnung in Höhe der Gesamtschwindehnung erreicht wurde

Obwohl der Nachweis der Begrenzung der Verformung ohne direkte Berechnung (*DIN EN 1992-1-1*) für höhere Betonfestigkeiten höhere Grenzwerte für die Biegeschlankheiten zulässt, konnten in den Versuchen mit einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikallast und Längszugkraft durch eine Erhöhung der Betonfestigkeit keine bedeutsamen Verbesserungen bezüglich der Vertikalverformung der Plattenstreifen festgestellt werden (vgl. Abb. 3.15).

Bei den Bauteilversuchen ohne Zugbeanspruchung (VK-01-S1, VK-01-S2, VK-01-S3 und VK-01-S4) hingegen betrug die Vertikalverformung der Plattenstreifen unter der simulierten quasi-ständigen Vertikallastbeanspruchung sogar weniger als 1,0 Millimeter (bis zu $L/14815 = 0,27$ mm bei dem Versuch VK-01-S1). Um in Abb. 3.15 die Übersichtlichkeit zu gewährleisten, wurde der Bereich der y-Achse auf $L/1000$ begrenzt.

3.1.6.4 Reduzierte Bewehrung

Bei den Versuchskörpern VK-10-S2, VK-11-S2 und VK-02b-S4 wurde die Bewehrung in der oberen Lage, im Feldbereich um ca. 36 % reduziert (vgl. Schal- und Bewehrungspläne im Anhang C). In den Kurzzeitversuchen konnte keine Zunahme von Rissbreiten und Durchbiegungen durch die Reduzierung der Bewehrung festgestellt werden. Die Auswirkungen der oberen Bewehrung auf das Kriechverhalten

der Bauteile wurden im Rahmen der Parameterstudie mit nichtlinearen FEM-Simulationen näher untersucht.

Im Folgenden werden die Versuche anhand ihrer Last-Verformungs-Beziehungen miteinander verglichen. Zum Vergleich der Rissentwicklung sind die Rissbilder im Anhang C versuchsbezogen dokumentiert.

Aus den Übersichtsplänen der Messtechnik ist ersichtlich, dass der induktive Wegaufnehmer (WAN-B2.3) bei den Versuchen VK-02a-S2 und VK-02b-S2 im Gegensatz zu dem Versuch VK-10-S2 nicht in Feldmitte sondern unmittelbar unterhalb der Stelle der Vertikallast positioniert wurde. Um die Ergebnisse der Bauteilversuche miteinander vergleichen zu können, wird die im Versuch aufgebrachte Belastung bezogen auf die Vertikalverformung, die an der Stelle des induktiven Wegaufnehmers (WAN-B2.2) aufgezeichnet wurde, dargestellt. Anhang B ist die Lage des induktiven Wegaufnehmers (WAN-B2.2) bei den jeweiligen Versuchen zu entnehmen.

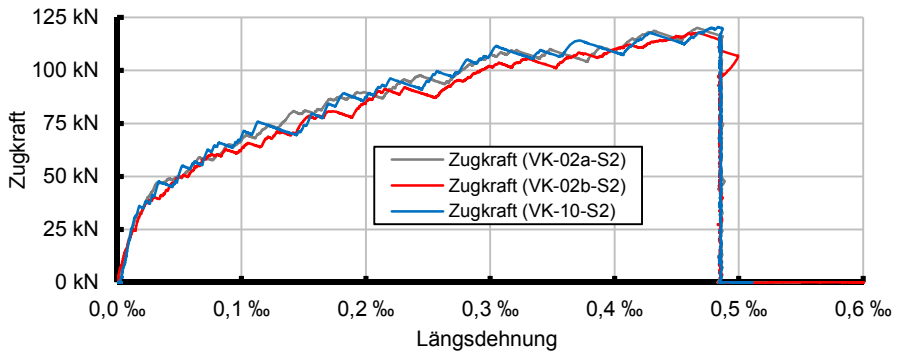


Abb. 3.16: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2 und VK-10-S2

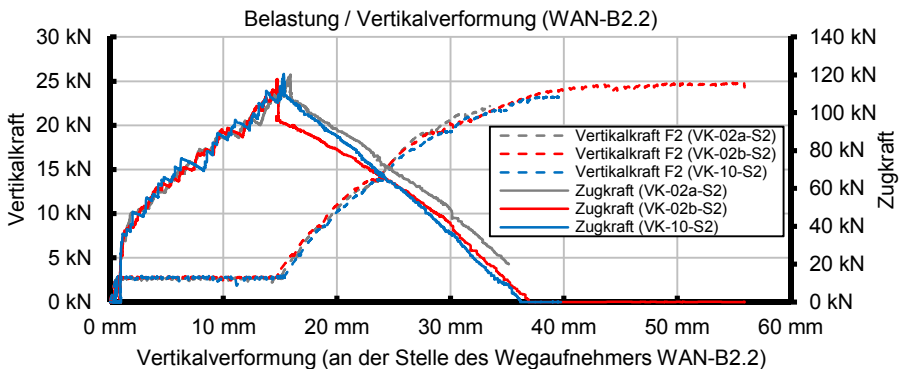


Abb. 3.17 Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2 und VK-10-S2

Ein etwas „weicheres“ Verhalten des Plattenstreifens im Versuch VK-11-S2 gegenüber dem Versuch VK-03-S2 (vgl. Abb. 3.18 und Abb. 3.19) ist einerseits der beim

Bewehren über der Mittelstütze entfallenen Zulagebewehrung von $2 \phi 8$ (vgl. Abschn. 3.1.5.3) sowie andererseits der gegenüber dem Versuch VK-03-S2 geringeren Betonzugfestigkeit (vgl. Tab. 3.3) geschuldet.

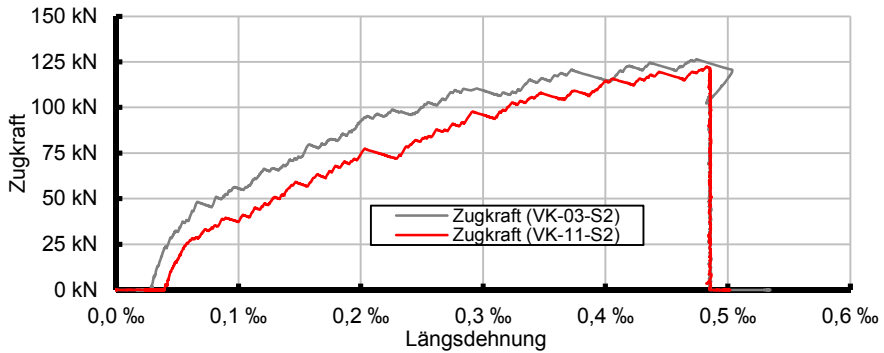


Abb. 3.18: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-03-S2 und VK-11-S2

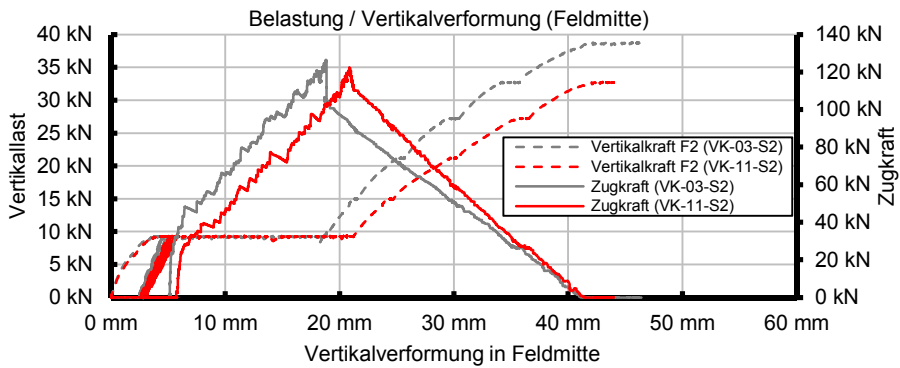


Abb. 3.19: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-03-S2 und VK-11-S2

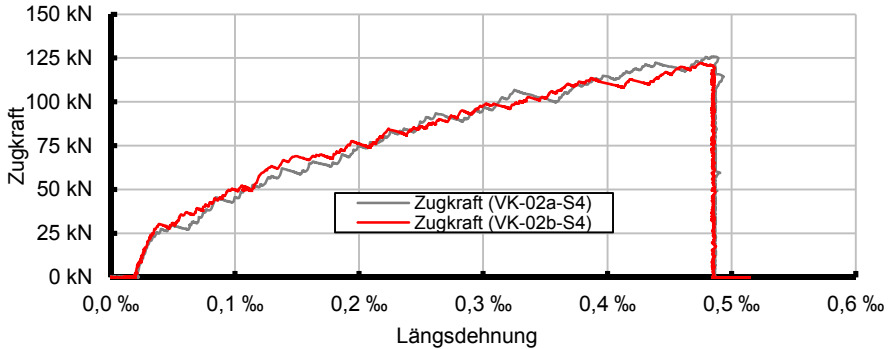


Abb. 3.20: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S4 und VK-02b-S4

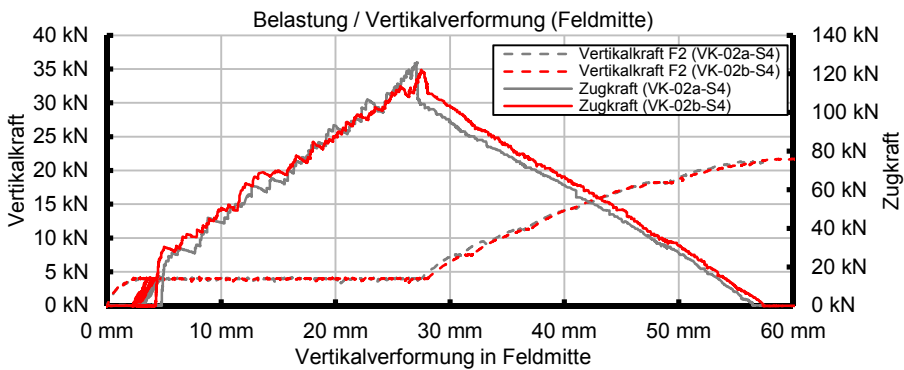


Abb. 3.21: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S4 und VK-02b-S4

3.1.6.5 Belastungsgeschichte

Mit den Bauteilversuchen (VK-07-S2 und VK-08-S2) wurden die Auswirkungen der Belastungsgeschichte auf die Normalzugkraft experimentell untersucht, indem die Plattenstreifen zwischenzeitlich durch höhere Vertikallasten und / oder in einer veränderten Belastungsreihenfolge beansprucht wurden.

Bei dem Versuch VK-07-S2 wurde das Bauteil vor der Zugbeanspruchung in vertikaler Richtung bis auf das Lastniveau des Grenzzustandes der Tragfähigkeit vorbelastet. Mit diesem gewählten Lastniveau wurde ein extremer Fall der Vertikalbelastung einer einachsig gespannten Stahlbetondecke angenommen. Durch die Vorbelastung in vertikaler Richtung wurde die Situation eines infolge einer kurzzeitigen Höherbelastung eingepprägten Rissbildes simuliert.

Im Versuch 8 (VK-08-S2) wurde die Belastungsreihenfolge verändert, indem der Plattenstreifen zuerst bis zum Endmaß der Gesamtschwinddehnung vorgedehnt und dann vertikal belastet wurde. Während des Aufbringens der Längszugkraft wirkt in vertikaler Richtung lediglich das Eigengewicht.

Abgesehen von der Belastungsgeschichte entsprechen die Bauteilversuche VK-07-S2 und VK-08-S2 dem Versuch VK-02a-S2 (bzw. VK-02b-S2). Aufgrund der falschen Positionierung des Wegaufnehmers weicht die Lage des induktiven Wegaufnehmers zwischen den Versuchen auch in diesem Fall ab, sodass die Versuchsergebnisse im Zusammenhang mit der Vertikalverformung an der Stelle des induktiven Wegaufnehmers (WAN-B2.2) miteinander verglichen werden.

Die vertikale Vorbelastung auf das Lastniveau des rechnerischen Grenzzustandes der Tragfähigkeit ruft Biegerisse hervor, welche über die Schwerlinie des Plattenstreifens hinaus reichen. In Abb. 3.22 ist die Verlängerung des Plattenstreifens infolge des Aufreißens in Höhe der Schwerlinie deutlich zu erkennen.

Der Plattenstreifen im Versuch VK-08-S2, bei dem in vertikaler Richtung nur das Eigengewicht wirkt, zeigt ein steiferes Verhalten, als die Plattenstreifen aus den Versuchen, in denen eine höhere Vertikalbelastung vor der Zugbeanspruchung aufgebracht wurde.

Die zwischenzeitliche Höherbelastung und die veränderte Belastungsreihenfolge beeinflussen den Zuwachs der Normalzugkraft nur am Anfang der Zugbeanspruchung. Nach dem Erreichen der Gesamtschwinddehnung konnte bei allen vier Versuchen nahezu die gleiche, maximale Zugkraft gemessen werden (vgl. Abb. 3.22).

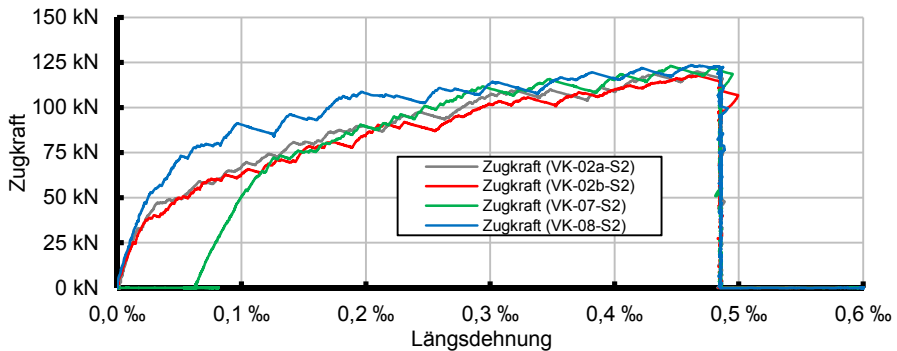


Abb. 3.22: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-07-S2 und VK-08-S2

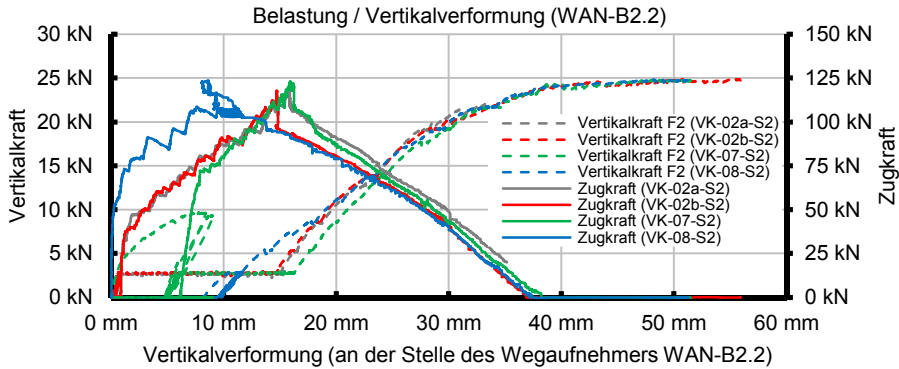


Abb. 3.23: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-07-S2 und VK-08-S2

3.1.6.6 Rissbreiten

In keinem der Bauteilversuche wurde bei der Simulation des gleichzeitigen Auftretens der auf beiden Feldern gleichmäßig wirkenden Vertikalbelastung auf Lastniveau der quasi-ständigen Einwirkungskombination und der Gesamtschwinddehnung in Bauteillängsrichtung der in (DIN EN 1992-1-1/NA) für schlaff bewehrte Betonbauteile empfohlene Grenzwert der Rissbreiten ($w_{\max} = 0,3$ bzw. $0,4$ mm) überschritten. Abb. 3.24 zeigt die Einzelwerte der bei den Bauteilversuchen auf Höhe der Zugbewehrung an der Bauteiloberfläche im Bereich der Mittelstütze und im Bereich des großen Feldes unter der maßgebenden Einwirkungskombination gemessenen maximalen Rissbreiten.

Der Einfluss des Betonkriechens konnte in den Kurzzeitversuchen nicht erfasst werden. Die Ergebnisse der Dauerstandversuche zeigen, dass im Laufe der Zeit die Rissbreiten zunehmen (vgl. Abschn. 3.2.5).

Ein überbewehrtes Bauteil führt zu einer feineren Verteilung der Risse und zu relativ kleinen Rissbreiten. Dabei steigt die Zugkraft, die für das Erreichen der Gesamtschwinddehnung erforderlich ist (s. Versuch VK-09-S2).

Durch eine Erhöhung der Betonfestigkeit konnten keine Unterschiede bei der Rissverteilung (feinere Verteilung) und bei den Rissbreiten (kleinere Breiten) festgestellt werden.

Mit steigender Biegeschlankheit der Versuchskörper verringerte sich die Anzahl der Trennrisse.

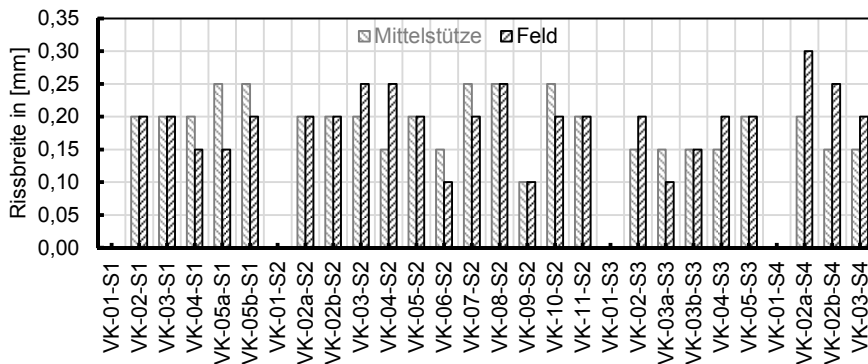


Abb. 3.24: Maximale gemessene Rissbreiten auf Höhe der Zugbewehrung an der Bauteiloberfläche im Bereich der Mittelstütze und des großen Feldes bei der Simulation des gleichzeitigen Auftretens einer über die gesamte Länge gleichmäßig wirkenden Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und der Gesamtschwinddehnung in Bauteillängsrichtung

Die Rissbilder aus den Bauteilversuchen sind in Anhang C dokumentiert.

3.1.6.7 Theorie III. Ordnung

Anhand der Ergebnisse der Bauteilversuche ohne zentrische Zugkraftbeanspruchung konnte bestätigt werden, dass die von (Pfeiffer 2004) beschriebenen zwangskraftreduzierenden Auswirkungen der Stabverlängerung infolge Theorie III. Ordnung auf Gebrauchslastniveau vernachlässigt werden können. Erst durch Aufreißen in Höhe der Schwerachse stellt sich eine Stabverlängerung ein, die zu einer signifikanten Reduktion des zentrischen Zwangs führen kann (vgl. Abb. 3.25 - Abb. 3.28).

In Abb. 3.25 - Abb. 3.28 ist das Vertikallastniveau der ständigen und vorübergehenden Einwirkungskombination (E_d), der seltenen Einwirkungskombination ($E_{d,char}$) sowie der quasi-ständigen Einwirkungskombination ($E_{d,perm}$) gekennzeichnet.

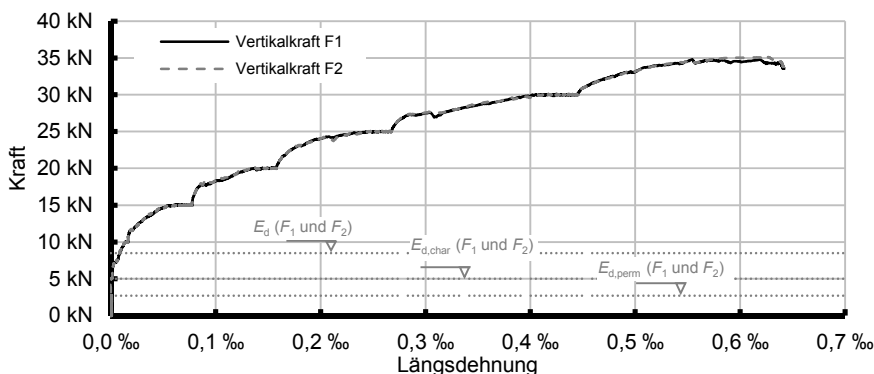


Abb. 3.25: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei Bauteilversuch VK-01-S1

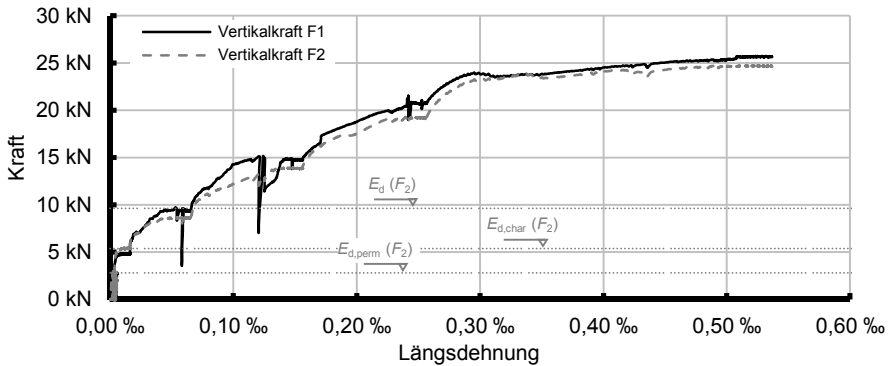


Abb. 3.26: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei Bauteilversuch VK-01-S2

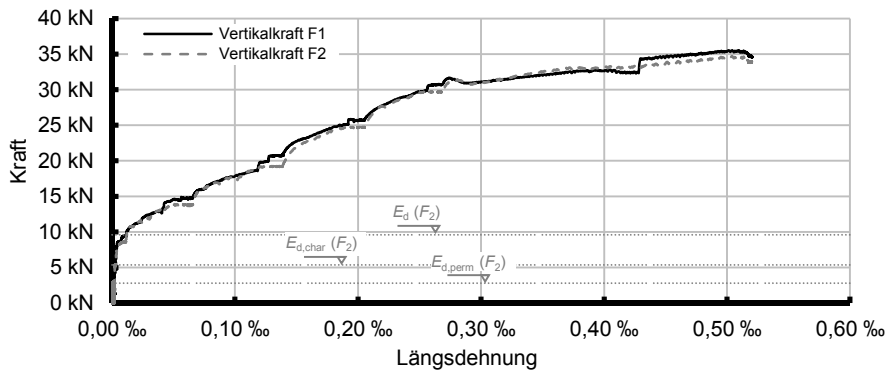


Abb. 3.27: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei Bauteilversuch VK-01-S3

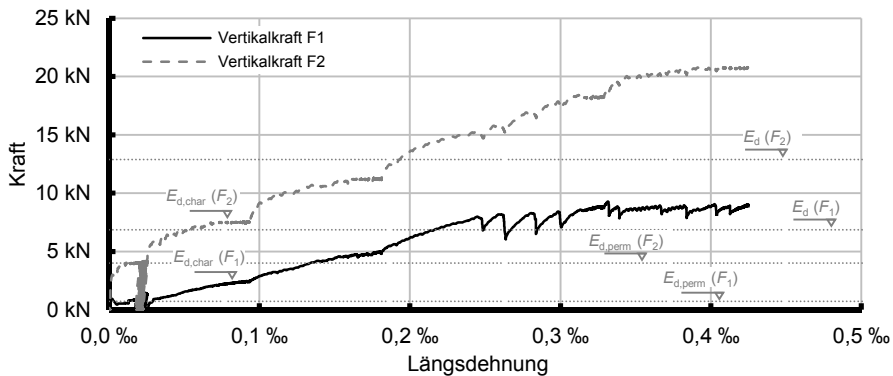


Abb. 3.28: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei Bauteilversuch VK-01-S4

3.1.6.8 Festbetonprüfung

Die Gegenüberstellung der in den Abschnitten 3.1.6.2, 3.1.6.4 und 3.1.6.5 dargestellten Versuchsergebnisse führt zu der Vermutung, dass die begleitend zu den Bauteilversuchen an Betonzylindern experimentell bestimmten Spaltzugfestigkeiten in

Um die zeitabhängigen Betoneigenschaften, die durch die „Kurzzeitversuche“ nicht erfasst werden konnten, zu untersuchen, wurden Dauerstandversuche geplant und durchgeführt. Die Dauerstandversuche wurden in Dauerstandbiegeversuche und in Dauerstandversuche mit zentrischer Zwangbeanspruchung unterteilt.

Im Rahmen der Dauerstandbiegeversuche wurden 3 Plattenstreifen über einen Zeitraum von 953 Tagen mit „festgesetzten“ Vertikallasten getestet. Der Fokus der Untersuchungen wurde auf die Entwicklung der Vertikalverformung und der Rissbreiten im zeitlichen Verlauf unter einer Dauerlast gerichtet.

Die Versuchsergebnisse wurden anschließend zur Verifizierung der Ergebnisse der physikalisch nichtlinearen FEM-Berechnungen und bei Nichtübereinstimmung für die Verbesserung des Rechenmodells verwendet.

3.2.1 Versuchsaufbau

Die Vertikalbelastung der Versuchskörper erfolgte durch unbewehrte Betonquader mit den Seitenlängen 40 cm / 25 cm / 25 cm. Da bei der Herstellung der Betonquader das Gewicht nicht genau erzielt werden konnte, wurden die Versuchskörper zusätzlich mit Sandsäcken vertikal belastet. Säcke wurden mit so viel Sand gefüllt, bis das Gewicht des Betonquaders und des Sandsacks in der Summe ein Gewicht von 67,3 kg pro Lasteinleitung betrug (vgl. Abschn. 3.2.4). Zwischen den Betonquadern und der Oberseite der Platte wurden Elastomerlager eingebaut.

Die Auflagerung der Versuchskörper erfolgte auf Rollenlagern, um eine Verdrehung zu ermöglichen. Zwischen den Rollenlagern und dem Versuchskörper wurden jeweils eine Stahlplatte und ein Elastomerlager ($b = 100 \text{ mm}$) eingebaut.

Abb. 3.30 zeigt den Versuchsaufbau.



Abb. 3.30: Versuchsstand für Dauerstandbiegeversuche

3.2.2 Versuchskörper

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern drei Versuche als einachsige gespannte Biegeversuche mit „festgesetzten“ Vertikallasten über einen Zeitraum von 953 Tagen durchgeführt. Alle Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass sie die konventionellen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie die Konstruktionsregeln einer Vollplatte nach (DIN EN 1992-1-1) erfüllten. Zusätzlich wurde die Längsbewehrung beim zweiten Versuchskörper für eine Rissbreite von 0,4 mm gemäß (Fehling u. Leutbecher 2003) bestimmt. In den Tastversuchen wurden die Plattenstreifen auf verschiedene Lastniveaus belastet. Somit fand die experimentelle Untersuchung bei den Dauerstandbiegeversuchen an gerissenen Plattenstreifen statt.

Mit dem Verhältnis der Querschnittsabmessungen $b/h = 2,67$ handelt es sich gemäß (DIN EN 1992-1-1/NA) bei den Versuchskörpern dieser Versuchsserie ebenfalls um Balken. Da ein identisches Verhalten einer einachsigen gespannten Platte und eines Balkens bei den durchgeführten Bauteilversuchen dieser Versuchsreihe zu erwarten war (s. Abschn. 3.1.2), werden alle Versuchskörper zur Reduzierung ihres Gewichtes mit einer Breite von 40 cm analog zu den Kurzzeitversuchen (Abschn. 3.1) ausgeführt. Die Hintergründe des identischen Verhaltens von Platten und Balken wurden bereits in Abschn. 3.1.2 genannt. Im Weiteren werden die Versuchskörper dieser Versuchsreihe als Plattenstreifen bezeichnet.

Die Biegeschlankheit betrug bei allen Versuchen $L/(d \cdot K) = 24$. Der Grenzwert der Biegeschlankheit beträgt gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) $L/(K \cdot d) = 35$.

Die Plattenstreifen wurden in Längsrichtung mit Betonstahl B500 $\phi_{s,l} = 8$ mm bewehrt. Die minimale Betondeckung der Stablängsbewehrung betrug gemäß (DIN EN 1992-1-1/NA) für die Expositionsklasse XC1, die Betonfestigkeitsklasse C20/25 und einen Stabdurchmesser von $\phi_{s,l} = 8$ mm

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20 \text{ mm.}$$

Das Verlegemaß der Stablängsbewehrung wurde zu $c_v = 25$ mm festgelegt, um auch an den Stellen mit der DMS-Applikation die erforderliche Betondeckung zu gewährleisten. Die Stahldehnung wurde nur in den Tastversuchen (Kurzzeitversuche) mit Dehnungsmessstreifen aufgezeichnet.

Die Versuchskörper wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern hergestellt. Sämtliche Probekörper wurden bis zur Prüfung in einer Laborhalle bei ca. 20 °C gelagert.

Als Längsbewehrung wurde Betonstahl B500B nach (DIN 488-1) mit einer rechnerischen charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 500$ N/mm² verwendet. Der geometrische Bewehrungsgrad bezogen auf die Biegezugbewehrung betrug beim ersten und beim dritten Versuchskörper $\rho_{s,l} = 0,25$ %, beim zweiten Versuchskörper betrug der Bewehrungsgrad $\rho_{s,l} = 0,42$ %.

Der Stababstand der Längsbewehrung betrug $s_1 = 150 \text{ mm}$ bei den Versuchskörpern eins und drei sowie $s_1 = 75 \text{ mm}$ bei dem Versuchskörper zwei. Zur Lagesicherung der Längsbewehrung während der Betonage wurde eine Querbewehrung $\phi 8/25$ in den ersten und zweiten Versuchskörpern eingebaut. Die eingebaute Querbewehrung entspricht der Mindestbewehrung in der Querrichtung von einachsig gespannten Platten (*DIN EN 1992-1-1/NA*). Beim dritten Versuchskörper wurde keine Querbewehrung angeordnet, um die Auswirkungen der Querbewehrung auf die Rissbildung in den Tastversuchen zu untersuchen. Hier wurde die Lage der Längsbewehrung während der Betonage mit Hilfe von Stahldraht und dessen Befestigung an der Schalung gesichert.

Die folgenden Abbildungen (Abb. 3.31 - Abb. 3.33) zeigen die Bewehrung der Versuchskörper.

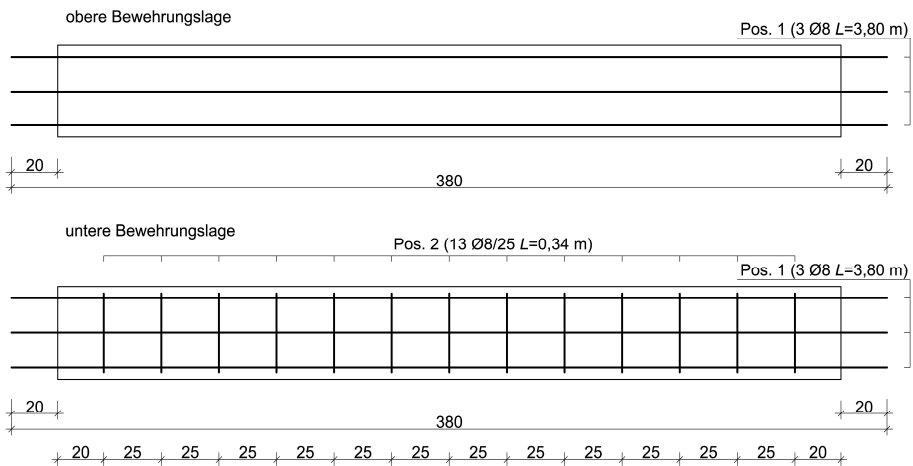


Abb. 3.31: Übersicht der Bewehrung des (ersten) Versuchskörpers (VK-01)

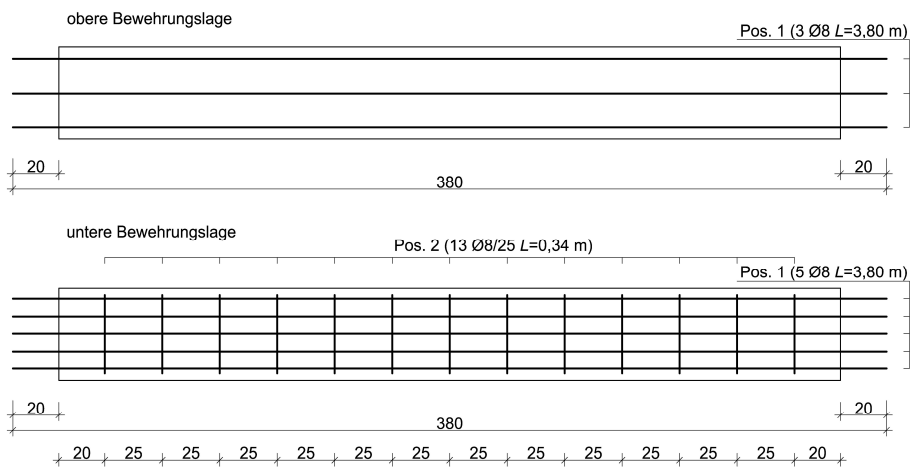


Abb. 3.32: Übersicht der Bewehrung des (zweiten) Versuchskörpers (VK-02)

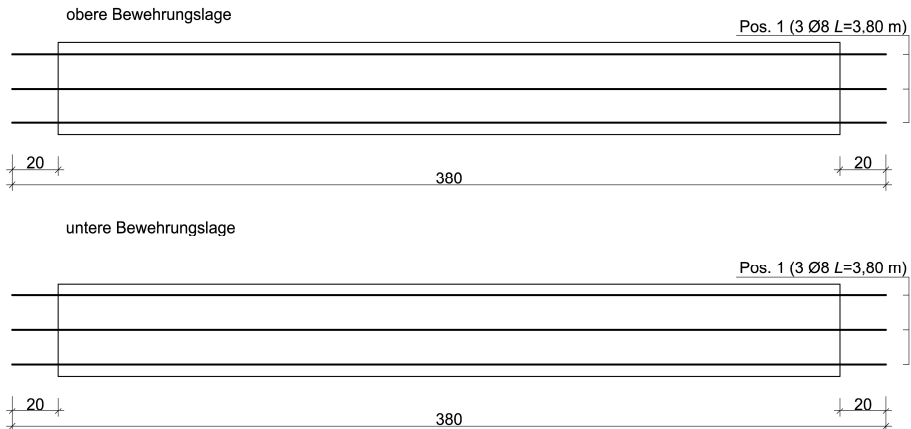


Abb. 3.33: Übersicht der Bewehrung des (dritten) Versuchskörpers (VK-03)

Für alle Versuchskörper wurde ein Normalbeton mit der Festigkeitsklasse C20/25 nach Zusammensetzung mit runder Gesteinskörnung als Transportbeton eingesetzt. Die Frischbetonkonsistenz wurde zum Zeitpunkt der Betonlieferung mit Konsistenzklasse F3 ermittelt. Der Größtkorndurchmesser betrug $d_G = 16$ mm. Die verwendete Betonzusammensetzung gemäß Werksangaben ist im Folgenden aufgeführt.

Beton C20/25

- 651 kg/m³ Rheinsand (entspricht 36 % der Zuschlagsmasse)
- 504 kg/m³ Rheinkies 2/8 (entspricht 28 % der Zuschlagsmasse)
- 651 kg/m³ Rheinkies 8/16 (entspricht 36 % der Zuschlagsmasse)
- 290 kg/m³ Zement CEM II / B-S 42,5 N
- 30 kg/m³ Zusatzstoff Flugasche
- 195 kg/m³ wirksames Wasser
- 1,74 kg/m³ Zusatzmittel BV (entspricht 0,6 % der Zementmasse)
- Wasserzementwert: $w/z = 0,67$

Um die Materialkennwerte zum Zeitpunkt des Bauteilversuchs bestimmen zu können, wurden zusätzlich zu den Versuchskörpern (Plattenstreifen) 15 Würfel ($a = 15$ cm) und 12 Zylinder ($d = 15$ cm, $h = 30$ cm) betoniert. Diese Würfel und Zylinder wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und bis zur Prüfung bei den Versuchskörpern trocken gelagert.

Die Betondruckfestigkeiten wurden anhand von 15 Würfeln (vgl. Tab. 3.5) gemäß (DIN EN 12390-3) ermittelt.

Da bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach (DIN EN 12390-13) die Probekörper (Zylinder) lediglich bis zu 1/3 der mittleren Druckfestigkeit belastet werden, kann davon ausgegangen werden, dass sie dabei nicht beschädigt werden. Deshalb wurden die Betonzylinder nach der Bestimmung des Elastizitätsmoduls noch zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach (DIN EN 12390-6) verwendet.

Tab. 3.5: Art und Anzahl der Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390

Kategorie	Art der Prüfung	Art der Probekörper	Anzahl	Prüfalter in Tagen
FBP-1	Betondruckfestigkeit DIN EN 12390-3	Würfel $a = 150 \text{ mm}$	$5 \times 3 = 15$	2 / 7 / 14 / 21 / 28
FBP-2	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende der Prüfwoche
FBP-3	Elastizitätsmodul DIN EN 12390-13	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende der Prüfwoche
FBP-4	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende des Dauerversuchs
FBP-5	Elastizitätsmodul DIN EN 12390-13	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $h = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende des Dauerversuchs

Die Ergebnisse der Festbetonprüfung sind in Abb. 3.34 und Abb. 3.35 zusammengefasst.

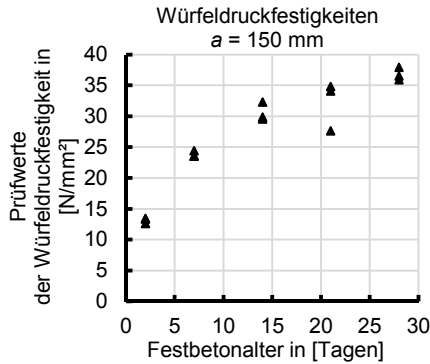


Abb. 3.34: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit und dem Festbetonalter

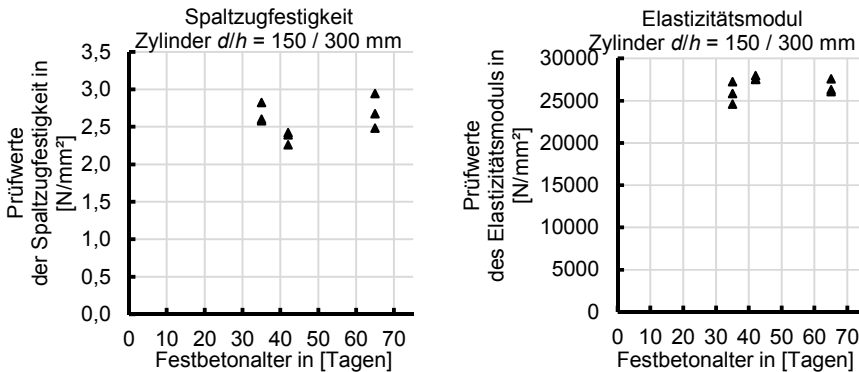


Abb. 3.35: Zusammenfassung der Prüfwerte der Spaltzugfestigkeit (links) und des Elastizitätsmoduls (rechts)

3.2.3 Messtechnik

Um eine „robuste“ Messung zu gewährleisten, wurden in den Dauerstandbiegeversuchen sämtliche Bauteilverformungen über Messuhren erfasst. Die relative Luftfeuchte und die Temperatur im Versuchsraum, sowie die Rissbreiten und die Verformungen an den Versuchskörpern wurden über die gesamte Dauer des Langzeitversuches gemessen und dokumentiert.

Die einzelnen Positionen der Messuhren sind Abb. 3.36 zu entnehmen.

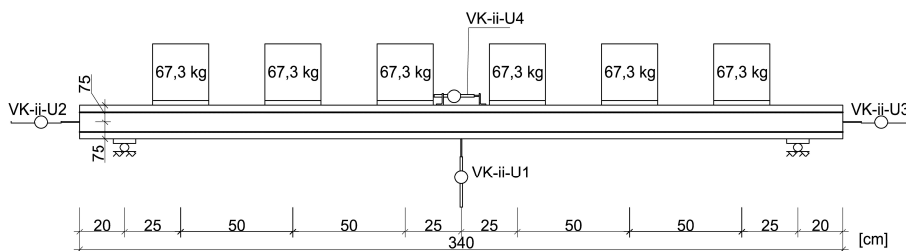


Abb. 3.36: Schematische Darstellung der Dauerstandbiegeversuche

3.2.4 Vertikallast

Zur Erfassung der üblichen Verhältnisse wurde eine Flächenlast gewählt, die ca. 1,50 kN/m² Ausbaulast und ca. 3,20 kN/m² Nutzlast beträgt. Mit der Flächenlast von 3,20 kN/m² als Nutzlast werden gemäß (DIN EN 1991-1-1/NA) eine Nutzung als Büro- und Arbeitsflächen ohne schwere Geräte bzw. als Wohn- und Aufenthaltsräume sowie auch ein Trennwandzuschlag für leichte unbelastete Trennwände, mit einem Gewicht von mehr als 3,0 kN/m und höchstens 5,0 kN/m Wandlänge, berücksichtigt. Durch die Flächenlast von 1,50 kN/m² wird eine lotrechte Belastung der Decken z. B. infolge eines ca. 4,0 cm starken, schwimmenden Estrichs inkl. einer Trittschalldämmung und einer TGA (technische Gebäudeausrüstung) mit einer Flächenlast von 0,5 kN/m² abgedeckt.

In (DAfStb Heft 600) wird empfohlen, den pauschalen Zuschlag zur Berücksichtigung der Eigenlast leichter Trennwände bei der Durchbiegungsberechnung unter der quasi-ständigen Lastkombination nicht abzumindern. Der Trennwandzuschlag wird dementsprechend bei der Bestimmung der Vertikallast für den Dauerstandbiegeversuch ohne Abminderung durch den Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ berücksichtigt.

Im Dauerstandbiegeversuch wurden die Plattenstreifen mit einer „festgesetzten“ Last von 0,66 kN je Lasteinleitungspunkt belastet (s. Abb. 3.36).

$$F_{d,perm} = \left(1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0,3 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 0,4 \text{ m} \cdot \frac{1}{6} \cdot 3,0 \text{ m} = 0,66 \text{ kN}$$

$$M = \frac{660 \text{ N}}{9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} = 67,3 \text{ kg}$$

mit

M Masse

Die gezeigte Umrechnung der Flächenlasten in Einzellasten erfolgte derart, dass sich für beide Belastungen das gleiche maximale Biegemoment ergab.

3.2.5 Versuchsergebnisse / Versuchsbeobachtungen

Abb. 3.37 zeigt die im Dauerstandbiegeversuch 953 Tage aufgezeichneten Messwerte der Vertikalverformung in Feldmitte infolge von Betonkriechen und die in diesem Zeitraum gemessene Raumtemperatur sowie die relative Luftfeuchte. Aus versuchstechnischen Gründen konnte der elastische Anteil der Vertikalverformung bei den Versuchen nicht erfasst werden. Die gemessene Vertikalverformung infolge des Kriechens des Betons war jedoch ausreichend, um die anschließend durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen zu validieren.

Obwohl die relative Luftfeuchte im Zeitraum der Messung sehr starken Schwankungen unterlag, kann anhand des Messkurvenverlaufs der Vertikalverformung ein typisches Kriechverhalten von Beton beobachtet werden. Die Geschwindigkeit der Bauteilverformung infolge von Kriechen ist in den ersten Tagen relativ hoch und lässt mit der Zeit langsam nach.

Der Zusammenhang des Betonkriechens mit der relativen Luftfeuchte der Umgebung (vgl. (DIN EN 1992-1-1)) wird ebenfalls durch die erhaltenen Versuchsergebnisse bestätigt. Es ist zu beobachten, dass ein Anstieg der relativen Luftfeuchte zu einer Stagnation bei der zeitabhängigen Zunahme der Vertikalverformung infolge von Kriechen führt.

Der Plattenstreifen VK-03 biegt sich mit der Zeit im Vergleich zu den anderen Plattenstreifen mehr durch. Dies liegt daran, dass in den Plattenstreifen VK-01 und VK-03 die gleiche Biegezugbewehrung von $3 \phi 8$ (vgl. Abb. 3.31 und Abb. 3.33) eingebaut wurde, sie aber in den Tastversuchen auf ein unterschiedliches Niveau vorbelastet wurden (vgl. Abb. 3.39). Die Plattenstreifen VK-02 und VK-03 wurden in den Tastversuchen annähernd auf das gleiche Niveau belastet (vgl. Abb. 3.39), jedoch ist im Plattenstreifen VK-02 mehr Bewehrung in der Biegezugzone angeordnet als im Plattenstreifen VK-03 (vgl. Abb. 3.32 und Abb. 3.33). Dementsprechend ist der Einfluss der Biegezugbewehrung und der Länge der gerissenen Plattenbereiche zumindest in den ersten Tagen der Belastung deutlich ausgeprägt. In der späteren Belastungsdauer laufen die Messkurven der Vertikalverformung annähernd parallel.

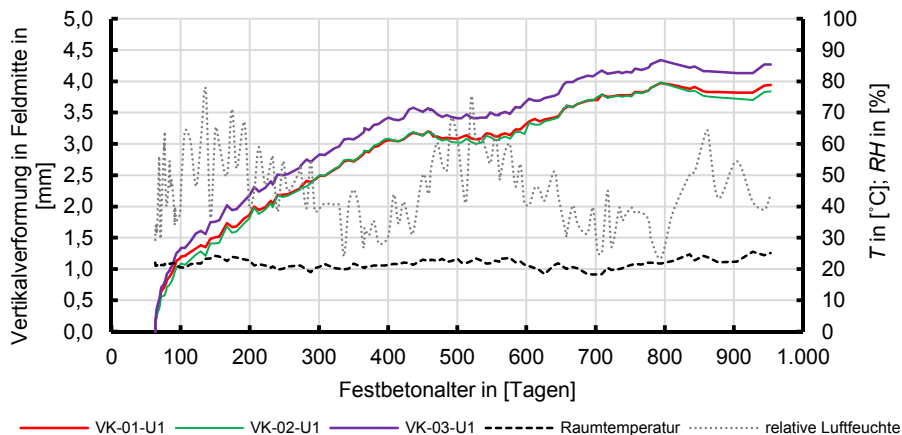


Abb. 3.37: Vertikalverformung in Feldmitte infolge Betonkriechen, Raumtemperatur und relative Luftfeuchte bei den Dauerstandbiegeversuchen

Lokale Effekte (Verbundkriechen) und Schwinden führen bei den Versuchskörpern zu einer Zunahme der Rissbreiten. Die zeitliche Entwicklung der Rissbreiten wird exemplarisch in Abb. 3.38 dargestellt. Es handelt sich jeweils um einen Riss eines Plattenstreifens im Bereich der Feldmitte, dessen Breite während der Dauerstandbiegeversuche am stärksten angewachsen ist. Im Zeitraum der Dauerstandbiegeversuche wurden keine neuen Risse an den Plattenstreifen festgestellt.

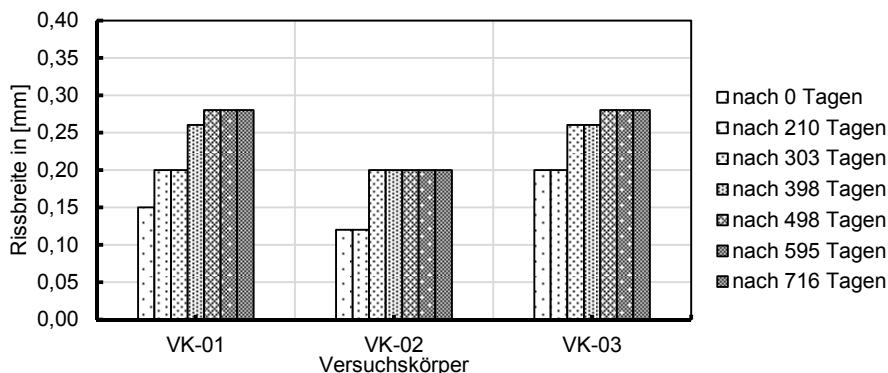


Abb. 3.38: Änderung der Rissbreiten im Zeitverlauf (Zeitangabe bezieht sich auf den Belastungsbeginn)

Wie bereits erwähnt, wurden für die Dauerstandbiegeversuche Stahlbetonplattenstreifen verwendet, die aufgrund ihrer Verwendung im Rahmen von Tastversuchen bereits gerissen waren. Deshalb ist in Abb. 3.38 die Rissbreite zum Zeitpunkt 0 Tage angegeben. Abb. 3.39 zeigt den Zustand der Plattenstreifen nach der Vorbelastung im Rahmen der Tastversuche.

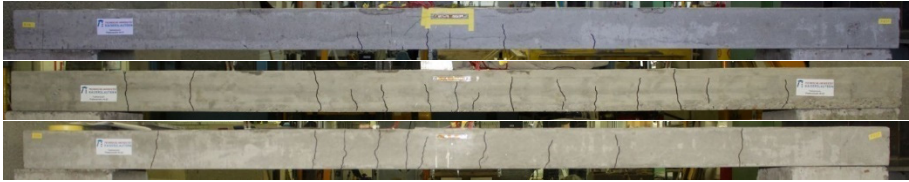


Abb. 3.39: Rissbild des ersten Versuchskörper VK-01 (oben), des zweiten Versuchskörpers VK-02 (in der Mitte) und des dritten Versuchskörpers VK-03 (unten) nach der Vorbelastung im Rahmen der Tastversuche

3.3 Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“

3.3.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Die experimentelle Untersuchung der Wechselwirkung von Schwind- und Kriechprozessen in gezwängten Betonbauteilen erfolgte in einem eigens dafür konzipierten Stahlrahmen (Abb. 3.40). In dem Versuchsrahmen wurden zwei Stahlbetonstäbe liegend auf zweilagiger Gleitfolie betoniert. Das Verformungsbestreben infolge der Temperaturänderung während des Hydratationsprozesses und infolge des Schwindens konnte im Stahlrahmen zu einem gewissen Grad behindert werden, was zum Aufbau einer Zwangskraft führte. Die Entwicklung der Zwangkraft wurde mit Hilfe von Kraftmessdosen aufgezeichnet.



Abb. 3.40: Versuchsrahmen zur Messung der Zwangkräfte

Die die Verformung des Stahlbetonstabes behindernde Steifigkeit des Stahlrahmens einschließlich der Gewindestange betrug 250 MN/m .

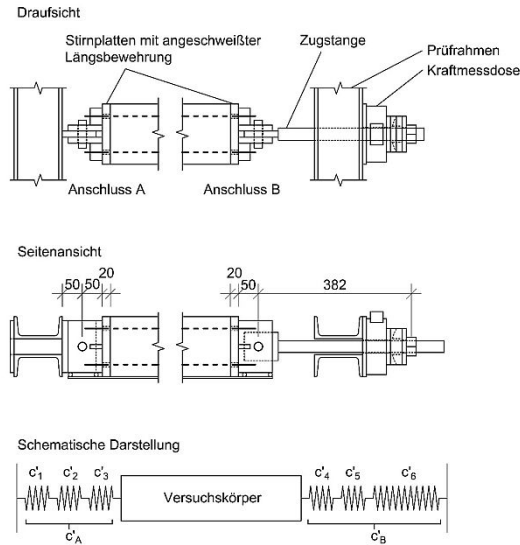


Abb. 3.41: Schematische Darstellung der Ermittlung der Steifigkeit des Prüfrahmens

Die Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnung begann am ersten Tag nach der Betonage und erfolgte an den auf zweilagiger Gleitfolie freiliegenden Begleitkörpern (Abb. 3.42). Um die Behinderung der Schwindverformung durch die einbetonierte Bewehrung zu erfassen, wurde einer der beiden Begleitkörper ohne Längsbewehrung ausgeführt (vgl. Abb. 3.45).

Zusätzlich wurde das Raumklima (Umgebungstemperatur und relative Luftfeuchte) überwacht und aufgezeichnet.



Abb. 3.42: Versuchseinrichtung für die Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnung

Um die Unterschiede zwischen den „Kurzzeitversuchen“, in denen das Schwinden durch eine wegkontrollierte Zugbeanspruchung simuliert wurde, und den „Dauerstandsversuchen“ mit tatsächlich auftretendem Schwinden zu quantifizieren, wurden vier weitere in derselben Betonage hergestellte Betonbalken mit gleichen Querschnittsabmessungen und gleicher Länge im Alter von 28 Tagen unter einer kontrollierten Längsdehnung auf Zug geprüft.

Die Zugbeanspruchung in Bauteillängsrichtung wurde bis zu einer Dehnung von etwas mehr als $\varepsilon = 1,0 \text{ ‰}$ in der Schwerlinie des Betonquerschnitts aufgebracht. Die Zugkraftbeanspruchung wurde über die obere und die untere Stablängsbewehrung zentrisch in die Bauteile eingeleitet.

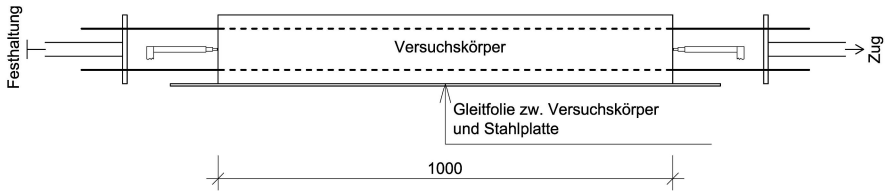


Abb. 3.43: Schematische Darstellung der Kurzzeitzugversuche VKZ-05, VKZ-06, VKZ-07 und VKZ-08

3.3.2 Versuchskörper

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden insgesamt acht im selben Betoniervorgang hergestellte Versuchskörper gleicher Größe im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern getestet. Drei bewehrte und ein unbewehrter Betonbalken wurden im Dauerstandversuch und vier weitere bewehrte Betonbalken im Kurzzeitzugversuch getestet.

Im Mittelpunkt dieser Untersuchungen stand die Erfassung der Wechselwirkung von Schwind- und Kriechprozessen des Betons, sowie die Feststellung der Unterschiede zwischen den „Kurzzeitversuchen“, in denen das Schwinden durch eine wegkontrollierte Zugbeanspruchung simuliert wurde und den „Dauerstandversuchen“ mit tatsächlich auftretendem Schwinden. Außerdem wurden die aus den Versuchen gewonnenen Messergebnisse zur Verifizierung der Ergebnisse der nichtlinearen FEM-Berechnungen eingesetzt.

Alle Versuchskörper hatten eine Länge von 1,0 m und einen quadratischen Querschnitt mit einer Seitenlänge von 15 cm.

Die Betonbalken wurden in Längsrichtung mit Betonstabstahl $\phi_{s,l} = 8$ mm bewehrt. Die minimale Betondeckung der Stablängsbewehrung betrug nach (DIN EN 1992-1-1/NA) für die Expositionsklasse XC1, die Betonfestigkeitsklasse C20/25 und einen Stabstahldurchmesser von $\phi_{s,l} = 8$ mm

$$c_{\text{nom}} = c_{\text{min}} + \Delta c_{\text{dev}} = 10 + 10 = 20 \text{ mm.}$$

Die Lasteinleitung bei den Kurzzeitzugversuchen sowie die Festhaltung (Zwängung) bei den Dauerstandversuchen zur Messung der Zwangskraft infolge von Betonschwinden erfolgte über an die obere und untere Längsbewehrung angeschweißte Stahlplatten. Die Längsbewehrung wurde durch in die Stahlplatten vorgebohrte Löcher durchgesteckt und angeschweißt. Die Abmessungen der Stahlplatten sind den Querschnittsabmessungen der Stahlbetonbalken (Versuchskörper) gleich. Um einen gewissen Randabstand der Löcher in den Stahlplatten zu gewährleisten, wurde der Abstand der Stablängsbewehrung zum Betonrand bei allen Versuchskörpern zu 30 mm gewählt. Da die Versuchskörper dieser Versuchsserie auf zentrischen Zug beansprucht wurden, hat die Vergrößerung des Randabstandes der Längsbewehrung (Reduzierung der statischen Höhe) keine Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse.

Experimentelle Untersuchungen

Die Versuchskörper wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Kaiserslautern hergestellt. Zur Quantifizierung der Zwangspannungen im Rahmen des Dauerstandversuches wurden zwei Stahlbetonstäbe liegend auf zweilagiger Gleitfolie in dem dafür konzipierten Stahlrahmen betoniert (vgl. Abb. 3.44). Die Begleitkörper für die Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnungen und die Versuchskörper für die Kurzzeitzugversuche wurden auf einer Schalplattform betoniert. Zur Vermeidung eines zu raschen Austrocknens der Betonoberfläche wurden alle Versuchskörper für ca. 24 Stunden mit einer Folie abgedeckt. Die Probekörper für die Kurzzeitzugversuche wurden bis zur Prüfung in einer Laborhalle bei ca. 20 °C gelagert.



Abb. 3.44: Betonieren der Stahlbetonstäbe in dem Stahlrahmen zur Aufzeichnung der Zwangskraft infolge von Betonschwinden (links) und die noch in der Schalung liegenden Stahlbetonstäbe (bzw. ein Betonstab ohne Längsbewehrung) für Kurzzeitzugversuche sowie für Dauerstandversuche zur Aufzeichnung des Betonschwindens (rechts).

Für die Bewehrung wurde Betonstahl B500B nach (DIN 488-1) mit einer rechnerischen charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ verwendet. In jeder Ecke des Querschnittes waren die Betonstäbe mit einem Bewehrungsstab $\phi_s = 8 \text{ mm}$ bewehrt.

Folgende Abbildung stellt alle bewehrungstechnischen Parameter der Versuchskörper dar.

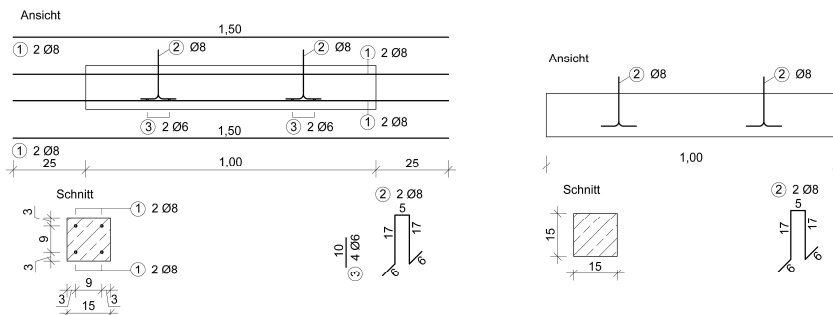


Abb. 3.45: Bewehrungstechnische Parameter der Versuchskörper mit Längsbewehrung (links) und des Begleitkörpers ohne Längsbewehrung (rechts)

Für alle Versuchskörper wurde ein Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 nach Zusammensetzung mit runder Gesteinskörnung eingesetzt. Die

Frischbetonkonsistenz wurde mit der Konsistenzklasse F3 ermittelt. Der Größtkorndurchmesser betrug $d_G = 16$ mm. Die verwendete Betonzusammensetzung ist im Folgenden aufgeführt.

Beton C20/25

- 620 kg/m³ Rheinsand (entspricht 34% der Zuschlagsmasse)
- 633 kg/m³ Rheinkies 2/8 (entspricht 34% der Zuschlagsmasse)
- 600 kg/m³ Rheinkies 8/16 (entspricht 32% der Zuschlagsmasse)
- 278 kg/m³ Zement CEM I 42,5 N
- 199 kg/m³ wirksames Wasser
- Wasserzementwert: w/z = 0,72

Um die Materialkennwerte zum Zeitpunkt des Bauteilversuchs zu bestimmen, wurden zusätzlich zu den Versuchskörpern (Betonbalken) Würfel ($a = 15$ cm) und Zylinder ($d = 15$ cm, $h = 30$ cm) betoniert. Diese Würfel und Zylinder wurden einen Tag nach dem Betonieren ausgeschalt und bis zur Prüfung bei den Versuchskörpern trocken gelagert.

Tab. 3.6: Art und Anzahl der Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390

Kategorie	Art der Prüfung	Art der Probekörper	Anzahl	Prüfalter in Tagen
FBP-1	Betondruckfestigkeit DIN EN 12390-3	Würfel $a = 150$ mm	3 x 3 = 9	Am Tag der Kurzzeitversuche, sowie Anfang und Ende der Dauerstandversuche
FBP-2	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder $d = 150$ mm $h = 300$ mm	3 x 3 = 9	Am Tag der Kurzzeitversuche, sowie Anfang und Ende der Dauerstandversuche
FBP-3	Elastizitätsmodul DIN EN 12390-13	Zylinder $d = 150$ mm $h = 300$ mm	3 x 3 = 9	Am Tag der Kurzzeitversuche, sowie Anfang und Ende der Dauerstandversuche

Die Betondruckfestigkeiten wurden anhand von drei Würfeln gemäß (DIN EN 12390-3) ermittelt.

Da bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach (DIN EN 12390-13) die Probekörper (Zylinder) lediglich bis zu 1/3 der mittleren Druckfestigkeit belastet wurden, kann davon ausgegangen werden, dass die Probekörper nicht geschädigt wurden. Deshalb wurden die Betonzylinder nach der Bestimmung des Elastizitätsmoduls noch zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach (DIN EN 12390-6) verwendet.

In der folgenden Tab. 3.7 sind die Ergebnisse der Festbetonprüfung aufgeführt.

Tab. 3.7: Ergebnisse der Festbetonprüfung

Festbetonalter	$f_{cm,cube,e}$	$f_{ctm,sp,e}$	$E_{cm,e}$
1 d	11,5 N/mm ²	1,4 N/mm ²	17700 N/mm ²
28 d	32,5 N/mm ²	2,7 N/mm ²	23700 N/mm ²

3.3.3 Messtechnik

Die Zugnormalkraft wurde in den Kurzzeitversuchen über eine Ringkraftmessdose (Messbereich bis 100 kN) und in den Dauerstandversuchen über zwei Ringkraftmessdosen (Messbereich bis 100 kN) gemessen. Die horizontale Bauteilverformung wurde in den Kurzzeitzugversuchen und bei der Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnung an den Begleitkörpern über induktive Wegaufnehmer (Messbereich bis 20 mm) erfasst.

3.3.4 Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen

Abb. 3.46 stellt die Messergebnisse der Dauerstandversuche dar. Da die relative Luftfeuchte der Umgebung nicht konstant gehalten werden konnte, kann aus dem Verlauf der Messkurven beobachtet werden, wie in kurzer Zeit die verhältnismäßig großen Schwankungen der relativen Luftfeuchte das Betonschwinden und die damit gekoppelte Zwangskraft beeinflussen. Durch die erhaltenen Versuchsergebnisse konnte im vorliegenden Fall der direkte Zusammenhang des Betonschwindens mit der relativen Luftfeuchte der Umgebung bestätigt werden. Ähnlich wie bei den Dauerstandbiegeversuchen führt ein Wiederanstieg der relativen Luftfeuchte der Umgebung zu einer Stagnation bei der zeitlichen Zunahme der Schwinddehnung und der damit gekoppelten Zwangskraft.

Die relativ geringe Zwangspannung und die ausbleibende Rissbildung ergeben sich aus dem verhältnismäßig geringen Behinderungsgrad des Rahmens. Die Ausbildung einer quasi-vollständigen Behinderung wäre jedoch mit sehr hohem versuchstechnischem Aufwand verbunden.

Wie bereits erwähnt, wurden die auftretenden Schwinddehnungen an einem bewehrten Versuchskörper (VKZ-01) und einem unbewehrten Versuchskörper (VKZ-02) begleitend aufgezeichnet. Hier zeigte sich erwartungsgemäß, dass die Bewehrung die zeitabhängigen Verformungen des Betons behindert.

Die weiteren vier Stahlbetonbalken wurden im Alter von 28 Tagen in einem Reißrahmen auf Zug getestet. Die Versuchsergebnisse können Abb. 3.47 entnommen werden. Die in den Versuchen gemessenen Risskräfte lagen geringfügig unter der rechnerischen Risskraft. Sie zeigen im Gegensatz zu den Bauteilversuchen mit den über 8 m langen Plattenstreifen aufgrund der relativ geringen Versuchskörperabmessungen eine gute Übereinstimmung mit der basierend auf der im Rahmen der Festbetonprüfung experimentell bestimmten Spaltzugfestigkeit berechneten Risskraft. Bei den verhältnismäßig kleinen Abmessungen der Versuchskörper (Betonbalken) war eine übereinstimmende Festigkeit zwischen den Betonbalken und den Normprobekörpern (Zylindern) zu erwarten. Die Risskraft kann somit mit dem Mittelwert der experimentell ermittelten Betonspaltzugfestigkeit rechnerisch abgeschätzt werden.

$$\begin{aligned} N_{cr,cal} &= f_{ctm,e} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{sl}) = \\ &= 0,9 \cdot 2,7 \cdot (0,15 \cdot 0,15) \cdot \left(1 + \frac{200000}{23734} \cdot 0,0089 \right) = \\ &= 0,059 \text{ MN} \end{aligned}$$

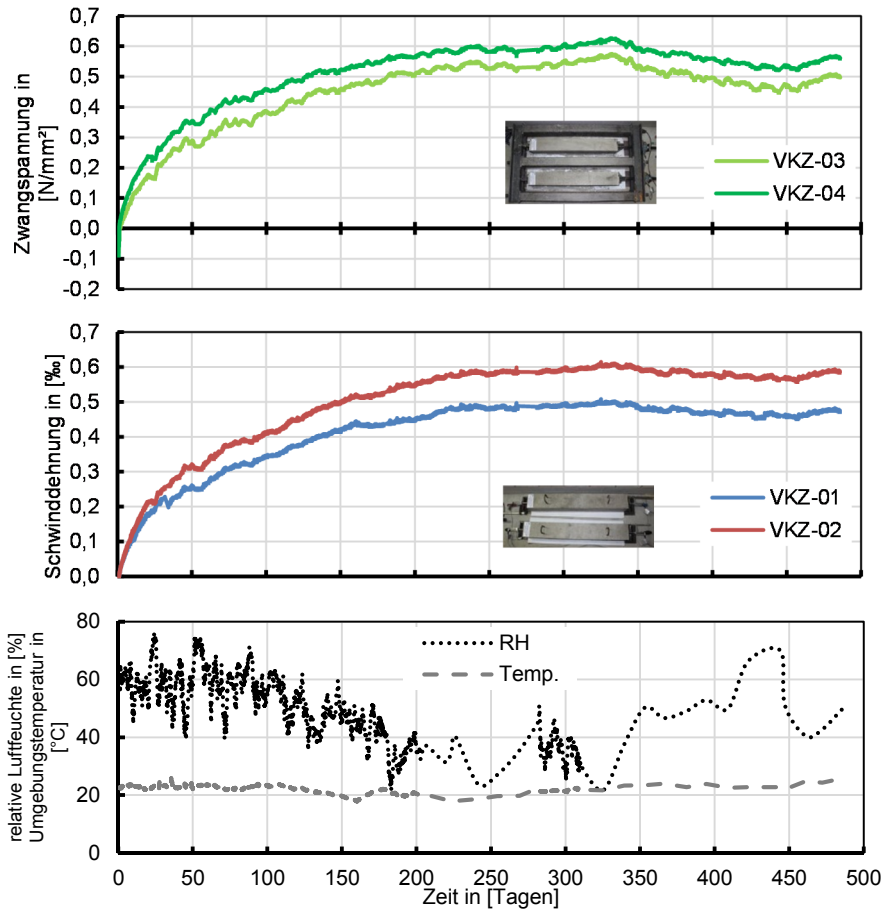


Abb. 3.46: Im Rahmen der Dauerstandversuche aufgezeichnete Entwicklung der Zwangnormalkraft (oben), der Schwinddehnung (in der Mitte) sowie der Raumtemperatur und relativen Luftfeuchte (unten)

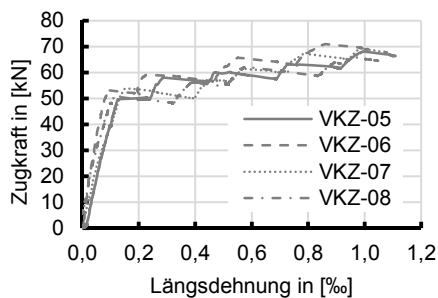


Abb. 3.47: Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen bei den Kurzzeitzugversuchen

Obwohl die in den Dauerstandversuchen erhaltenen Ergebnisse mit den Ergebnissen der Kurzzeitversuche aufgrund des verhältnismäßig geringen Behinderungsgrades des Stahlrahmens nicht unmittelbar verglichen werden können, bilden die Ergebnisse beider Versuchsarten eine solide Grundlage für die Verifizierung der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen.

4 Theoretische Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Um Stahlbetonbauteile mittels physikalisch nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnungen wirklichkeitsnah zu berechnen, sind eine problemgerechte Diskretisierung und Elementwahl sowie eine wirklichkeitsnahe Modellierung des Verhaltens von Beton und Stahl eine wesentliche Voraussetzung. Zur Beschreibung einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang stehen die Berücksichtigung von Langzeiteinflüssen wie Schwinden und Kriechen sowie die realistische Erfassung der Verbund-Schlupf-Beziehung zwischen Bewehrung und umgebendem Beton im Vordergrund.

Für die numerischen Untersuchungen im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde die Finite-Element-Software DIANA (Displacement ANALyzer) der Firma DIANA FEA BV in der Softwareversion 10.0 (*DIANA 2016*) verwendet. Das Programm eignet sich sehr gut für alle Arten von Berechnungen der Strukturmechanik aufgrund der Möglichkeit, ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Tragverhalten bei zwei- und dreidimensionalen Strukturen zu berücksichtigen. Mit Hilfe der sehr umfangreichen Material- und Elementbibliotheken ist eine wirklichkeitsnahe Erfassung einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang bei Stahlbetonbauteilen möglich.

4.2 Materialmodell für Beton

4.2.1 Beton unter Druckspannungen

Normalbeton verhält sich unter einer Druckbeanspruchung bis ungefähr 40 % der Betondruckfestigkeit annähernd linear-elastisch. Erst ab dieser Grenze entstehen unter einer Druckbeanspruchung durch Querkzugspannungen vermehrt Mikrorisse, die sich zu makroskopisch sichtbaren Rissen vereinigen. Aufgrund der fortschreitenden Mikro- und Makrorissbildung fällt die Steifigkeit ab und es stellt sich eine nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zum Bruch ein.

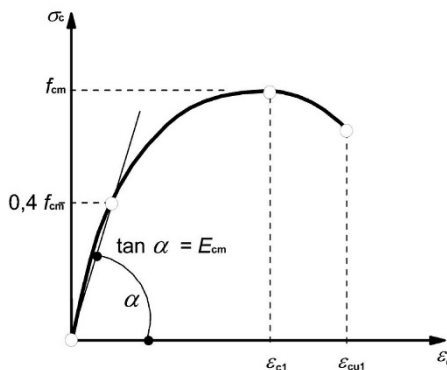


Abb. 4.1: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen [Quelle: (*DIN EN 1992-1-1*)]

Die theoretischen Untersuchungen beschränkten sich auf das Lastniveau des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit, denn zentrischer Zwang infolge einer Temperatureinwirkung und / oder einer behinderten Schwindverformung wird in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch erhebliche Rissbildung vollständig abgebaut. Die maximalen Betondruckspannungen blieben in allen Berechnungen deutlich unterhalb von 40 % der Betondruckfestigkeit. Dementsprechend war es ausreichend, in den numerischen Simulationen der Parameterstudie (Abschn. 4.8) als Werkstoffgesetz des Betons im Druckbereich ein linear elastisches Modell zu verwenden.

4.2.2 Beton unter Zugspannungen

Schon unter Gebrauchslasten treten im Beton unter Zugbeanspruchung Risse auf, die zur Abminderung der Steifigkeit des belasteten Bauteils führen. Demzufolge ist die Abbildung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons unter Zugbelastung für eine wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang von großer Bedeutung. Normalfester Beton verhält sich unter einer Zugbeanspruchung bis ungefähr 70 % der Betonzugfestigkeit annähernd linear-elastisch (vgl. Bereich bis Punkt 1 in Abb. 4.2). Ein nichtlineares Verformungsverhalten wird von ca. 70 % bis 90 % der Betonzugfestigkeit (vgl. Bereich zwischen den Punkten 1 und 2 in Abb. 4.2) schwach und erst ab ca. 90 % der Betonzugfestigkeit (ab Punkt 2 in Abb. 4.2) deutlich ausgeprägt. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit werden im inhomogenen Werkstoff Beton, aufgrund von Kohäsionskräften im Zementleim über den entstandenen Riss hinweg in geringem Maße noch Zugspannungen übertragen. Dieses Verhalten wird als „tension softening“ des Betons bezeichnet.

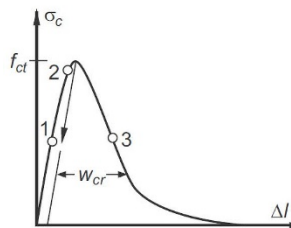


Abb. 4.2: Materialverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung allgemein [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]

In Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Finite-Element-Berechnungen wird das Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung vor dem Erreichen der Zugfestigkeit durch eine lineare Funktion beschrieben, deren Steigung durch den Elastizitätsmodul des Betons bestimmt wird. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit wird das Modell nach (Hordijk 1991) zur realitätsnahen Erfassung der nichtlinearen Entfestigung von Beton verwendet.

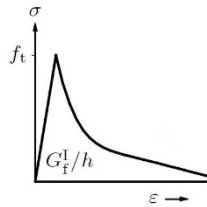


Abb. 4.3: Verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Zugbelastung (dabei σ ...Spannung, ϵ ...Dehnung, h ...Rissbandbreite, f_t ...Zugfestigkeit und G_f^I ...Bruchenergie) [Quelle: (DIANA 2016)]

Das Modell nach (Hordijk 1991) bildet den Zusammenhang zwischen der Zugspannung und der Dehnung durch eine nichtlineare Entfestigungsfunktion ab. Die Fläche unter der Kurve entspricht der auf die Rissbandbreite h bezogenen Bruchenergie G_f . Über die Bruchenergie G_f wird die Grenzzissdehnung ϵ_{ult} bestimmt, bei der die aufnehmbare Zugspannung im Element den Wert Null annimmt.

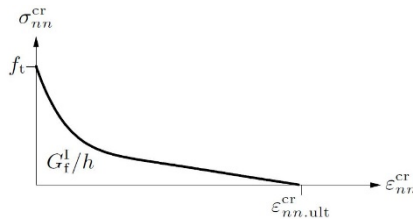


Abb. 4.4: Beschreibung des tension-softening-Effektes nach dem Modell von (Hordijk 1991) (dabei σ_{nn}^{cr} ...Rissspannung, ϵ_{nn}^{cr} ...Rissdehnung, $\epsilon_{nn,ult}^{cr}$...Grenzzissdehnung, h ...Rissbandbreite, f_t ...Zugfestigkeit und G_f^I ...Bruchenergie) [Quelle: (DIANA 2016)]

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach (Hordijk 1991) lautet:

für $(0 < \epsilon_{nn}^{cr} < \epsilon_{nn,ult}^{cr})$

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\epsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \left(1 + \left(c_1 \cdot \frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}} \right)^3 \right) \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}}} - \frac{\epsilon_{nn}^{cr}}{\epsilon_{nn,ult}^{cr}} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (4.1)$$

für $(\epsilon_{nn,ult}^{cr} < \epsilon_{nn}^{cr} < \infty)$

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\epsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = 0$$

mit

$\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$ Grenzzrissdehnung, bei der die aufnehmbare Zugspannung den Wert Null annimmt

$c_1 = 3$ Konstante

$c_2 = 6,93$ Konstante

Die Grenzdehnung beträgt dabei

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = 5,136 \cdot \frac{G_f}{h \cdot f_t} \quad (4.2)$$

mit

G_f Bruchenergie des Betons

f_t zentrische Zugfestigkeit

h Rissbandbreite

Die Bruchenergie G_f ist ein bruchmechanischer Baustoffkennwert, der zur Beurteilung des Widerstandes des Betons gegenüber einer Zugbeanspruchung dient. Er beschreibt die Energie, die zur vollständigen Öffnung eines Risses erforderlich ist. Die Größe der Bruchenergie wird im Wesentlichen von der Betonfestigkeit und der Art der Gesteinskörnung bestimmt. Die experimentelle Bestimmung der Bruchenergie ist sehr aufwendig, so dass im Rahmen dieser Arbeit die Beziehung nach (*Model Code 2010*) zur Abschätzung der Bruchenergie verwendet wurde:

$$G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0,18} \quad (4.3)$$

mit

G_f Bruchenergie des Betons [N/m]

$f_{cm,zyl}$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit [N/mm²]

Die Rissbandtheorie nach (*Bazant u. Oh 1983*) besagt, dass die Bruchzone auf eine bestimmte Rissbandbreite h verteilt angenommen wird. Mit der Definition der Rissbandbreite wird die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung für numerische Berechnungen mittels der FEM-Methode überführt. Die Rissöffnung w_c wird mit Hilfe der Rissbandbreite h übersetzt in eine Betondehnung des Rissbandes ε_c .

$$\varepsilon_c = \frac{w_c}{h} \quad (4.4)$$

Somit wird die Rissweite w_c im Rahmen der FEM-Berechnungen über die definierte Rissbandbreite h an den Integrationspunkten eines Finiten Elementes gleichmäßig „verschmiert“. Die Vorstellung besteht darin, dass die Bruchprozesszone aus vielen dicht verteilten und zur Rissebene senkrecht positionierten Mikrorissen besteht. Die

Schwierigkeit besteht jedoch darin, die tatsächliche Rissbandbreite zu bestimmen, da sie genau genommen keine reale physikalische Größe darstellt. Sie kann für einen Normalbeton einem einfachen Ansatz gemäß (Bazant u. Oh 1983) zum Dreifachen des Größtkorndurchmessers bestimmt werden. Im Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Finite-Element-Berechnungen wird die Rissbandbreite netzabhängig aus dem Elementvolumen ermittelt (Rots 1988).

$$h = \sqrt[3]{V} \quad (4.5)$$

mit

V Volumen eines finiten Elementes

4.2.3 Langzeitverhalten von Beton

Über die Zeit ändern sich die Eigenschaften von Beton. Einerseits nehmen die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul von Beton mit steigendem Betonalter zu, wenn die Nacherhärtung nicht durch hohe Spannungen überlagert wird. Andererseits können mit zunehmender Belastungsdauer signifikante Erhöhungen der Verformung sowie eine Abnahme der Festigkeit des Betons festgestellt werden.

Der Anstieg der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls ist für eine kurz nach der Herstellung einer Stahlbetondecke beginnende Belastung gering und für die hier durchgeführten Berechnungen somit ohne Einfluss auf das Ergebnis. Dementsprechend wurde dieser Effekt bei der Modellierung des Werkstoffverhaltens von Beton nicht berücksichtigt.

Die Langzeitauswirkungen der Beanspruchung auf die Betondruckfestigkeit werden in (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) durch den α_{cc} – Beiwert in Höhe von 0,85 berücksichtigt. Somit beträgt die Dauerstanddruckfestigkeit eines Betons gemäß der Norm $0,85 f_{cm}$. Da die maximalen Betondruckspannungen für die hier gewählten Belastungen unterhalb von 40 % der Betondruckfestigkeit (vgl. Abschn. 4.2.1) lagen, war die Berücksichtigung der Dauerstanddruckfestigkeit von $0,85 f_{cm}$ im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen entbehrlich.

Nach (DAFStb Heft 498) und (Reinhardt u. Cornelissen 1985) liegt die Dauerstandzugfestigkeit von Beton im Bereich von $0,6-0,7 f_{ctm}$ und wird bei langandauernden Beanspruchungen bereits nach kurzer Zeit (z. T. bereits nach 24 Stunden) erreicht. Da die Zwangsschnittgrößen von den Risschnittgrößen abhängen, führt eine durchgängige Verwendung der Dauerstandzugfestigkeit von Beton bei den nichtlinearen FEM-Berechnungen zu geringeren Zwangbeanspruchungen. Im Rahmen der in dieser Forschungsarbeit durchgeführten Parameterstudie mittels numerischer Simulationen werden nichtlinear verteilte Betonzugspannungen und weitere risskraftreduzierende Einflüsse (z. B. Eigenspannungen infolge des Abfließens der Hydrationswärme) durch den in (DIN EN 1992-1-1/NA) vorgegebenen k -Beiwert bei der Betonzugfestigkeit berücksichtigt. Nach Meinung des Autors ist eine kombinierte Berücksichtigung beider risskraftreduzierender Einflüsse nicht sachgerecht, da Erkenntnisse zu der Problematik aus experimentellen Untersuchungen fehlen. Daher blieb die

Dauerstandzugfestigkeit bei der Modellierung des Werkstoffverhaltens von Beton außer Acht.

Bereits unter Gebrauchsbedingungen zeigt Beton ein ausgeprägt zeitabhängiges Verhalten, so dass die mit der Zeit auftretenden Dehnungen ein Mehrfaches der elastischen Dehnungen betragen können. Diese mit der Zeit auftretenden Dehnungen sind vom Spannungszustand, den Lagerungsbedingungen und dem Wassergehalt des Betons abhängig. Zur Beschreibung der zeitabhängigen Effekte von Beton werden üblicherweise eine lastunabhängige Volumenverminderung (Schwinden), eine allmähliche Zunahme der Dehnungen bei konstanter Spannung (Kriechen) sowie eine allmähliche Abnahme der Spannung bei konstanter Dehnung (Relaxation) unterschieden. Das Verhalten von Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang wird wesentlich von diesen Langzeiteffekten beeinflusst, so dass deren realistische Erfassung für wirklichkeitsnahe numerische Berechnungen unerlässlich ist.

4.2.3.1 Kriechen (Relaxation)

Kriechen und Relaxation beschreiben allgemein das viskose Verhalten von Beton und resultieren aus identischen Mechanismen. In realen Tragstrukturen kommen sie in Reinform kaum vor. Die dem Kriechen (der Relaxation) zugrunde liegenden Mechanismen sind komplex und abhängig von der Höhe der einwirkenden Spannungen. Die Zusammenhänge sind jedoch noch nicht vollständig geklärt. (Müller, Haist et al. 2015) gibt einen Überblick über die Mechanismen und Einflussgrößen des Kriechens und Schwindens sowie über entsprechende Vorhersagemodelle.

Zur Abschätzung der Auswirkungen des Kriechens existieren mehrere, aus der Auswertung zahlreicher Versuchsergebnisse empirisch hergeleitete Vorhersagemodelle, die in unterschiedlichen Normen und Regelwerken festgehalten sind. Generell wird das Kriechen mit Hilfe der Kriechzahl als ein Vielfaches der elastischen Anfangsverformung ausgedrückt. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde das Kriechen durch das Vorhersagemodell nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) berücksichtigt. Eine ausführliche Beschreibung des hier verwendeten Vorhersagemodells ist (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DAfStb Heft 600) zu entnehmen.

Für numerische Simulationen des Kriechens von Beton haben sich rheologische Modelle als zweckmäßig erwiesen, mit denen der Beton als viskoelastisches Material beschrieben wird (Bažant 1988). Unter einem rheologischen Modell mit viskoelastischem Materialverhalten versteht man eine Kombination aus einem Element mit linear-elastischem Verhalten und einem Element mit linear-viskosem Verhalten. Ein Element mit linear-elastischem Verhalten wird als „Hookescher Körper“ bezeichnet und kann durch eine Feder mit der Federkonstanten E beschrieben werden. Ein Element mit linear-viskosem Materialverhalten wird als „Newtonscher Körper“ bezeichnet. Das Modell des Newtonschen Körpers bildet einen Dämpfer mit der Dämpfungskonstante η .

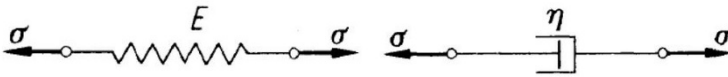


Abb. 4.5: Hooke'scher Körper (links), Newton'scher Körper (rechts) [Quelle: (Gross, Hauger et al. 2009)]

Die rheologischen Grundelemente (Feder und Dämpfer) bilden in einer Parallelschaltung einen sogenannten „Kelvin-Voigt-Körper“ und in einer Reihenschaltung einen sogenannten „Maxwell-Körper“. Für die Modellierung des viskoelastischen Materialverhaltens werden die rheologischen Körper in Kette zusammengeschaltet.

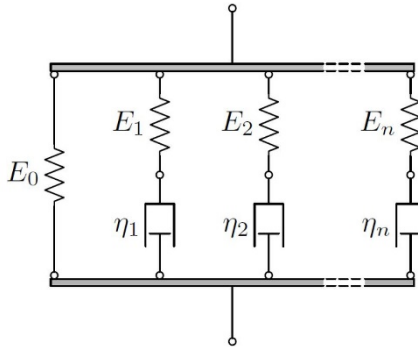


Abb. 4.6: Maxwell-Kette [Quelle: (DIANA 2016)]

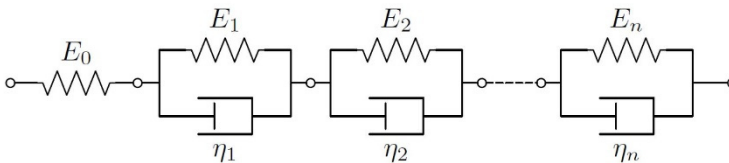


Abb. 4.7: Kelvin-Kette [Quelle: (DIANA 2016)]

Bei den vorliegenden Berechnungen wird das Kriechen des Betons durch eine Kelvin-Kette mit der Kriechfunktion (Gleichung (4.6)) numerisch simuliert.

$$J(t, \tau) = \sum_{\alpha=0}^n \frac{1}{E_{\alpha}(\tau)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_{\alpha}}} \right) \quad (4.6)$$

mit

- J Kriechfunktion (Retardationsfunktion) der Kelvin-Kette
- t Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]
- τ Alter des Betons bei der Lastbeanspruchung [Tage]
- E Federkonstante des rheologischen Grundelementes der Kelvin-Kette
- α Nummer des rheologischen Grundelementes der Kelvin-Kette

$$\lambda_\alpha = \frac{\eta_\alpha}{E_\alpha} \quad \text{Retardationszeit}$$

η Dämpfungskonstante des rheologischen Grundelementes der Kelvin-Kette

4.2.3.2 Schwinden

Als Schwinden wird die lastunabhängige Verkürzung des Betons hauptsächlich infolge seines Austrocknens bezeichnet. Das von der relativen Luftfeuchte der Umgebung unabhängige autogene Schwinden, das durch chemische Prozesse bei der Betonerhärtung hervorgerufen wird, bildet bei normalfesten Betonen einen relativ geringen Anteil an der Gesamtschwinddehnung (s. Abschn. 3.1.4.2). Wie beim Kriechen handelt es sich beim Schwinden um einen zeitabhängigen Vorgang. Im Unterschied zum Kriechen ist der Kenntnisstand in Bezug auf Ursachen und Abläufe wie auch auf wesentliche Einflussparameter der Schwinddehnungen recht umfassend. Einen Überblick über die Mechanismen und Einflussgrößen des Schwindens geben (*Mechtcherine u. Götze 2015*). Zur Erfassung der Schwindverformung wird im Rahmen dieser Forschungsarbeit der rechnerische Ansatz aus (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) verwendet. Eine ausführliche Beschreibung des hier verwendeten rechnerischen Ansatzes zur Vorhersage der Schwindverformung von Beton ist (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und (*DAfStb Heft 600*) zu entnehmen.

4.3 Materialmodell für Bewehrungsstahl

Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Betonstahl muss keine Unterscheidung zwischen Kurzzeit- und Langzeitverhalten vorgenommen werden. Das Verhalten von Betonstahl kann nach der Plastizitätstheorie in einen elastischen und einen plastischen Bereich unterteilt werden. Die Fließbedingung bestimmt den Übergang zwischen beiden Bereichen. Die Gesamtdehnung wird durch Addition aus den Dehnungen beider Bereiche bestimmt.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{s,pl} \quad (4.7)$$

Im elastischen Bereich, bis kurz vor Erreichen der Streckgrenze, weist Betonstahl ein nahezu linear-elastisches Verhalten auf. Für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen wurden der Elastizitätsmodul des Betonstahls mit $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ und die Streckgrenze des Betonstahls mit $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

Eine Plastizierung der Bewehrung kann jedoch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit weitgehend ausgeschlossen werden.

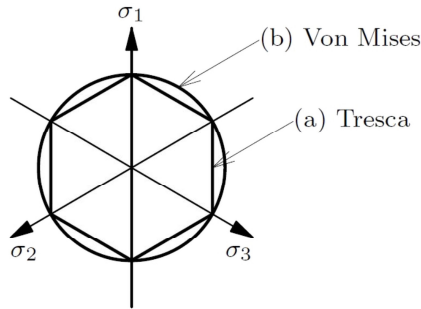


Abb. 4.8: Schematische Darstellung des isotropen Plastizitätsgesetzes nach Tresca und von Mises [Quelle: (DIANA 2016)]

4.4 Modell für das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton

In einem ungerissenen Stahlbetonbauteil sind die Dehnungen des Betonstahls gleich den Dehnungen des umgebenden Betons. Entsteht ein Riss im Beton, so übernimmt der Betonstahl im Riss die Tragwirkung des Betons. Über die Verbundwirkung wird die Zugbelastung vom gerissenen Beton über eine relativ kurze Strecke auf den Bewehrungsstahl übertragen. Es entsteht ein Dehnungsunterschied zwischen Stahl und Beton. Im Allgemeinen wird das Verbundverhalten durch einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und dem zugehörigen Schlupf beschrieben. Zur Beschreibung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung können in Abhängigkeit von der Problemstellung und der Zielsetzung unterschiedliche mathematische Ansätze zur Anwendung kommen, die in zahlreichen Forschungsarbeiten untersucht und beschrieben wurden. Gemäß (DAfStb Heft 466) kann das Verbundverhalten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit folgender Potenzfunktion zutreffend charakterisiert werden:

$$\tau(x) = C \cdot s^\alpha(x) \quad (4.8)$$

Dabei ist

- C von der Stahlsorte und der Betondruckfestigkeit abhängige Konstante
- α von der Stahlsorte und der Verbundqualität abhängige Konstante
- s Schlupf

Das angegebene Verbundmodell basiert auf Noakowski (DAfStb Heft 296). Es wird auch als „Power Law“ bezeichnet und wurde im Rahmen dieser Arbeit verwendet. Bezüglich der Funktionsparameter bestehen zwischen den verschiedenen Angaben in der Fachliteratur erhebliche Unterschiede. In der FEM-Software DIANA ist das Power Law mit Gleichung (4.9) implementiert. Dabei wird für kleine Werte des Schlupfes

($0 \leq dt \leq dt^0$) mit einer linearen Beziehung sichergestellt, dass keine unrealistisch hohen Werte für die Verbundspannung entstehen.

$$t_t = \begin{cases} a \cdot (dt)^b & \text{für } dt \geq dt^0 \\ a \cdot (dt^0)^{b-1} \cdot dt & \text{für } 0 \leq dt \leq dt^0 \end{cases} \quad (4.9)$$

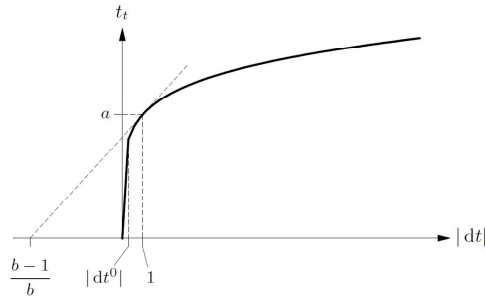


Abb. 4.9: Verbundmodell "Power Law" (Verbundspannung t_t und Schlupf dt sowie a und b Konstanten zur Beschreibung der Potenzfunktion) [Quelle: (DIANA 2016)]

Beim Bewehren von Stahlbetondeckenplatten werden in der Regel kleine Durchmesser mit einer Betondeckung, die Längsrisse mit hoher Wahrscheinlichkeit ausschließt, verwendet. Für diesen Fall ist ein besseres Verbundverhalten, besonders für kleinere Werte des Schlupfes, zu erwarten. Dementsprechend werden der Funktion zur Beschreibung des Verbundverhaltens die Parameter gemäß (DAfStb Heft 466) zugrunde gelegt:

$a = 0,32 \cdot \beta_{Wm}$ von der Stahlorte und der Betondruckfestigkeit abhängige Konstante (mit β_{Wm} mittlere Würfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge 200 mm)

$b = 0,22$ von der Stahlorte und der Verbundqualität abhängige Konstante

dt^0 0,0001

Der Verbund zwischen den Bewehrungs- und den umgebenden Strukturelementen (Beton) verhält sich vor der Rissbildung linear-elastisch. Die Steifigkeit der Verbundelemente beträgt im Zustand I in normaler Richtung

$$D_n = 100 \cdot \frac{E_c}{h} \quad (4.10)$$

sowie in tangentialer Richtung

$$D_t = 10 \cdot \frac{E_c}{h} \quad (4.11)$$

4.5 FEM-Rechenmodell

4.5.1 Strukturelemente

Um die Staffelung der Bewehrung und das Verbundverhalten zwischen der Bewehrung und dem umgebenden Beton wirklichkeitsnah abzubilden, wurden für die numerischen Berechnungen dreidimensionale Finite-Elemente-Modelle eingesetzt. Die FEM-Modelle wurden aus isoparametrischen 20-Knoten-Volumenelementen entwickelt (Abb. 4.10).

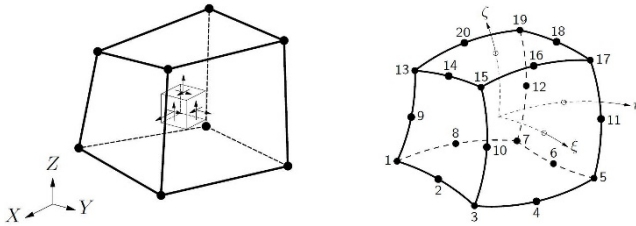


Abb. 4.10: Volumenelement allgemein (links) und 20-Knoten-Volumenelement CHX60 (rechts)
[Quelle: (DIANA 2016)]

Das Element CHX60 basiert auf einem quadratischen Interpolationsansatz und einer Gaußintegration über das Elementvolumen. Das Polynom für die Verschiebung u_{xyz} kann in folgender Weise formuliert werden:

$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \zeta + a_4 \cdot \xi \cdot \eta + \\
 & + a_5 \cdot \eta \cdot \zeta + a_6 \cdot \xi \cdot \zeta + a_7 \cdot \xi^2 + a_8 \cdot \eta^2 + \\
 & + a_9 \cdot \zeta^2 + a_{10} \cdot \xi \cdot \eta \cdot \zeta + a_{11} \cdot \xi^2 \cdot \eta + \\
 & + a_{12} \cdot \xi^2 \cdot \zeta + a_{13} \cdot \xi \cdot \eta^2 + a_{14} \cdot \xi \cdot \zeta^2 + \\
 & + a_{15} \cdot \eta^2 \cdot \zeta + a_{16} \cdot \eta \cdot \zeta^2 + \\
 & + a_{17} \cdot \xi^2 \cdot \eta \cdot \zeta + a_{18} \cdot \xi \cdot \eta^2 \cdot \zeta + \\
 & + a_{19} \cdot \xi \cdot \eta \cdot \zeta^2
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

4.5.2 Bewehrungselemente

Eine der wichtigsten Voraussetzungen für wirklichkeitsnahe numerische Simulationen von Stahlbetonbauteilen ist außer einer wirklichkeitsnahen Formulierung des Materialverhaltens der Einzelkomponenten Stahl und Beton auch deren Zusammenwirken sowie deren gegenseitige Beeinflussung. Die Finite-Element-Software DIANA bietet unterschiedliche Methoden, um die eingelegte Bewehrung in einem Stahlbetonbauteil abzubilden. Grundsätzlich kann zwischen einer diskreten und einer verschmierten Abbildung der Bewehrung unterschieden werden.

Im Rahmen der Parameterstudie wurde die Bewehrung diskret mit Stabelementen CL9TR (truss elements) abgebildet. Stabelemente haben im Vergleich zu ihrer Länge sehr kleine Querschnittsabmessungen. Sie können nur eine axiale Kraft entlang ihrer Längsachse aufnehmen.

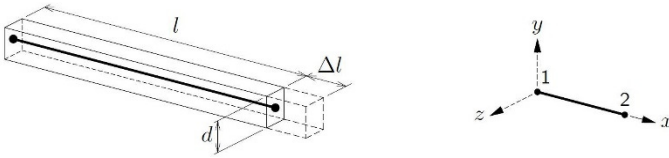


Abb. 4.11: Stabelement allgemein [Quelle: (DIANA 2016)]

Das Element CL9TR ist ein 3-Knoten-Seilelement (cable element) mit drei Freiheitsgraden pro Knoten. Im Gegensatz zu normalen Stabelementen können die Seilelemente einen kurvenförmigen Verlauf haben. Die Seilelemente werden grundsätzlich bei geometrisch nichtlinearen Analysen von Seilen und für diskrete Modellierungen von vorgespannter bzw. schlaffer Bewehrung bei nichtlinearen Analysen von Stahl- und Spannbetonbauteilen verwendet.

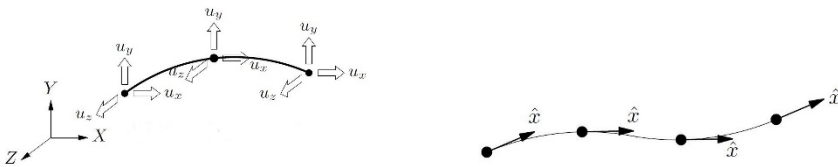


Abb. 4.12: Dreidimensionale Knotenverschiebung des Seilelementes allgemein (links), Dehnung und Spannung des Seilelementes allgemein (rechts) [Quelle: (DIANA 2016)]

Das Seilelement besitzt keine Steifigkeit in Querrichtung. Die Steifigkeit in Querrichtung wird allein durch die das Seilelement umgebenden Elemente bestimmt. Somit kann mit Hilfe von derart modellierter Bewehrung die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung in den Schubrisen nicht abgebildet werden. Da im Rahmen dieser Arbeit querkraftbeanspruchte Bereiche nicht im Vordergrund stehen, ergibt sich mit der Modellierung der Bewehrung durch Seilelemente CL9TR eine ausreichende Genauigkeit.

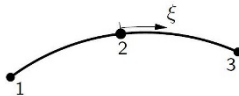


Abb. 4.13: 3-Knoten-Stabelement CL9TR [Quelle: (DIANA 2016)]

Die Verschiebungen u_x , u_y und u_z können beim Element CL9TR mit der Gleichung (4.13) berechnet werden.

$$u_i(\xi) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \xi^2 \tag{4.13}$$

Die Elementdehnungen und –spannungen sind immer entlang der Elementlängsachse orientiert. Standardmäßig verwendet DIANA eine 2-Punkt Gaußintegration entlang der Stabachse.

Stabelemente, die verwendet werden, um Bewehrungsstäbe in einem Stahlbetonbauteil abzubilden, werden in DIANA programmintern mit den sie umgebenden Strukturelementen durch spezielle Kontaktelemente (interface elements) verbunden. Diese Kontaktelemente werden in DIANA automatisch generiert und nur intern verwendet. Sie können nicht vom Benutzer definiert werden.

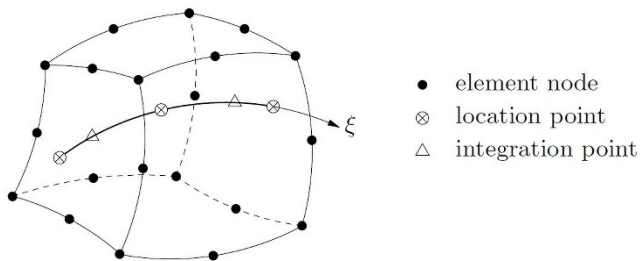


Abb. 4.14: Topologie eines Sektors eines Stabelementes (Bewehrungsstabes) in einem Volumenelement [Quelle: (DIANA 2016)]

Für ein Volumenelement und für ein in ihm integriertes Stabelement werden im Softwareprogramm DIANA die Verschiebungen der Knoten elementbezogen berechnet. Die relativen Verschiebungen in den Kontaktelementen ergeben sich aus der Differenz der Knotenverschiebungen der beiden Elemente. Das Materialmodell der Kontaktelemente definiert die Beziehung der relativen Verschiebungen zu den Verbundspannungen (Verbund-Schlupf-Beziehung). Durch die Multiplikation der Verbundspannungen mit dem Umfang eines Stabelementes sowie durch die Integration dieser Linienkräfte über die Länge eines Sektors des Stabelementes wird die Kraft in den Kontaktknoten berechnet.

4.5.3 Abbildung von gerissenem Beton

Von entscheidender Bedeutung für eine wirklichkeitsnahe Berechnung eines Stahlbetonbauteils ist auch die Verwendung eines geeigneten Rissmodells. Risse können im Rahmen von FEM-Simulationen durch diskrete oder durch verschmierte Rissmodelle abgebildet werden. Aufgrund der Nachteile diskreter Rissmodelle (Vorabdefinition des Rissverlaufes, Neudefinition des FEM-Netzes bei Auftreten neuer Risse während der Berechnung) wurde für die hier durchgeführten FEM-Berechnungen ein verschmiertes Rissmodell („Multi-Directional Fixed Crack Model“) eingesetzt, das auf einer Dehnungszerlegung in einen elastischen Anteil ε^e und einen plastischen Anteil ε^{cr} basiert.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{cr} \quad (4.14)$$

Der plastische Anteil ε^{cr} wird weiter in Unterdehnungen zerlegt, was in einem Integrationspunkt eines Finiten Elementes das Auftreten mehrerer in unterschiedliche Richtungen orientierter Risse ermöglicht.

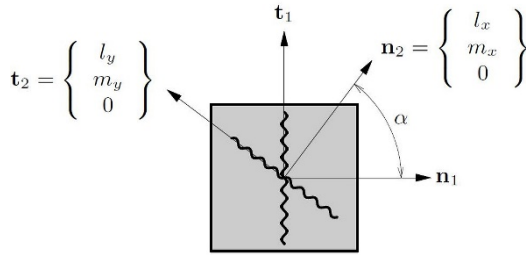


Abb. 4.15: „Multi-Directional Fixed Crack Model“ mit dem Winkel α zwischen den einzelnen Rissen und dem lokalen n-t-Koordinatensystem für jeden Riss i [Quelle: (DIANA 2016)]

Die in den Integrationspunkten der Finiten Elemente auftretenden Risse werden über die Rissbandbreite verschmiert dargestellt (vgl. Abschn. 4.2.2). Zur Entstehung eines Risses müssen zwei Kriterien erfüllt werden. Die maximal zulässigen Zugspannungen müssen überschritten werden und die Hauptzugspannungen müssen einen kritischen Winkel zu einem bereits bestehenden Riss erreichen (s. Abb. 4.15). Wenn dieser kritische Winkel nicht erreicht ist, können die Zugspannungen die dreifache Größe des zulässigen Wertes erreichen, bevor es zur Entstehung eines weiteren Risses kommt.

Die Schubübertragung im Riss kann durch den Schubreduktionsfaktor β (shear retention factor) berücksichtigt werden. Dieser Effekt ist für die hier vorgenommenen Untersuchungen jedoch von untergeordneter Bedeutung. Daher wurde bei allen Berechnungen die volle Schubsteifigkeit mit einem Schubreduktionsfaktor von $\beta = 1,0$ angenommen.

4.6 Numerische Lösungsverfahren

Für alle numerischen Berechnungen wurde als Lösungsverfahren das Standard-Newton-Raphson-Verfahren verwendet, welches die Steifigkeitsmatrix für jeden Iterationsschritt als Tangentensteifigkeit neu ermittelt. Demzufolge kommt das Verfahren mit wenigen aber dafür sehr zeitaufwändigen Iterationen aus. Eine genaue Beschreibung dieses Lösungsverfahrens findet sich in der Fachliteratur (z. B. (Klein 2015) und (Rust 2016)). Eine grafische Erläuterung ist in Abb. 4.16 dargestellt.

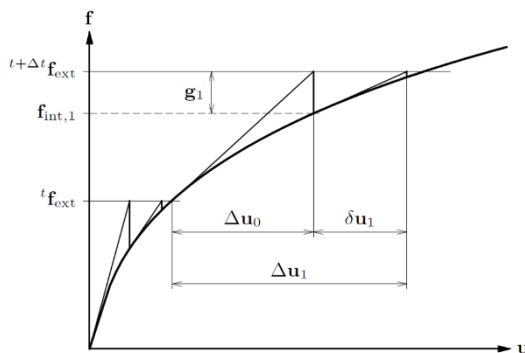


Abb. 4.16: Reguläre Newton-Raphson Iteration [Quelle: (DIANA 2016)]

Ein Nachteil des Newton–Raphson-Verfahrens ist sein eingeschränkter Konvergenzradius. Eine quadratische Konvergenz wird nur „in der Nähe der Lösung“ erreicht. Bei starken Nichtlinearitäten, beispielsweise bei Rissbildung, kann der iterative Lösungsprozess divergieren. Zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens wurde das Standard-Newton-Raphson-Verfahren für alle Berechnungen durch die „Line-Search“-Methode erweitert, die auf einer linearen Korrektur des Verschiebungszuwachses basiert und somit das Energiepotenzial reduziert. Bei der „Line-Search“-Methode werden die Ergebnisse mehrerer Gleichgewichtsiterationen verwendet, um eine gemeinsame Tendenz (Mittelwert) zu erkennen und die Annahmen für weitere Iterationen zu modifizieren.

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \eta \cdot \delta u_{i+1} \quad (4.15)$$

Dabei sind

- Δu_{i+1} Verschiebungszuwachs zwischen Lastschritt i und $i + 1$
- Δu_i Verschiebungszuwachs zwischen Lastschritt 0 und i
- η Korrekturfaktor zur Abminderung des Verschiebungszuwachses im Iterationsschritt $i + 1$
- δu_{i+1} Verschiebungszuwachs im Iterationsschritt $i + 1$

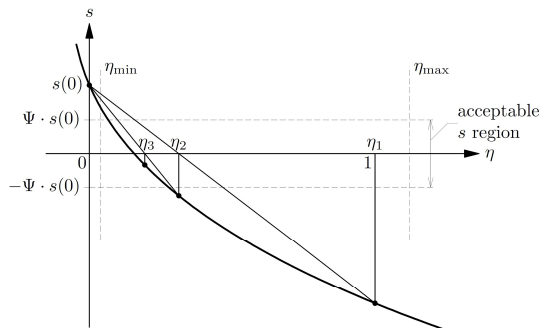


Abb. 4.17: Grafische Darstellung der "Line-Search"-Methode [Quelle: (DIANA 2016)]

Um unendliche Iterationsläufe zu vermeiden, die sich vornehmlich durch große Steifigkeitsänderungen, z. B. bei der Rissbildung im Beton, ergeben können, gibt es mehrere Möglichkeiten. So lässt sich beispielsweise eine maximale Anzahl an Iterationsschritten als Abbruchkriterium definieren. Sollte nach der festgelegten Anzahl von Iterationsschritten keine Konvergenz gefunden worden sein, so bricht die Iteration ab, ohne eine konvergente Lösung gefunden zu haben. Eine weitere mögliche Abbruchbedingung ist das Kriterium der offensichtlich auftretenden Divergenz.

Wenn innerhalb der festgelegten maximalen Anzahl an Iterationsschritten ein oder mehrere der im Vorfeld definierten Konvergenzkriterien erfüllt sind, so ist die Iteration erfolgreich und es liegt eine Lösung vor. Im Allgemeinen kann das

Konvergenzkriterium durch Verschiebungs-, Kraft- und Energiekriterien ausgedrückt werden.

Die Verschiebungs- und Kraftkriterien können oft nicht gleichzeitig erfüllt werden. Bei einem sich versteifenden System hat eine kleine Verschiebungsänderung größere Kraftänderungen zur Folge. Bei einem weicher werdenden System, in einem Extremfall bei einem labilen System, weisen die nicht ausbalancierten Kräfte zwar nur noch kleine Beträge auf, die Verformungen ändern sich jedoch sehr stark. Einen Ausweg bietet in diesem Fall das Energiekriterium an, bei dem beide o. g. Größen eingehen (Rust 2016).

Bei den hier vorgenommenen Berechnungen wurde als Konvergenzkriterium das Energiekriterium verwendet. Die Energie wurde durch die Fläche unter dem Kraft-Verformungs-Diagramm dargestellt, wie es aus Abb. 4.18 ersichtlich ist. Das Konvergenzkriterium lautet dann:

$$\text{Energy norm ration} = \left| \frac{\delta u_i^T \cdot (f_{int,i+1} + f_{int,i})}{\Delta u_0^T \cdot (f_{int,1} + f_{int,0})} \right| \tag{4.16}$$

Dabei sind

- δu_i^T transponierter Vektor der inneren Knotenverschiebungen im Iterationsschritt i
- Δu_0^T transponierter Vektor der inneren Knotenverschiebungen im Iterationsschritt 0
- $f_{int,i+1}$ Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt $i + 1$
- $f_{int,i}$ Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt i
- $f_{int,1}$ Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 1
- $f_{int,0}$ Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 0

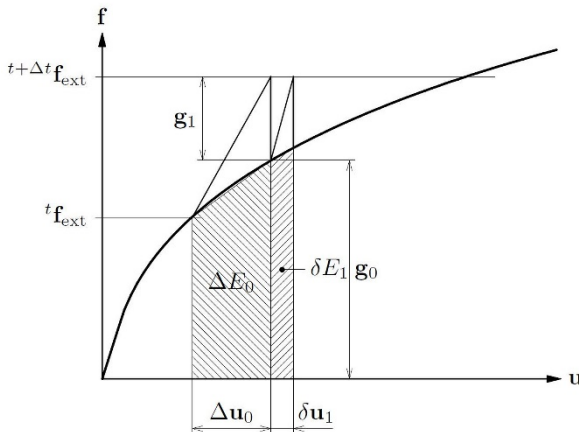


Abb. 4.18: Größen für Konvergenzkriterien [Quelle: (DIANA 2016)]

Die Qualität der Berechnungsergebnisse wird durch die Wahl der Lösungsgenauigkeit bestimmt, sodass die Toleranzschranke entsprechend der Problemstellung zu wählen ist. Für die gesamten Berechnungen wurde die Konvergenzgenauigkeit auf 10^{-4} festgelegt.

4.7 Nachrechnung der Bauteilversuche

Zur Validierung des oben beschriebenen Materialmodells und des gewählten Lösungsalgorithmus wurden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Bauteilversuche nachgerechnet. Da keine experimentelle Untersuchung des Verbundverhaltens zwischen Bewehrung und Beton stattfand, wurde zur Verifizierung der diskreten Abbildung der Bewehrung auf die in (*DAfStb Heft 609*) dokumentierten Ergebnisse der Pull-Out-Tests zurückgegriffen.

4.7.1 Nachrechnung der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

4.7.1.1 Finite-Elemente-Modell

Abb. 4.19 zeigt das für die Nachrechnung der Kurzzeitversuche (s. Abschn. 3.1) verwendete Finite-Elemente-Modell und die dabei zugeordneten Materialeigenschaften. Die im FEM-Modell abgebildete Bewehrung zeigt exemplarisch Abb. 4.20.

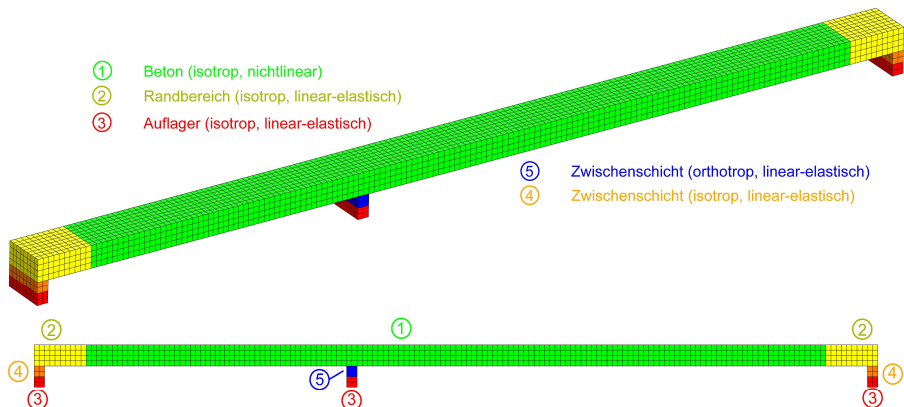


Abb. 4.19: Schematische Darstellung der Zuordnung der Materialeigenschaften (vgl. Tab. 4.1) beim Finite-Elemente-Modell für die Nachrechnung der Kurzzeitversuche

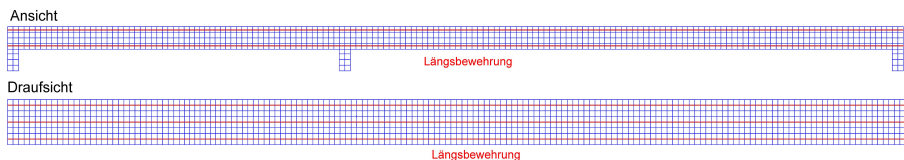


Abb. 4.20: Im Finite-Elemente-Modell abgebildete Bewehrung (hier FEM-Modell zur Nachrechnung des Bauteilversuches VK-02-S2)

In den Bauteilversuchen wurden die Zugkräfte über die Bewehrungsstäbe der oberen und unteren Bewehrungslage in die Plattenstreifen eingeleitet (s. Abb. 3.4). Im Rahmen der nichtlinearen FEM-Berechnungen erfolgte demgegenüber eine horizontale Festhaltung unmittelbar an den Betonelementen. Um Singularitäten in den Berechnungen zu vermeiden, wurden die Endbereiche der Finite-Elemente-Modelle auf einer Länge von 0,5 m mit einem linear-elastischen Materialmodell abgebildet (Bereich Nr. 2 in Abb. 4.19). Die linear-elastischen Endbereiche simulieren zudem die Einbindelänge der Bewehrung in den Beton.

Die Auflagerbereiche haben einen zweischichtigen Aufbau. Das Mittelauger besteht aus einer Kontaktschicht mit einem orthotropen, linear-elastischen Materialmodell (Bereich Nr. 4 in Abb. 4.19) und aus einer Schicht mit einem linear-elastischen Materialmodell (Bereich Nr. 3 in Abb. 4.19), das einen Elastizitätsmodul aufweist, der doppelt so hoch wie der Elastizitätsmodul der Betonelemente ist (Bereich Nr. 1 in Abb. 4.19) (vgl. Tab. 4.1). Das orthotrope Materialgesetz wurde derart gewählt, dass eine versteifende Wirkung für die Betonelemente durch die Auflagerplattenelemente vermieden wird. In den Bereichen der Endauflager liegt nur eine sehr geringe Biegebeanspruchung vor. An diesen Stellen ist eine etwaige versteifende Wirkung durch die Elemente der Auflagerplatten daher von untergeordneter Bedeutung. Somit wurden an beiden Endauflagern, zwischen den Auflagerplattenelementen und den Betonelementen vereinfachend Elemente mit linear-elastischem Materialmodell gewählt (Bereich Nr. 5 in Abb. 4.19). Die Auflagerplattenelemente (Bereich Nr. 3 in Abb. 4.19) stellen sicher, dass sich gleichmäßige Spannungsverteilungen ohne Singularitäten im Bereich der Auflager ergeben.

Wie bei der Auswertung der Bauteilversuche (vgl. Abschn. 3.1.6.2) festzustellen ist, führt eine Berücksichtigung des 5%-Quantilwertes der Betonzugfestigkeit zu einer guten Übereinstimmung mit den in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräften. Dieses wurde durch eine höhere Wahrscheinlichkeit von Betonfehlstellen bei den mehr als 8 m langen Plattenstreifen als bei den zur experimentellen Bestimmung der Betonspaltzugfestigkeit verwendeten Betonzylindern begründet. Mit Hilfe der Näherungsformel (Gleichung (3.3) der *(DIN EN 1992-1-1)*) wurde anhand der experimentell ermittelten Betonspaltzugfestigkeit die zentrische Betonzugfestigkeit ermittelt und 70 % dieses Wertes (Faktor 0,70 gemäß *(DIN EN 1992-1-1)* für den 5%-Quantilwert) im Rahmen der Nachrechnungen der Versuche angesetzt.

Obwohl die Bruchenergie das Verhalten eines bestimmten Betons unter Zugbeanspruchung beschreibt, wird dieser ebenfalls für die Versuchsnachrechnungen benötigte Wert in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit definiert. Dies liegt darin begründet, dass die Betonzugfestigkeit starken Streuungen unterliegt. In *(DIN EN 1992-1-1)* wird der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit für Beton mit $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ in Abhängigkeit von der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} wie folgt definiert:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck,zyl}^{2/3} \quad (4.17)$$

Die Würfeldruckfestigkeit kann zur Zylinderdruckfestigkeit mit Hilfe von Gleichung (4.18) in Beziehung gesetzt werden.

$$f_{ck, zyl} = 0,82 \cdot f_{ck, cube} \quad (4.18)$$

Die Rechenwerte für den Mittelwert und den charakteristischen Wert der Druckfestigkeit sind gemäß (DIN EN 1992-1-1) über Gleichung (4.19) miteinander verknüpft.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (4.19)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (4.17), (4.18) und (4.19) in die Gleichung (3.3) der (DIN EN 1992-1-1) sowie durch Umstellung nach der Spaltzugfestigkeit lässt sich die Betonspaltzugfestigkeit aus der experimentell ermittelten Betonwürfeldruckfestigkeit wie folgt berechnen.

$$f_{ctm, sp, cal} = \frac{0,3 \cdot \left(0,82 \cdot (f_{cm, cube, e} - 8 \text{ N/mm}^2)\right)^{2/3}}{0,9} \quad (4.20)$$

Bei der Gegenüberstellung der aus der experimentell bestimmten Betonwürfeldruckfestigkeit rechnerisch ermittelten und der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit kann eine Abweichung zwischen beiden Werten festgestellt werden (vgl. Abb. 4.21).

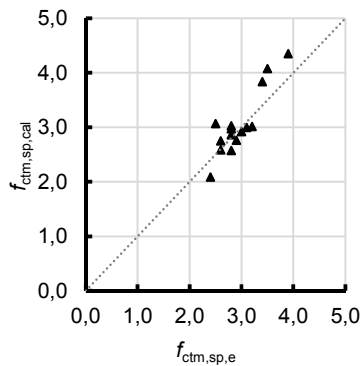


Abb. 4.21: Gegenüberstellung der aus der Betonwürfeldruckfestigkeit rechnerisch ermittelten Betonspaltzugfestigkeit $f_{ctm, sp, cal}$ und der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit $f_{ctm, sp, e}$

Der im Rahmen der Versuchsnachrechnungen angesetzt Wert der Bruchenergie wurde gemäß (Model Code 2010) ermittelt. Der hierbei benötigte Wert der mittleren Zylinderdruckfestigkeit wurde anhand der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit mit Gleichung (4.21) ermittelt.

$$f_{cm, zyl} = \left(\frac{0,9 \cdot f_{cmt, sp, e}}{0,3} \right)^{3/2} + 8 \text{ N/mm}^2 \quad (4.21)$$

Eine Reduktion der Betonfestigkeit bei gleich bleibender Bruchenergie erfordert eine Vergrößerung der Grenzzugdehnung ϵ_{ult} , bei der die aufnehmbare Zugspannung im Element den Wert Null annimmt (vgl. Gleichung (4.2)). Dies würde in den FEM-Simulationen ein unrealistisch duktileres Verhalten bewirken. Die Bruchenergie stellt mathematisch die Fläche unterhalb der Entfestigungsfunktion dar (Abb. 4.22), sodass durch eine Reduktion der Zugfestigkeit auf 70 % bei konstant bleibender Grenzdehnung ϵ_{ult} die Bruchenergie ebenfalls auf 70 % abnimmt. Im Rahmen der Nachrechnung dieser Versuchsreihe wird die nach (*Model Code 2010*) berechnete Bruchenergie daher ebenfalls auf 70 % herabgesetzt.

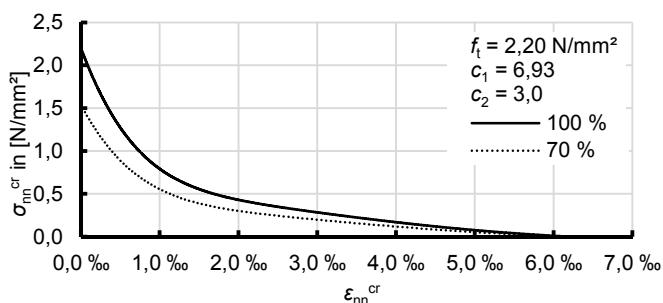


Abb. 4.22: Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Erreichen der Grenzzugfestigkeit gemäß (*Hordijk 1991*) für 100 % und 70 % der Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Gleichung (4.1))

Das Verbundgesetz ist streng genommen kein Werkstoffgesetz, da es innerhalb eines Versuchskörpers ortsabhängig ist (*DAfStb Heft 466*). Es wird als Rechengesetz zur Beschreibung des Verbundverhaltens über zum Teil baustoffabhängige Konstanten charakterisiert (vgl. Abschn. 4.4). Um das Verbundverhalten in Beziehung zur experimentell ermittelten Betonspaltzugfestigkeit zu setzen, wurde die Würfeldruckfestigkeit analog der Bruchenergie anhand der Betonspaltzugfestigkeit berechnet. Im vorliegenden Fall handelte es sich um eine mittlere Würfeldruckfestigkeit, die an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm ermittelt wurde. Die Umrechnung auf die Druckfestigkeit von Würfeln mit Kantenlängen von 150 mm erfolgte mit Gleichung (4.22).

$$f_{ck, cube, 200} = 0,95 \cdot f_{ck, cube} \quad (4.22)$$

Tab. 4.1 zeigt eine Zusammenfassung der zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ verwendeten Parameter. Die im Rahmen der Versuchsnachrechnung berücksichtigten Betonspaltzugfestigkeiten und Elastizitätsmoduln sind in Tab. 3.3 aufgeführt. Aufgrund der im Kapitel 3.1.6.8 geschilderten Diskrepanz zwischen den Ergebnissen der experimentellen Betonspaltzugfestigkeitsbestimmung und den Ergebnissen der Bauteilversuche (bzw.

den Ergebnissen der experimentellen Betonwürfeldruckfestigkeitsbestimmung) wurde im Rahmen der Nachrechnung der Bauteilversuche VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-01-S2, VK-04-S2, VK-02a-S4 und VK-02b-S4 eine Betonspaltzugfestigkeit in Höhe von 2,8 N/mm² berücksichtigt.

Tab. 4.1: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
1	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotropic, nonlinear elastic	$f_{ct} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}$ $G_f = 0,7 \cdot 73 \cdot \left[\left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm,e}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$
2	CHX60 isoparametrisch (solid element)	isotropic, linear elastic	$E_c = E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
3	CHX60 isoparametrisch (solid element)	isotropic, linear elastic	$E_c = 2 \cdot E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
4	CHX60 isoparametrisch (solid element)	isotropic, linear elastic	$E = E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
5	CHX60 isoparametrisch (solid element)	orthotropic, linear elastic	vertikal: $E = E_{cm,e}$ horizontal: $E = 0,0001 \text{ N/mm}^2$ $G = 0,0001 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0$
	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}}}{0,82} + 8 \right]$ $b = 0,22$

Die Konstruktion zur Einleitung der Zugkraft bewirkte aufgrund der an der Längsbewehrung angeschweißten Stahlplatte eine gewisse Drehbehinderung des jeweiligen Bauteils an den Endauflagern (s. Abb. 3.4 und Abb. 4.24). Zur

Berücksichtigung dieser Drehbehinderung wurden an beiden Enden am oberen Rand des Finite-Elemente-Modells Dehnfedern mit Federsteifigkeiten von 22,1 MN/m definiert (Abb. 4.23). Neben den vertikalen Prüflasten, die verteilt auf die Fläche der im Bauteilversuch verwendeten Lasteinleitungsstahlplatten in den Finite-Elemente-Berechnungen angesetzt wurden, wurde das Eigengewicht der Betonelemente berücksichtigt, da es einen erheblichen Anteil der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wirkenden Lasten darstellt. Die Werte der Eigenlasten sind in Tab. 3.3 aufgeführt.

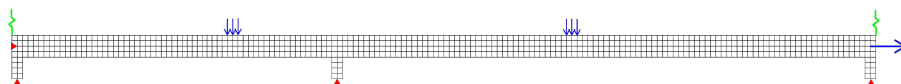


Abb. 4.23: Schematische Darstellung der Auflagerung und der Belastung des Finite-Elemente-Modells

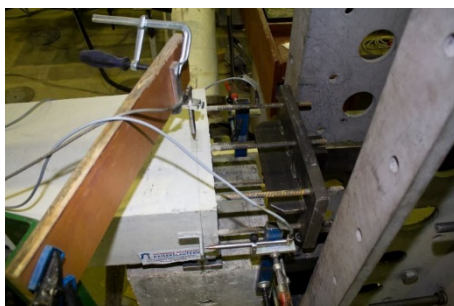


Abb. 4.24: Längszugkrafteinleitungskonstruktion

In den Finite-Elemente-Modellen zur Nachrechnung derjenigen Versuche, die ohne Zugbeanspruchung durchgeführt wurden (vgl. Abschn. 3.1.5), wurden die Endbereiche (Bereich Nr. 2 in Abb. 4.19) mit einem nichtlinearen Materialmodell und ohne Dehnfedern an der Oberseite der Plattenstreifen (vgl. Abb. 4.23) abgebildet.

4.7.1.2 Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen

Mit den oben beschriebenen, für die FEM-Simulationen verwendeten Modellen konnten in den Versuchsnachrechnungen Ergebnisse mit nur geringer Abweichung zu den experimentell ermittelten Werten erzielt werden.

Eine Zusammenfassung der Nachrechnungsergebnisse des Versuches VK-05-S2 der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ zeigen exemplarisch Abb. 4.25, Abb. 4.26, Abb. 4.27 und Tab. 4.2. In den FEM-Simulationen konnten nicht nur die Längssteifigkeit (vgl. Abb. 4.25) und die Biegesteifigkeit (vgl. Abb. 4.26) zutreffend nachgerechnet werden, sondern auch die Rissbilder des Bauteilversuches und der FEM-Berechnung weisen eine gute Übereinstimmung auf (vgl. Abb. 4.27 und Tab. 4.2).

Die Nachrechnungsergebnisse der weiteren Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ sind im Anhang C zusammengefasst.

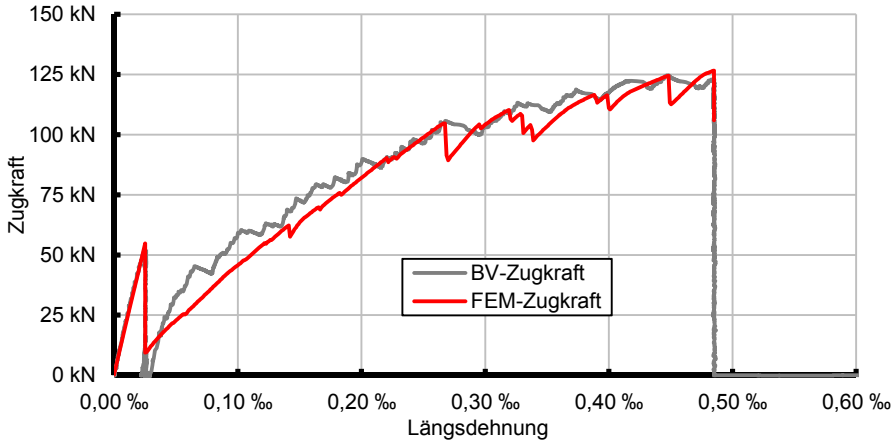


Abb. 4.25: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung im Bauteilversuch (BV) und in der Versuchsnachrechnung (FEM) VK-05-S2

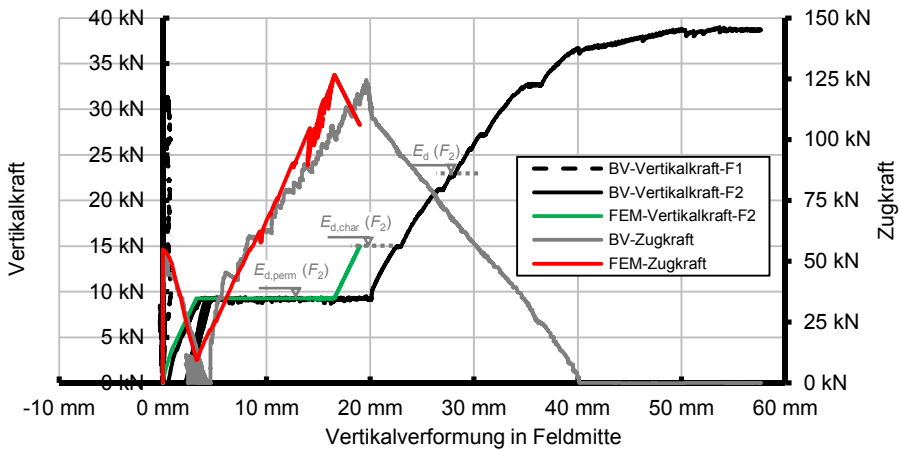


Abb. 4.26: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) im Bauteilversuch (BV) und in der Versuchsnachrechnung (FEM) VK-05-S2

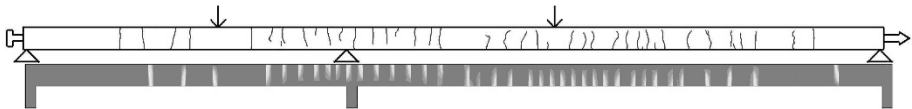


Abb. 4.27: Rissbild im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2 infolge einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikalkraft (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$)

Tab. 4.2: Maximale im Bauteilversuch (VK-05-S2) gemessene bzw. mit Hilfe der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung berechnete Rissbreiten an der Bauteiloberfläche in der Biegezugzone infolge einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikallasten (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$)

	Maximale Rissbreite	
	Mittelstütze	Feld
Bauteilversuch	0,20 mm	0,30 mm
FEM-Berechnung	0,24 mm	0,34 mm

Die Ergebnisse der numerischen Versuchsnachrechnungen wurden den Ergebnissen der Bauteilversuche gegenübergestellt. Dabei wurden die Zugkräfte (s. Abb. 4.28), die Vertikalverformung in der Mitte des Feldes mit der größten Spannweite (s. Abb. 4.28) sowie die maximalen Rissbreiten an der Bauteilober- und unterseite in der Biegezugzone (s. Abb. 4.29) unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikallasten (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraft ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$) verglichen.

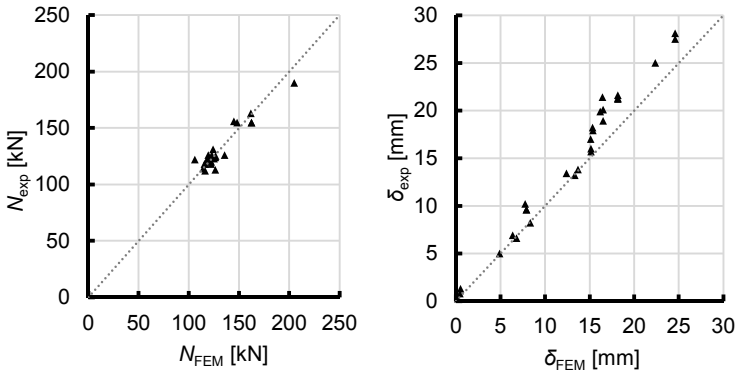


Abb. 4.28: Gegenüberstellung der numerisch berechneten und der im Bauteilversuch gemessenen Normalzugkräfte (links) und der Durchbiegungen in Feldmitte (Feld mit der größten Spannweite) (rechts) unter einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraft ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)

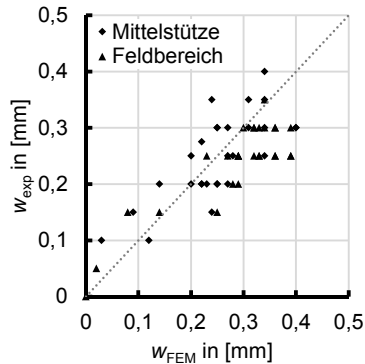


Abb. 4.29: Gegenüberstellung der numerisch berechneten und der im Bauteilversuch gemessenen Rissbreiten an der Bauteilober- und unterseite in der Biegezugzone unter einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraft ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)

Dabei zeigt sich, dass anhand der oben beschriebenen FEM-Simulation die in den Bauteilversuchen aufgezeichneten Zugkräfte mit guter Genauigkeit nachgerechnet werden können. Die Durchbiegung der Plattenstreifen wurde in den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen tendenziell im Mittel um 14 % zu klein ermittelt, da im Rahmen dieser Berechnungen die in den Versuchen aufgrund der vor der Zugbeanspruchung aufgetragenen zyklischen Vertikalbelastung vorhandene Vorschädigung der Versuchskörper nicht abgebildet werden konnte. Zudem wurde die Zugbeanspruchung in der FEM-Simulation weggesteuert aufgebracht, damit die Längsdehnung während der Vertikallasterhöhung konstant auf dem Lastniveau der seltenen Einwirkungskombination blieb. Im Finite-Element-Programm DIANA bezieht sich eine weggesteuerte Beanspruchung auf die Ursprungslage der Finite-Elemente-Knoten, in denen diese weggesteuerte Beanspruchung angreift. Damit die Lage dieser Knoten sich infolge anderer Beanspruchungen nicht verändert, werden programmintern in diesen Knoten Festhaltungen für diese anderen Beanspruchungen definiert. Demzufolge besteht eine gewisse Diskrepanz zwischen der Finite-Elemente-Berechnung und dem Bauteilversuch hinsichtlich des statischen Systems. Im Bauteilversuch wurde der Plattenstreifen vor Aufbringen der Zugbeanspruchung nur an einer Seite horizontal festgehalten. In den numerischen Simulationen hingegen wurde das Finite-Elemente-Modell von Beginn an horizontal gezwängt, sodass unter der Vertikalkraftbeanspruchung infolge von Auswirkungen gemäß Theorie III. Ordnung und einer Rissbildung in Höhe der Schwerachse Druckspannungen in Längsrichtung des modellierten Plattenstreifens entstehen, die sich günstig auf die vertikale Durchbiegung auswirken. Aus diesem Grund ergeben sich Abweichungen bezüglich der in den FEM-Simulationen ermittelten Vertikalverformungen und den Ergebnissen der Bauteilversuche, bei denen die vor der Zugbeanspruchung aufgetragene zyklische Vertikalbelastung eine signifikante Rissbildung am Bauteil erzeugte.

Abb. 4.30 zeigt versuchsbezogenen Abweichungen der numerisch berechneten Durchbiegungen von den im Bauteilversuch gemessenen Durchbiegungen. Die Durchbiegung wurde in beiden Fällen in der Mitte des Feldes mit der größten Spannweite unter einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-

ständige Einwirkungskombination) und Zugkraft ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$) berechnet bzw. aufgezeichnet. Der größte Unterschied zwischen den numerisch und experimentell ermittelten Durchbiegungen ergibt sich bei der Nachrechnung der Kurzzeitversuche VK-01-S2 und VK-01-S3. Die beiden Bauteilversuche wurden ohne Zugbeanspruchung durchgeführt. Die Durchbiegung des Plattenstreifens betrug an der entsprechenden Stelle unter Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) beim Bauteilversuch VK-01-S2 $\delta_{\text{exp}} = 1,3 \text{ mm}$ und beim Bauteilversuch VK-01-S3 $\delta_{\text{exp}} = 0,8 \text{ mm}$. Bei der Nachrechnung der beiden Versuche (VK-01-S2 und VK-01-S3) wurde eine Durchbiegung von $\delta_{\text{exp}} = 0,5 \text{ mm}$ berechnet. Somit beträgt die Differenz zwischen den numerischen und experimentellen Ergebnissen weniger als ein Millimeter. Da es sich in beiden Fällen um eine verhältnismäßig geringe Durchbiegung handelt, ergeben sich prozentual in diesem Fall die größten Abweichungen (vgl. Abb. 4.30).

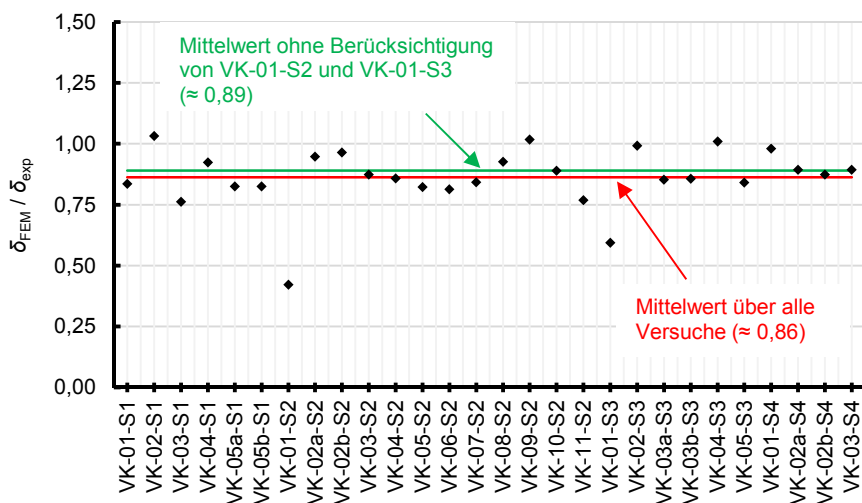


Abb. 4.30: Abweichungen der numerisch berechneten von den im Bauteilversuch gemessenen der Durchbiegungen in Feldmitte (Feld mit der größten Spannweite) unter einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraft ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)

Die Gegenüberstellung der Rissbreiten aus den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen und den in den Bauteilversuchen gemessenen Rissbreiten zeigt, dass die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen die Rissbreiten über der Mittelstütze tendenziell unterschätzen während sie diejenigen im Feldbereich überschätzen. Die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungsergebnisse weisen im Mittel aber eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen bezüglich der Rissbreiten auf.

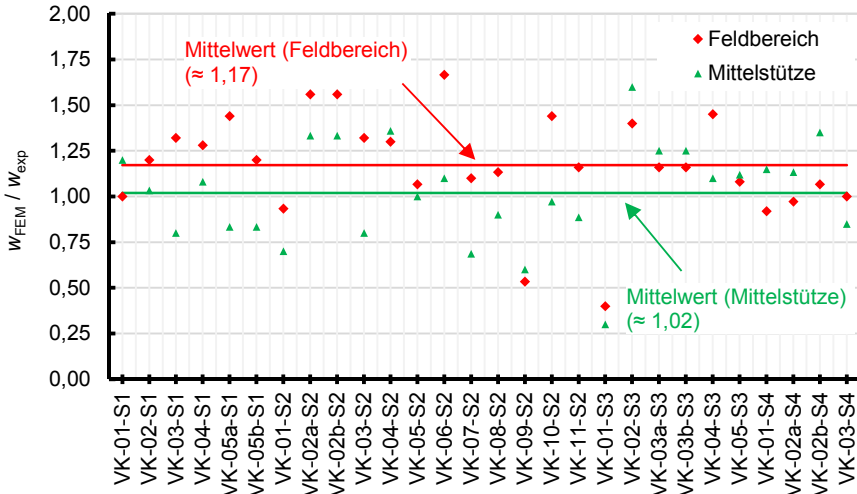


Abb. 4.31: Abweichungen der numerisch berechneten von den im Bauteilversuch gemessenen Rissbreiten an der Bauteilober- und unterseite in der Biegezugzone unter einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraft ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)

4.7.2 Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“

4.7.2.1 Finite-Elemente-Modell

In den nichtlinearen numerischen Versuchsnachrechnungen dieser Versuchsreihe sind einerseits die Tatsache, dass bei der experimentellen Untersuchung bereits gerissene Versuchskörper verwendet wurden, sowie andererseits die hohe Schwankung der relativen Luftfeuchte im Laufe des Versuches zu berücksichtigen.

Wie bereits in Abschn. 4.7.1.2 erwähnt wurde, bietet das Finite-Element-Programm DIANA kein Materialmodell zur Abbildung der Auswirkungen einer Vorbelastung an. Um das eingeprägte Rissbild zu berücksichtigen, können die Risse diskret mit Hilfe von Kontaktelementen (interface elements) in nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen abgebildet werden. Jedoch existiert in der Materialbibliothek der Finite-Element-Software DIANA für Kontaktelemente kein Materialmodell zur Abbildung von zeitabhängigem Verhalten des Betons (Kriechen und Schwinden). Des Weiteren sind die Kontaktelemente in einem Bauteil immer über die gesamte Querschnittshöhe (bzw. -breite) anzuordnen. In diesem Fall könnten nur die Trennrisse aus den Tastversuchen realitätsnah abgebildet werden. Bei Biegerissen würde die infolge des Schwindens der Druckzone entstehende Krümmung im Rahmen der nichtlinearen Simulation nicht berücksichtigt (vgl. Abb. 4.32).

in Abb. 4.33) stellen sicher, dass sich gleichmäßige Spannungsverteilungen ohne Singularitäten im Bereich der Auflager ergeben.

Analog zu den Nachrechnungen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ wurden die Bruchenergie und das Verbundverhalten auch für die numerische Simulation der Versuchsreihe „Dauerstandversuche“ mit Hilfe eines reduzierten Wertes für die zentrische Zugfestigkeit ermittelt. Der zugrunde gelegte reduzierte Wert für die zentrische Zugfestigkeit entsprach wie zuvor 70 % des mit Hilfe der experimentell bestimmten Spaltzugfestigkeit ermittelten Wertes.

Tab. 4.3 zeigt eine Zusammenfassung der zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Dauerstandversuche“ verwendeten Parameter. Die bei der Versuchsnachrechnung berücksichtigten Betonspaltzugfestigkeiten und Elastizitätsmoduln sind in Abschn. 3.2.1 angegeben.

Tab. 4.3: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Dauerstandbiegeversuche"

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
1	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotropic, nonlinear elastic, shrinkage EC2, creep EC2 (Kelvin Chain)	$f_{ct} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}$ $G_f = 0,7 \cdot 73 \cdot \left[\left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm,e}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$ $h_0 = 109 \text{ mm}$ $t_0 = 1 \text{ d}; t_s = 1 \text{ d}$ $f_{ck} = 0,82 \cdot (f_{cm,cube,e} - 8)$ $RH = 60 \% \text{ bzw. } 50 \% \text{ bzw. } 35 \%$
2	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotropic, nonlinear elastic	$f_{ct} = 0$ $E_c = E_{cm,e}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$
3	CHX60 isoparametrisch (solid element)	isotropic, linear elastic	$E = 2 \cdot E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$

Tab. 4.3 Fortsetzung

4	CHX60 isoparametrisch (solid element)	orthotropic, linear elastic	vertikal: $E = E_{cm,e}$ horizontal: $E = 0,0001 \text{ N/mm}^2$ $G = 0,0001 \text{ N/mm}^2$ $\nu = 0$
	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}}}{0,82} + 8 \right]$ $b = 0,22$

4.7.2.2 Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen

Die folgenden Diagramme zeigen anhand einer Gegenüberstellung der experimentellen und der rechnerischen Ergebnisse, dass im Rahmen der Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“ mit den oben beschriebenen Modellen das zeitabhängige Verhalten des Betons (Kriechen) realitätsnah simuliert werden konnte.

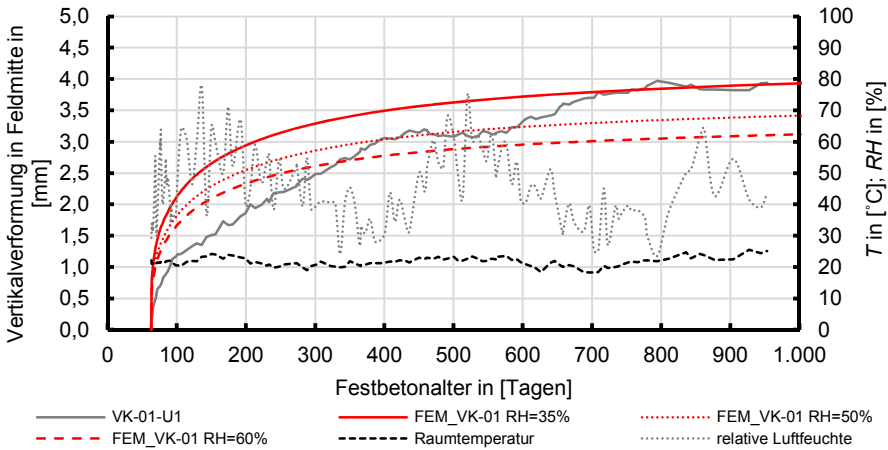


Abb. 4.34: Rechnerisch mit $RH = 35 \% / 50 \% / 60 \%$ und experimentell bestimmte Vertikalverformung infolge des Kriechens des Betons (Versuch VK-01)

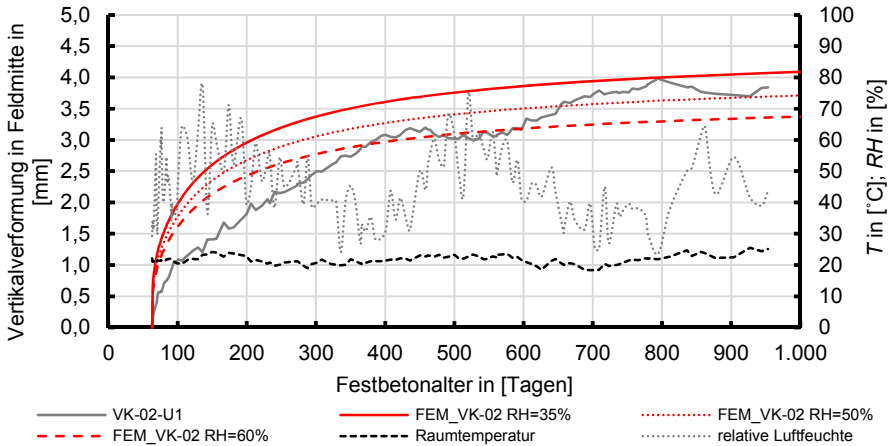


Abb. 4.35: Rechnerisch mit $RH = 35\% / 50\% / 60\%$ und experimentell bestimmte Vertikalverformung infolge des Kriechens des Betons (Versuch VK-02)

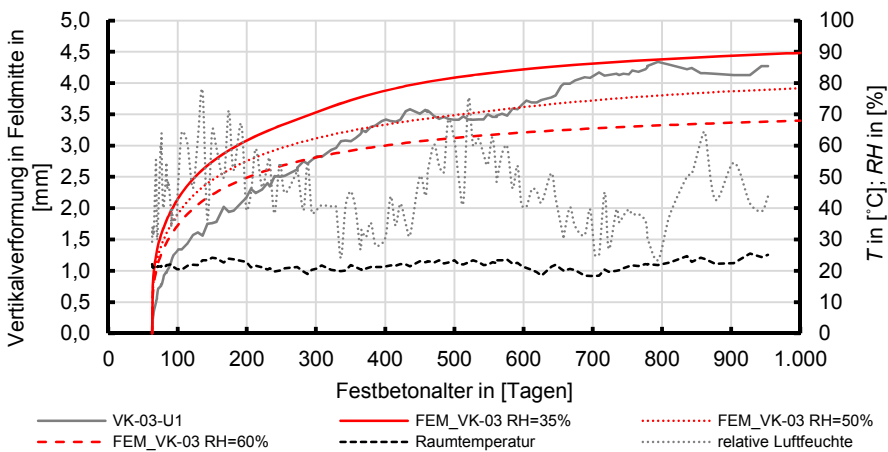


Abb. 4.36: Rechnerisch mit $RH = 35\% / 50\% / 60\%$ und experimentell bestimmte Vertikalverformung infolge des Kriechens des Betons (Versuch VK-03)

Die mit unterschiedlichen aber jeweils konstanten Werten für die relative Luftfeuchte durchgeführten FEM-Berechnungen führen dazu, dass in den Zeitperioden, in denen die angegebene relative Luftfeuchte im Mittel gemessen wurde, die rechnerischen Ergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen aufweisen.

4.7.3 Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“

Die in Berechnungsmodellen implementierte formelmäßige Trennung von Schwind- und Kriechprozessen ist als Rechenvereinfachung anzusehen, da in realen Tragstrukturen beide Phänomene aufgrund ihrer direkten Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte der Umgebung immer gemeinsam auftreten und sich in einem

gezwängten Betonbauteil gegenseitig beeinflussen. Im Falle einer Behinderung der Schwindverkürzung durch die Auflagersituation sowie durch eine im Bauteil vorhandene Bewehrung ist eine Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonkriechens unabdingbar für eine wirklichkeitsnahe Simulation. Die Nachrechnungen der Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“ ermöglichen die Verifizierung der implementierten Materialmodelle zur Abbildung des Langzeitverhaltens des Betons (Kriechen und Schwinden).

4.7.3.1 Finite-Elemente-Modell

Abb. 4.37 zeigt das für die Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“ (s. Abschn. 3.3) verwendete Finite-Elemente-Modell und die dabei zugeordneten Materialeigenschaften. Abb. 4.38 zeigt die Bewehrung, die Auflagerung und die Belastung des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Kurzzeitzugversuche.

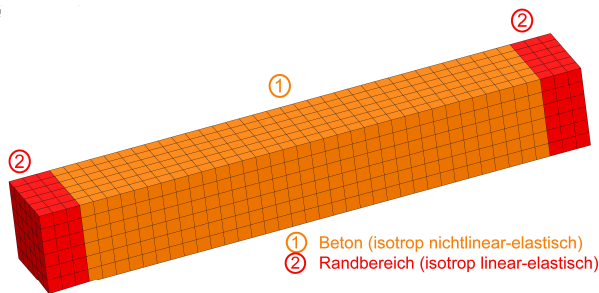


Abb. 4.37: Schematische Darstellung der Zuordnung der Materialeigenschaften (vgl. Tab. 4.4) im Finite-Elemente-Modell für die Nachrechnung der in Abschn. 3.3.1 beschriebenen Kurzzeitzugversuche

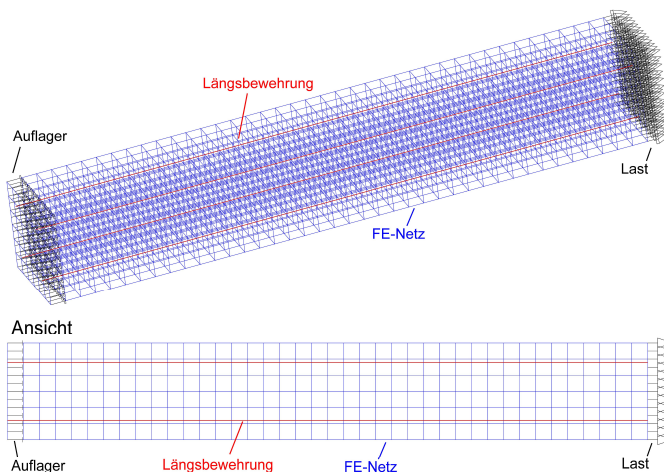


Abb. 4.38: Darstellung der Bewehrung, der Auflagerung und der Belastung des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Kurzzeitzugversuche

Analog zu den Nachrechnungen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ wurden die Bruchenergie und die Verbund-Schlupf-Beziehungen unter Ansatz der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit definiert (vgl. Abschn. 4.7.1.1). Die experimentell bestimmte Betonspaltzugfestigkeit ist aus Tab. 3.7 zu entnehmen.

In den Kurzzeitzugversuchen (vgl. Abb. 3.43) wurden die Betonbalken an den Bewehrungsstäben der oberen und unteren Bewehrungslage in horizontaler Richtung gehalten bzw. in Längsrichtung auf Zug beansprucht (s. Abb. 3.43). In den nichtlinearen FEM-Berechnungen erfolgt die horizontale Festhaltung bzw. die Zugbeanspruchung demgegenüber direkt an den Betonelementen. Um Berechnungssingularitäten zu vermeiden, wurden die Endbereiche des Finite-Elemente-Modells auf einer Länge von 7,5 cm mit einem linear-elastischen Materialmodell abgebildet (Bereich Nr. 2 in Abb. 4.37). Diese linear-elastischen Endbereiche sind jedoch zu kurz, um eine Verankerung der Bewehrungsstäbe in den Betonelementen zu gewährleisten. Zur Vermeidung eines Herausziehens der Bewehrung aus den Endbereichen wurden an beiden Enden der Bewehrungsstäbe Anker mit sehr hoher Steifigkeit definiert.

In der FEM-Simulation zu den in einem Stahlrahmen gezwängten Stahlbetonbalken (VKZ-03/04) wurden an der Stelle an der in der FEM-Simulation der Kurzzeitzugversuche eine weggesteuerte Zugkraftbeanspruchung aufgebracht wurde horizontale Auflager mit einer Federsteifigkeit von 250 MN/m modelliert. Diese Finite-Elemente-Modelle wurden ohne linear-elastische Endbereiche abgebildet.

Bei Verwendung des Finite-Element-Programmes DIANA besteht keine Möglichkeit, eine zeitlich veränderliche relative Luftfeuchte zu berücksichtigen. Demzufolge wurden für unterschiedliche zeitliche Abschnitte Mittelwerte der aufgezeichneten relativen Luftfeuchte ermittelt (Abb. 4.39) und die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen mit diesen Werten durchgeführt.

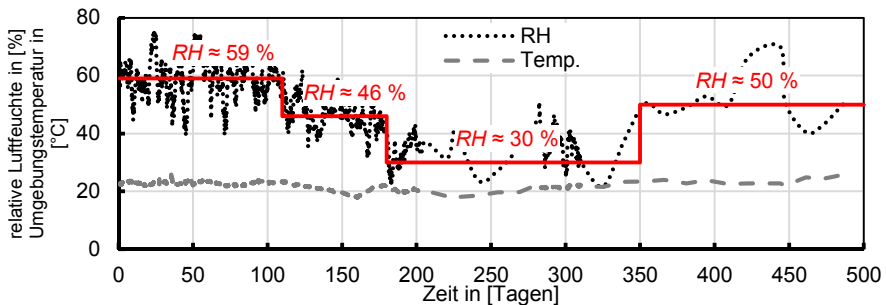


Abb. 4.39: Mittelwerte der aufgezeichneten relativen Luftfeuchte für einzelne zeitliche Abschnitte der Dauerstandversuche

Tab. 4.4: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang"

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
1	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotropic, nonlinear elastic, shrinkage EC2, creep EC2 (Kelvin Chain)	$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}$ $G_f = 73 \cdot \left[\left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm,e}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$ $h_0 = 75 \text{ mm}$ $t_0 = 1 \text{ d}; t_s = 1 \text{ d}$ $f_{ck} = 0,82 \cdot (f_{cm,cube,e} - 8)$ $RH = 59 \% \text{ bzw. } 46 \% \text{ bzw. } 30 \%$
2	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Linear elastic isotropic, linear elastic	$E_c = E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$ $h_0 = 75 \text{ mm}$ $t_0 = 1 \text{ d}; t_s = 1 \text{ d}$ $f_{ck} = 0,82 \cdot (f_{cm,cube,e} - 8)$ $RH = 59 \% \text{ bzw. } 46 \% \text{ bzw. } 30 \%$
	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}}}{0,82} + 8 \right]$ $b = 0,22$

4.7.3.2 Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

Abb. 4.40 - Abb. 4.42 zeigen anhand einer Gegenüberstellung der experimentellen und der rechnerischen Ergebnisse, dass im Rahmen der Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandversuche mit zentrischem Zwang“ mit den oben

beschriebenen Werkstoffmodellen in den FEM-Simulationen sehr überzeugende Ergebnisse erzielt werden konnten.

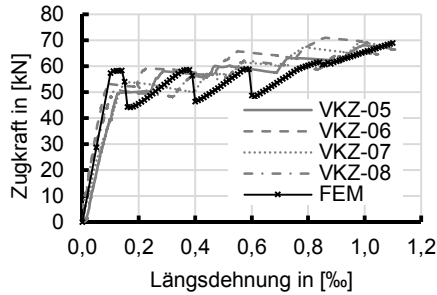


Abb. 4.40: Experimentell und rechnerisch bestimmte Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung

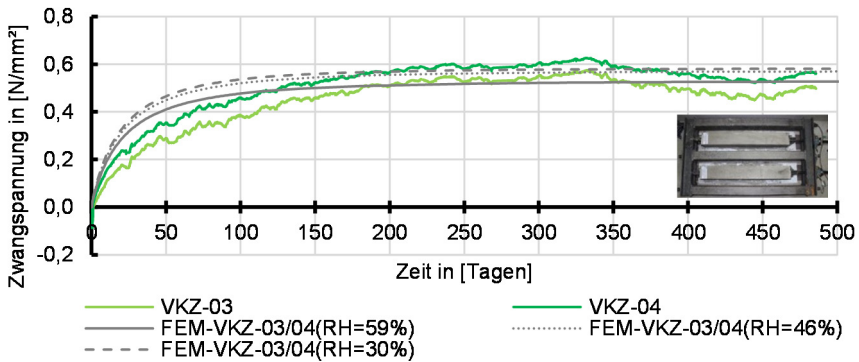


Abb. 4.41: Experimentelle und rechnerische Bestimmung der Zwangskraft

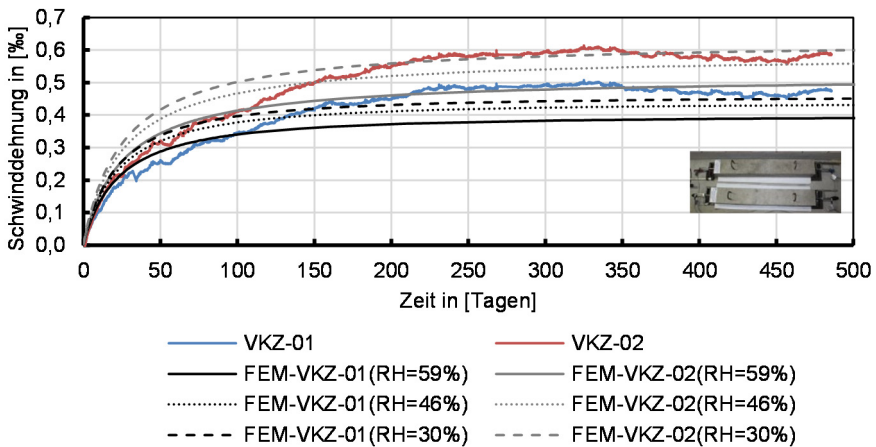


Abb. 4.42: Rechnerisch mit $RH = 59\% / 46\% / 30\%$ und experimentell bestimmte Schwinddehnung

Die mit unterschiedlichen aber jeweils konstanten Werten für die relative Luftfeuchte durchgeführten FEM-Berechnungen führen dazu, dass in den Zeitperioden, in denen die angegebene relative Luftfeuchte im Mittel gemessen wurde, die rechnerischen Ergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen aufweisen.

4.7.4 Nachrechnung der Bauteilversuche aus (DAfStb Heft 609)

In (DAfStb Heft 609) wurden Untersuchungen des Einflusses der bezogenen Rippenfläche auf die Durchbiegung, die Rissbildung, die Rotationsfähigkeit und auf das Spaltvermögen beschrieben. Im Rahmen der in (DAfStb Heft 609) beschriebenen Untersuchungen wurden unter anderem Pull-Out Tests mit einbetonierten Bewehrungsstäben des Durchmessers 10 mm, 16 mm und 25 mm durchgeführt. Dabei wurden drei unterschiedliche bezogene Rippenflächen (f_R – Wert $\approx 0,02, 0,06-0,08$ und $0,10$) experimentell geprüft, die durch Abschleifen der Rippen der Bewehrungsstäbe erzielt wurden. Eine ausführliche Beschreibung der Versuchskörpergeometrie, des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung ist in (DAfStb Heft 609) gegeben. Im Folgenden sind allein die Ergebnisse der Nachrechnungen der oben genannten Bauteilversuche dargestellt.

4.7.4.1 Finite-Elemente-Modell

Mit Hilfe des in Abschn. 4.4 beschriebenen Verbundmodells („Power Law“) wurde das Verbundverhalten der Pull-Out Tests aus (DAfStb Heft 609) anhand numerischer Simulation nachgerechnet. Alle räumlichen Finite-Elemente-Modelle für die Nachrechnung der Pull-Out Tests wurden gemäß der in (DAfStb Heft 609) angegebenen Geometrie- und Materialparameter abgebildet. Abb. 4.43 stellt das Finite-Elemente-Modell dar.

Da bei der Nachrechnung primär das Verbundverhalten zwischen der diskret abgebildeten Bewehrung und dem Beton im Mittelpunkt stand, wurde im Rahmen der Nachrechnung der Pull-Out Tests nur derjenige Teil des Betonkörpers modelliert, der für das Verbundverhalten relevant ist. Um eine Verformung des Betonkörpers weitgehend auszuschließen, wurde die Ober- und Unterseite des modellierten Betonkörpers flächig festgehalten (vgl. Abb. 4.43).

Die Materialparameter des Betons sowie die Stahleigenschaften, die für die nichtlinearen Berechnungen verwendet wurden, sind in Tab. 4.5 zusammengefasst.

Das aufgrund der variierenden bezogenen Rippenflächen (f_R -Wert) unterschiedliche Verbundverhalten bei den Pull-Out Tests wurde durch Anpassung der a - und b -Beiwerte (vgl. Abschn. 4.4) der „Power Law“-Funktion im Rahmen der Nachrechnungen berücksichtigt.

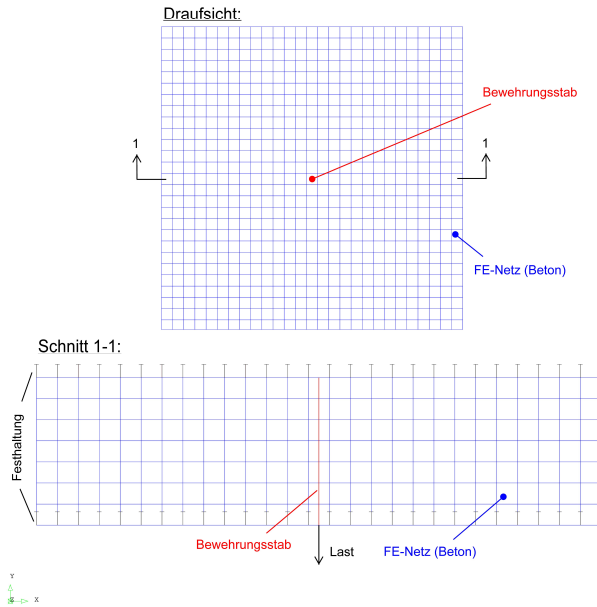


Abb. 4.43: Draufsicht (oben) und Schnitt (unten) des Finite-Elemente-Modells der Nachrechnung der Pull-Out Tests

Tab. 4.5: Verwendete Materialparameter für Beton und Stahl im Rahmen der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen der Verbundversuchskörper

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
Beton	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotropic, nonlinear elastic	$f_{ct} = 2,03 \text{ N/mm}^2$ $G_f = 73 \cdot \left[\frac{f_{cm,cube150} - 8}{0,82} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = 31900 \text{ N/mm}^2$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$
Betonstahl	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = c \cdot f_{cm,cube150}$ $b = \alpha$

4.7.4.2 Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

Wie in Abschn. 4.4 erwähnt wurde, charakterisiert die „Power Law“-Funktion das Verbundverhalten nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Dies bedeutet, dass mit Hilfe der Potenzfunktion lediglich der ansteigende Ast des Verbundgesetzes zutreffend wiedergegeben wird. Für Berechnungen, die das Verhalten bis zum Erreichen der maximalen Traglast simulieren, kann ein in (Model Code 2010) angegebenes, abschnittsweise definiertes Verbundgesetz eingesetzt werden.

Da die vorliegende Arbeit sich auf Untersuchungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit beschränkt, wurde bei der Validierung des in DIANA implementierten Finite-Elemente-Modells zur Abbildung des Verbundverhaltens zwischen Betonstahl und Beton ausschließlich der in den Pull-Out Tests aufgezeichnete ansteigende Ast der Verbund-Schlupf-Beziehung nachgerechnet.

Die folgenden Diagramme zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Nachrechnungen der in (DAfStb Heft 609) beschriebenen Pull-Out Tests. Die Messung des Schlupfes erfolgte am unbelasteten Endknoten des Bewehrungsstabelementes.

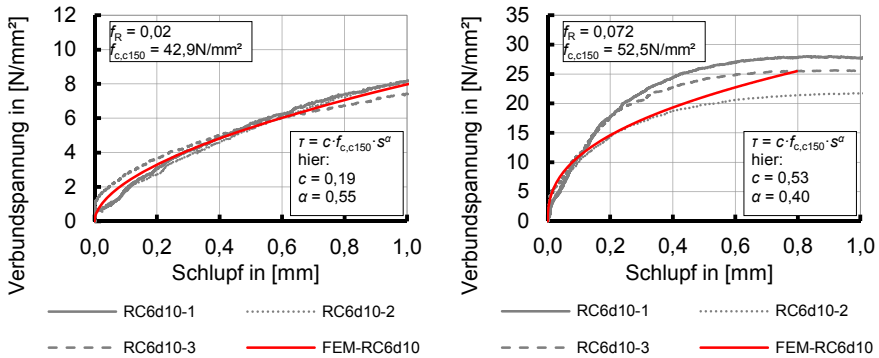


Abb. 4.44: $\tau - s$ Kurven der Serie RC6 für $\phi_s = 10 \text{ mm}$ und $f_R = 0,02$ (links) / $f_R = 0,072$ (rechts)

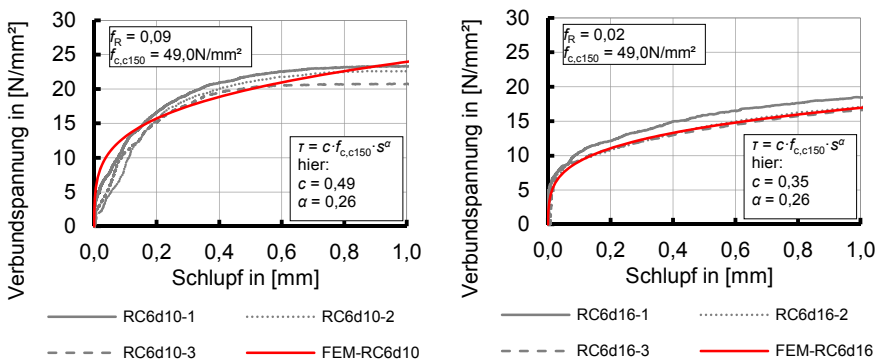


Abb. 4.45: $\tau - s$ Kurven der Serie RC6 für $\phi_s = 10 \text{ mm}$ und $f_R = 0,09$ (links) / für $\phi_s = 16 \text{ mm}$ und $f_R = 0,02$ (rechts)

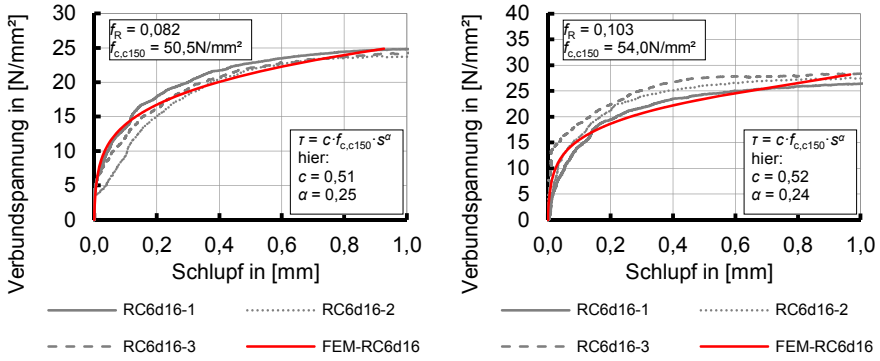


Abb. 4.46: $\tau - s$ Kurven der Serie RC6 für $\phi_s = 16 \text{ mm}$ und $f_R = 0,082$ (links) / $f_R = 0,103$ (rechts)

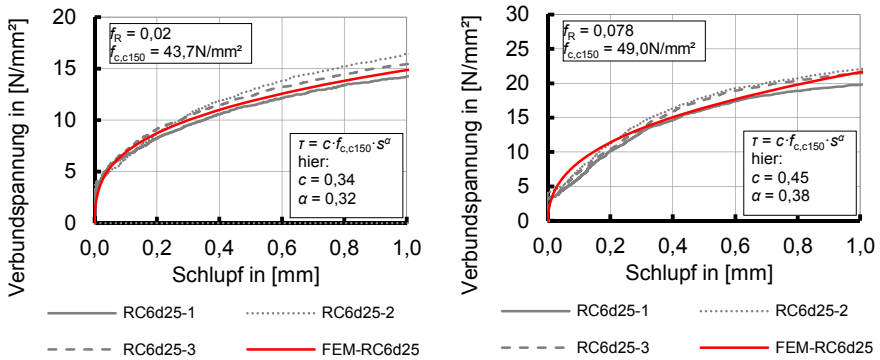


Abb. 4.47: $\tau - s$ Kurven der Serie RC6 für $\phi_s = 25 \text{ mm}$ und $f_R = 0,02$ (links) / $f_R = 0,078$ (rechts)

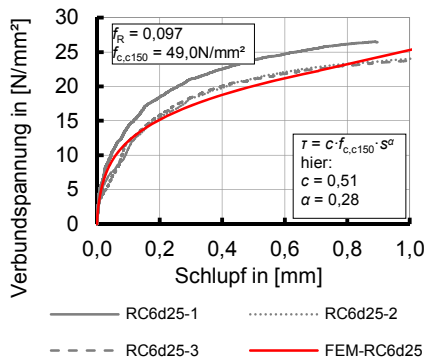


Abb. 4.48: $\tau - s$ Kurven der Serie RC6 für $\phi_s = 25 \text{ mm}$ und $f_R = 0,097$

4.7.5 Zusammenfassung der Versuchsnachrechnungen

Die durchgeführten Nachrechnungen sowohl der „Kurzzeitversuche“ als auch der „Dauerstandversuche“ weisen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Bauteilversuche auf, sodass die vorgestellten Berechnungsmodelle inklusive aller

getroffenen Annahmen bezüglich der Materialeigenschaften für wirklichkeitsnahe Berechnungen des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit validiert werden können.

4.8 Numerische Simulationen

Im Rahmen der numerischen Simulationen werden die Auswirkungen verschiedener Material-, Last- und Systemparameter auf die zentrische Zwangskraft infolge von Betonschwinden an einem Grundsystem mittels des durch die Nachrechnung der Bauteilversuche validierten Finite-Elemente-Modells untersucht.

Tab. 4.6 stellt eine Zusammenfassung der Definition der Materialmodelle für die im Rahmen der numerischen Simulationen durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen dar. Um die Berechnungen normkonform zu gestalten, wird für die Betonzugfestigkeit die in (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) vorgegebene wirksame Zugfestigkeit des Betons $f_{ct,eff}$ angenommen. Die Berücksichtigung von risskraftreduzierenden Einflüssen erfolgt durch den k -Beiwert gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA). Die in den Finite-Elemente-Berechnungen berücksichtigte Bruchenergie und die Verbund-Schlupf-Beziehungen werden mit der durch den k -Beiwert abgeminderten wirksamen Zugfestigkeit entsprechend Abschn. 4.7.1.1 in Einklang gebracht.

Tab. 4.6: Zusammenfassung der Definition der Materialmodelle bei den im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen

	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
Beton	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotrop, nichtlinear, shrinkage EC2, creep EC2 (Kelvin Chain)	$f_{ct} = k \cdot f_{ct,eff}$ $G_f = k \cdot 73 \cdot \left[\left(\frac{f_{ct,eff}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$ $t_0 = 1 \text{ d}; t_s = 1 \text{ d}$ $RH = 50 \%$

Tab. 4.6 Fortsetzung

Betonstahl	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{k \cdot f_{ct,eff}}{0,3} \right)^{\frac{3}{2}}}{0,82} + 8 \right]$ $b = 0,22$
------------	--------------------------	---	---

Das Betonkriechen und -schwinden wird durch die in (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) angegebenen Vorhersagemodelle mit den Umgebungsbedingungen für Innenräume ($RH = 50 \%$ und $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$) berücksichtigt. Die Abbildung der Dauerstandfestigkeit des Betons erfolgt im Rahmen der numerischen Untersuchungen gemäß Abschn. 4.2.3.

4.8.1 Zwang- / Zugbeanspruchung

Das Verhalten eines Stahlbetonbauteils, welches einer Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden des Betons ausgesetzt ist, unterscheidet sich deutlich von dem Verhalten desselben Bauteils, wenn eine äußere Zugkraft angreift. Wie bereits erwähnt wurde, lässt sich das Tragverhalten eines Stahlbetonbauteils infolge einer Zwangbeanspruchung versuchstechnisch nur mit sehr hohem Aufwand untersuchen. Daher wurde auch in der vorliegenden Arbeit im Rahmen der Bauteilversuche anstelle einer Zwangkraft eine äußere Zugkraft aufgebracht.

Der signifikante Unterschied im Tragverhalten eines Stahlbetonbauteils infolge einer Zugkraft infolge von Schwinden gegenüber dem infolge einer äußeren Zugkraft besteht darin, dass die im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrungsstäbe im gerissenen Stahlbetonbauteil stützend wirken und die Schwindverformung behindern. Die freie Schwinddehnung des Betons kann sich dadurch nicht voll einstellen. Das Schwinden des Betons erzeugt somit in einem Verbundquerschnitt, zwischen den Rissen, einen Eigenspannungszustand, in dem in der Bewehrung Druckspannungen und im Beton Zugspannungen entstehen. Im Falle einer Beanspruchung eines Stahlbetonbauteils durch eine äußere Zugkraft hingegen stehen sowohl der Beton als auch die Bewehrung unter Zugspannung.

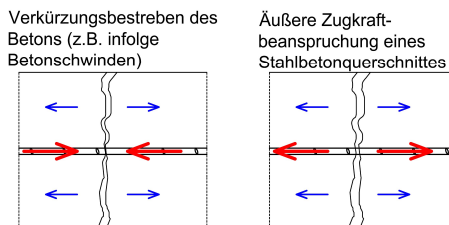


Abb. 4.49: Resultierende Beton- und Stahlkräfte infolge eines Verformungsbestrebens durch Schwinden (links) sowie infolge einer äußeren Zugkraftbeanspruchung (rechts)

Abb. 4.50 zeigt skizzenhaft die Auswirkungen der Behinderung der Schwindverformung des Betons durch die im Verbund liegende Bewehrung.

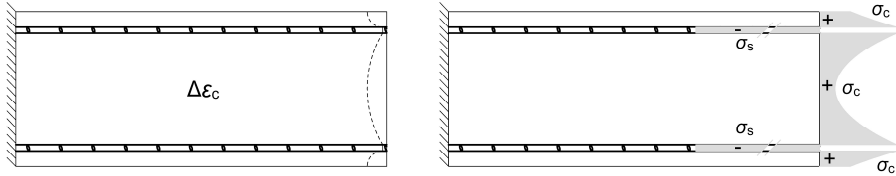


Abb. 4.50: Verformung eines Stahlbetonbauteils infolge des Schwindens des Betons (links) und Eigenspannungen infolge der Behinderung dieser Schwindverformung durch die im Verbund liegenden Bewehrungsstäbe (rechts)

Zur Veranschaulichung der Problematik wird das unterschiedliche Verhalten eines Stahlbetonbauteils unter einer Zwangbeanspruchung und unter einer Zugkraftbeanspruchung anhand nichtlinearer FEM-Berechnungen an jeweils einem Stahlbetonstab ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität des Betons (Kriechen) demonstriert.

Die Stäbe weisen jeweils eine Länge von 2,0 m und Querschnittsabmessungen von 20 cm x 20 cm auf. Zudem wurde Beton der Festigkeitsklasse C20/25 angesetzt. Im Rahmen der nichtlinearen numerischen Simulationen wurde der Stahlbetonstab mit drei unterschiedlichen Bewehrungen (4 x $\phi 14$, 6 x $\phi 12$ und 8 x $\phi 10$) abgebildet.

Im Falle der Beanspruchung durch die äußere Zugkraft wurde der Stahlbetonstab weggesteuert auf 4,0 mm gezogen. Bei dem gezwängten Stahlbetonstab wurde eine Schrumpfung des Betons von 2,0 ‰ (entspricht 4,0 mm bei zwei Meter langen Stäben) vorgegeben.

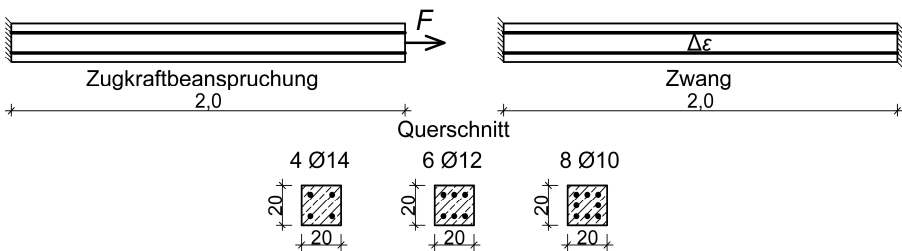


Abb. 4.51: Im Rahmen der numerischen Simulation verwendeter Stahlbetonstab mit äußerer Zugkraftbeanspruchung (links) und gezwängter Stahlbetonstab (rechts)

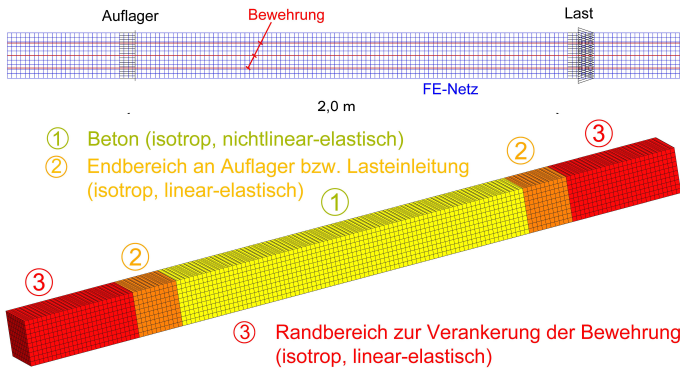


Abb. 4.52: Darstellung der Bewehrung, der Auflagerung und der Belastung (oben) sowie schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells (unten) zur numerischen Simulation eines Stahlbetonzugstabes mit äußerer Zugkraftbeanspruchung (hier mit $8 \phi 10$)

Die Materialmodelle des Betons (Bereich Nr. 1 in Abb. 4.52) und des Betonstahls wurden gemäß Tab. 4.6 abgebildet. Innerhalb des Materialmodells des Betons wurde Kriechen und Schwinden nicht berücksichtigt. Zur Vermeidung von Berechnungssingularitäten, die durch die unmittelbar an den Betonelementen angreifende Festhaltung bzw. Zugbeanspruchung verursacht werden können, wurden die Endbereiche des Finite-Elemente-Modells auf einer Länge von 20 cm mit einem linear-elastischen Materialmodell und auch mit einer Schrumpfung von 2,0 ‰ abgebildet (Bereich Nr. 2 in Abb. 4.52). Die unmittelbar neben der Festhaltung bzw. neben der Lasteinleitungsfläche angeordneten Volumenelemente (Bereich Nr. 3 in Abb. 4.52), die ebenfalls linear-elastische Materialeigenschaften aufweisen, wurden zur Gewährleistung der Verankerung der diskret abgebildeten Bewehrung modelliert und haben keine weiteren Auswirkungen auf das Finite-Elemente-Modell der untersuchten Stahlbetonstäbe.

Abb. 4.53 zeigt das unterschiedliche Verhalten der Stahlbetonstäbe unter einer äußeren Zugkraft- und unter einer Zwangbeanspruchung anhand der mit physikalisch nichtlinearen FEM-Berechnungen bestimmten Beziehungen zwischen Normalkraft und Längsdehnung.

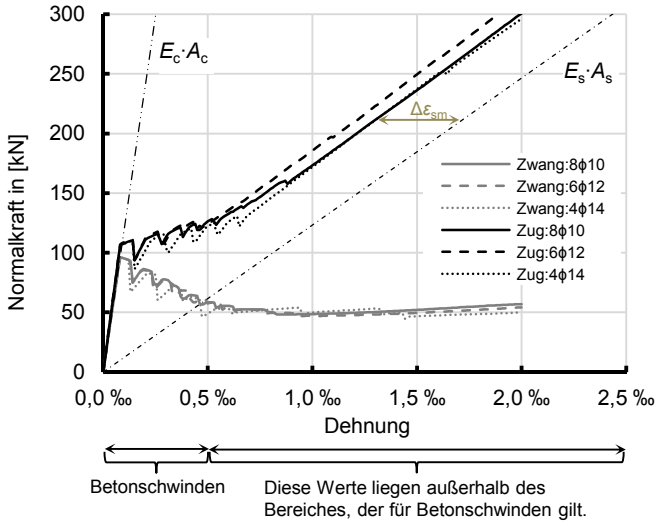


Abb. 4.53: Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen für Stahlbetonstäbe unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung und unter Zwangkraftbeanspruchung infolge von Schwinden des Betons (mittlere Dehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon_{sm}$ gemäß Gleichung (4.23))

Im Zustand I verhalten sich die Stahlbetonstäbe unter einer Zugkraft- und einer Zwangbeanspruchung infolge von einer vorgegebenen Schrumpfung des Betons gleich. Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit des Betons bilden sich erste Risse, die die Dehnsteifigkeit der Stahlbetonbauteile reduzieren. Durch die Abnahme der Dehnsteifigkeit geht die Normalkraft infolge der Zwangbeanspruchung zurück. Die Risskraft des Stahlbetonbauteils liegt im Falle der Beanspruchung durch eine äußere Zugkraft wegen der Mitwirkung der Bewehrung geringfügig höher als im Falle der Beanspruchung durch eine Zwangkraft und kann wie folgt berechnet werden.

$$\begin{aligned}
 N_{cr,Zug} &= f_{ct} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{sl}) = \\
 &= 2,4 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot \left(1 + \frac{200000}{30000} \cdot \frac{6,28}{20 \cdot 20} \right) = 0,106 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

Im Falle der Beanspruchung durch eine Zwangkraft infolge von Schwinden wird die Risskraft durch die im Verbund liegende Bewehrung nicht beeinflusst, da das Verkürzungsbestreben nur im Beton stattfindet.

$$N_{cr,Zwang} = f_{ct} \cdot A_c = 2,4 \cdot 0,2 \cdot 0,2 = 0,096 \text{ MN}$$

Während die numerischen Simulationen des Stahlbetonstabes mit einer äußeren Zugkraftbeanspruchung eine Zunahme der Normalkraft mit drei ausgeprägten Risszuständen eines Stahlbetonbauteils – Zustand I (keine Risse), Übergang Zustand I / II (Einzelrissbildung) und Zustand II (abgeschlossene Rissbildung) – ergaben, lieferten die numerischen Simulationen des Stahlbetonstabes mit Zwangbeanspruchung im Zustand II eine mit zunehmender Zwangdehnung sinkende Kurve der Normalkraft. Die Ergebnisse der numerischen Simulationen zeigen (vgl. Abb. 4.53), dass die Normalzugkraft-Dehnungs-Beziehung, die für Stahlbetonstäbe

mit einer äußeren Zugkraftbeanspruchung gilt, für Stahlbetonstäbe unter Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden zumindest als nicht vollständig zutreffend anzusehen ist.

Nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit entsteht der erste Riss in einem gezwängten Stahlbetonbauteil weitestgehend unabhängig von der Bewehrung. Mit fortschreitender Bildung der Risse nimmt die Steifigkeit des Stahlbetonstabes ab, was im Falle der Schwindbeanspruchung zu einer kontinuierlichen Reduktion der Normalkraft mit zunehmender Dehnung führt. Nach dem ersten Riss bilden sich weitere Risse durch Überlagerung der Spannungen aus der Zwangnormalkraft mit den Eigenspannungen aus der durch die im Verbund liegende Bewehrung behinderten Schwindverformung. Im Anhang D sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse der numerischen Simulation des gezwängten Stahlbetonstabes mit einer Bewehrung von $4 \phi 14$ zusammengefasst. Anhand der in Anhang D dargestellten, mittels nichtlinearer FEM-Berechnungen ermittelten Betonspannungen ist zu erkennen, dass die Zugfestigkeit des Betons zunächst in bewehrungsnahen Betonelementen überschritten wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich an diesen Stellen die aus dem Zwang resultierenden Zugbeanspruchungen mit den durch die Bewehrung bedingten Eigenspannungen überlagern. Nach dem Reißen der bewehrungsnahen Betonelemente bildet sich durch einen „Reisverschlussseffekt“ ein Riss über den gesamten Querschnitt. Zwischen den einzelnen Rissen stellt sich der in Abb. 4.50 skizzenhaft dargestellte nichtlineare Verlauf der Zugspannungen über die Querschnittshöhe ein.

Eine leichte Zunahme der Normalkraft infolge der Zwangbeanspruchung nach dem abgeschlossenen Rissbild, das sich bei ca. 0,65 ‰ der aufgezwungenen Dehnung (Schrumpfen) einstellt, ist den auflagnahen linear elastischen Bereichen des FEM-Modells (Bereich Nr. 2 in Abb. 4.52) geschuldet. Nach Einstellung des abgeschlossenen Rissbildes im Bereich der Volumenelemente mit nichtlinearen Materialeigenschaften (Bereich Nr. 1 in Abb. 4.52) wird dieser Bereich durch die Volumenelemente mit linear-elastischem Materialgesetz (Bereich Nr. 2 in Abb. 4.52) infolge des weiteren Schrumpfens zusätzlich auf Zug beansprucht, sodass für den mit nichtlinearen Materialeigenschaften abgebildeten Teil des FEM-Modells ab diesem Punkt eine Beanspruchung wie infolge einer äußeren Zugkraft entsteht. Demzufolge sind die im Rahmen der numerischen Simulation erhaltenen Ergebnisse unter einer Zwangbeanspruchung nach Einstellung des abgeschlossenen Rissbildes wenig aussagekräftig. Auf auflagnahen Volumenelemente mit linear-elastischen Materialeigenschaften kann aufgrund der bei physikalisch nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen auftretenden Singularitäten nicht verzichtet werden. Um einen vollständigen Abbau der Zwangnormalkraft durch Rissbildung zu demonstrieren, könnte ein Stab mit größerer Länge und mit nichtlinearem Materialgesetz abgebildet werden. Aufgrund der untergeordneten Bedeutung eines vollständigen Abbaus einer Zwangnormalkraft durch Rissbildung für die Untersuchung einer kombinierten Beanspruchung aus Gebrauchslast und zentrischem Zwang einer einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecke wurden an dieser Stelle weitere numerische Simulationen jedoch nicht vorgenommen.

Das Verhalten eines Stahlbetonbauteils, welches einer Zwangbeanspruchung infolge einer Temperatureinwirkung ausgesetzt ist, unterscheidet sich kaum von dem

Verhalten desselben Bauteils infolge einer Beanspruchung durch eine äußere Zugkraft. Dies ist damit zu begründen, dass sowohl der Beton als auch die im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrungsstäbe im Falle einer Abkühlung das Bestreben aufweisen sich zu verkürzen. Das Verformungsbestreben beider im Verbund liegenden Baustoffe wirkt somit in gleicher Richtung. Abb. 4.54 zeigt die Ergebnisse der nichtlinearen FEM-Berechnungen an einem Stahlbetonstab mit einer Länge von 2,0 m, mit Querschnittsabmessungen von 20 cm x 20 cm sowie mit einer Bewehrung bestehend aus 4 x $\phi 14$ und mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25. Im Falle der Beanspruchung durch eine äußere Zugkraft wurde der Stahlbetonstab weggesteuert auf 3,0 mm gezogen. Bei dem gezwängten Stahlbetonstab wurde eine Temperaturänderung von bis zu -150 K vorgegeben. Dabei wurde sowohl für den Beton als auch für die Bewehrung eine Wärmedehnzahl von $\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ angesetzt.

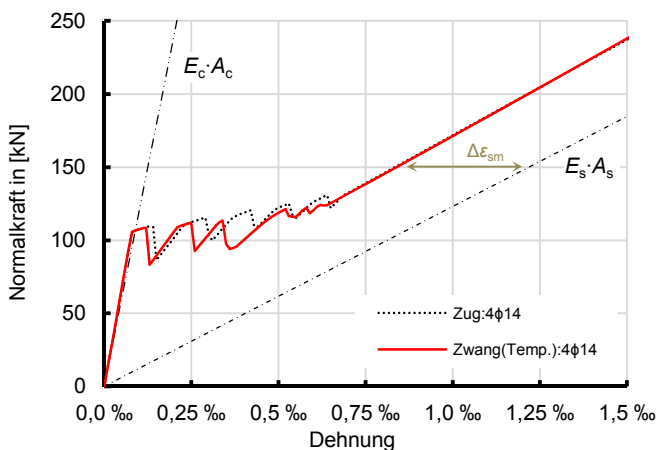


Abb. 4.54: Normalkraft-Dehnungs-Beziehungen für Stahlbetonstäbe unter einer äußeren Zugkraftbeanspruchung und unter Zwangkraftbeanspruchung infolge einer Temperatureinwirkung (Abkühlung)

Somit wurde im Rahmen der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ (vgl. Abschn. 3.1) das Verhalten einer einachsigen gespannten Stahlbetonplatte unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang infolge einer Temperatureinwirkung simuliert.

4.8.2 Einfluss der Bewehrung auf die zentrische Zwangkraft unter kombinierter Beanspruchung

Um die im Rahmen der numerischen Simulationen erhaltenen Ergebnisse miteinander vergleichen zu können, erfolgten die in diesem Kapitel beschriebenen nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen an einem Grundsystem. Die Materialmodelle des Betons und des Betonstahls wurden gemäß Tab. 4.6 gewählt.

Bei dem Grundsystem handelt es sich um eine einachsigen gespannten Einfeldplatte aus Beton C30/37 mit einer Querschnittshöhe von $h = 30$ cm sowie einer statischen Höhe von $d = 26,5$ cm. Die Spannweite der einachsigen gespannten Platte beträgt $L = 6,0$ m. Auf die Platte wirkt in vertikaler Richtung eine quasi-ständige Flächenlast von

$p_{Ed,perm} = g_k + \Delta g_k + \psi_2 \cdot q_k = 9,96 \text{ kN/m}^2$. Bei der quasi-ständigen Einwirkungskombination werden 30 % der Nutzlast (mit Hilfe des Kombinationsbeiwertes $\psi_2 = 0,3$) berücksichtigt.

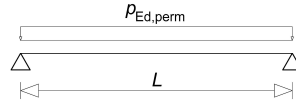


Abb. 4.55: Statisches System für die numerischen Untersuchungen der Parameterstudie

Aus Abb. 4.56 (links) wird deutlich, dass mit der Anordnung zusätzlicher Bewehrung in der Biegezugzone bei gleichbleibender Vertikallast die Zwangzugkraft unter der kombinierten Beanspruchung zunimmt. Dies liegt daran, dass durch die erhöhte Bewehrungsmenge in der Biegezugzone neben der Zunahme der Dehnsteifigkeit des gerissenen Stahlbetonbauteils die Breite der Biegerisse kleiner gehalten wird, sodass die zwangskraftreduzierende Längsdehnung auf Höhe der Querschnittsschwerachse geringer ausfällt (vgl. Abschn. 3.1.6.7).

Eine Bewehrung in der Biegedruckzone beeinflusst die zentrische Zwangskraft im Vergleich zur Biegezugbewehrung gegenläufig. Durch die Anordnung zusätzlicher Druckbewehrung findet eine Teilumlagerung der Kraft der Betondruckzone auf die Bewehrung statt, was zu einer Verminderung der Kriechdehnungen auf der Druckseite des biegebeanspruchten Querschnittes führt. Als Folge davon nimmt die Dehnung der Schwerachse zu (vgl. (Pfeiffer 2004) bzw. in dieser Arbeit Abb. 4.62) und die zentrische Zwangskraft infolge von Betonschwinden nimmt geringfügig ab.

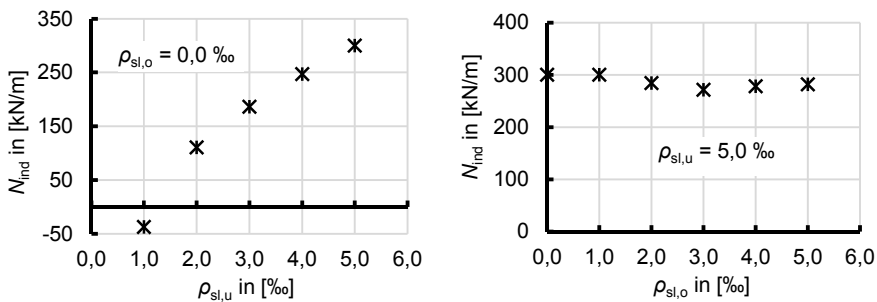


Abb. 4.56: Zentrische Zwangskraft infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,409 \text{ ‰}$) unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften in Abhängigkeit von der Biegezugbewehrung (links) und von der Biegedruckbewehrung (rechts) (dabei ist geometrischer Bewehrungsgrad der Längsbewehrung $\rho_{sl,u}$ in der Biegezugzone und $\rho_{sl,o}$ in der Biegedruckzone)

Durch eine Vergrößerung des Randabstandes der Bewehrung verringert sich der Hebelarm der inneren Kräfte in einem biegebeanspruchten Stahlbetonquerschnitt. Die resultierende Bewehrungszugkraft vergrößert sich und die Breite der Risse nimmt zu, was wiederum zu einer Zunahme der Schwerachsendehnung führt. Als Folge davon nimmt die zentrische Zwangskraft unter einer kombinierten Beanspruchung ab. In einem üblichen Hochbau liegt der Randabstand der Bewehrung nach aktuell geltenden Normregeln und üblichen bewehrungstechnischen Parametern einer

Hochbaudeckenplatte zwischen 25 mm und 50 mm. Abb. 4.57 zeigt die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen an dem Grundsystem unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikallast und zentrischem Zwang mit unterschiedlichen Randabständen der Biegezugbewehrung. Die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen erfolgen an dem Grundsystem mit einer Bewehrung von $a_{sl,u} = 13,1 \text{ cm}^2/\text{m}$ in der Biegezugzone sowie ohne Bewehrung in der Biegedruckzone.

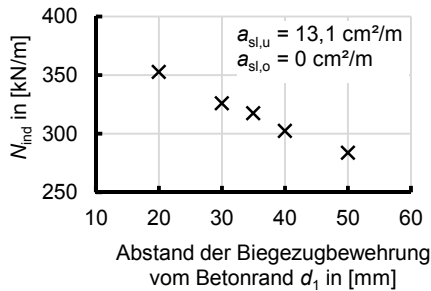


Abb. 4.57 Zentrische Zwangskraft infolge von Betonschwinden unter kombinierter Beanspruchung bei variierendem Randabstand der Biegezugbewehrung

Grundsätzlich ist eine gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) auf Risschnittgrößen basierende Mindestbewehrung in der Biegezugzone erforderlich, um die bei Erstrissbildung freigesetzten Spannungen aufzunehmen und um ein weiteres Auftreten von Rissen im fortgeschrittenen Betonalter unter Einhaltung der zulässigen Breite bereits entstandener Risse zu ermöglichen.

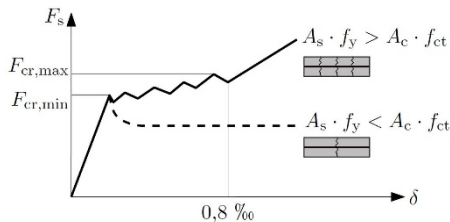


Abb. 4.58: Sukzessive Rissbildung auf Risskraftniveau in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades [Quelle: (Schlicke 2014)]

Der Durchmesser der verwendeten Bewehrungsstäbe wirkt sich auf die Breite der Risse und auf deren Abstände durch die Mantelfläche und die zu ihr direkt proportionale Verbundspannung aus. Werden große Stabdurchmesser verwendet, so sind Risse mit großer Breite und großen Abständen zueinander am Stahlbetonbauteil zu erwarten. Da die resultierende Normalspannung sowie die dazugehörige Gesamtlängsdehnung der Bewehrung bei gleichbleibender Bewehrungsquerschnittsfläche unverändert bleiben, wird die Größe der zentrischen Zwangskraft durch eine Änderung der Durchmesser der Bewehrungsstäbe nicht beeinflusst.

Die Ergebnisse der in Abschn. 4.8.1 durchgeführten numerischen Simulationen, die in Abb. 4.53 durch Normalkraft-Längsdehnungs-Verläufe infolge einer äußeren Zugkraftbeanspruchung sowie infolge einer zentrischen Zwangbeanspruchung ohne Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften dargestellt sind, untermauern diese Aussage. Die mittlere Dehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon_{sm}$ (vgl. Abb. 4.53) kann gemäß Gleichung (4.23) berechnet werden. Gleichung (4.23) wurde aus (*DAfStb Heft 466*) entnommen.

$$\Delta\varepsilon_{sm} = \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad (4.23)$$

In Gleichung (4.23) ist deutlich zu erkennen, dass die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen bei unveränderter Stahldehnung im Riss ε_{sr2} und unveränderter Stahldehnung in der Mitte zwischen zwei Rissen ε_{sr1} bei gleichen Bewehrungsquerschnitten nur durch den Völligkeitsbeiwert β_t beeinflusst wird. Der Völligkeitsbeiwert β_t kann mit einem Wert von 0,6 als ausreichend genau angenommen werden. Durch einen um 1/3 verminderten Völligkeitsbeiwert ($\beta_t = 0,4$) werden zeitabhängige Auswirkungen langandauernder Beanspruchung – Verbundkriechen – bei der rechnerischen Abschätzung der Rissbreite gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) berücksichtigt. Der Völligkeitsbeiwert wird durch das angewendete Verbundgesetz bestimmt (vgl. (*DAfStb Heft 466*)). Da im Rahmen der Parameterstudie sämtliche numerische Simulationen mit der gleichen Verbund-Schlupf-Beziehung (vgl. Tab. 4.6) durchgeführt wurden, wirkt sich der Durchmesser der verwendeten Bewehrungsstäbe allein durch die Mantelfläche auf die Breite der Risse und auf deren Abstände aus.

Abb. 4.59 zeigt links den zeitdiskreten Verlauf der Zwangnormalkraftbeanspruchung infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung sowie rechts den Zusammenhang zwischen der Zwangskraft und der Vertikallast. Es ist zu erkennen, dass mit steigender Vertikallastbeanspruchung erste Risse eintreten, die zu einer Reduktion der Dehnsteifigkeit und zu einer damit einhergehenden Reduktion der Zwangskraft führen. Wird die Vertikallast konstant gehalten, so steigt die Zwangskraft infolge von Schwinden erneut an und erreicht sowohl bei der einachsig gespannten Platte mit einer Bewehrung von $\phi 10/6$ ($a_{sl,u} = 13,09 \text{ cm}^2/\text{m}$) in der Biegezugzone als auch bei der Platte mit einer Bewehrung von $\phi 16/15$ ($a_{sl,u} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$) zum Zeitpunkt $t = \infty$ einen Wert von ca. 300 kN/m.

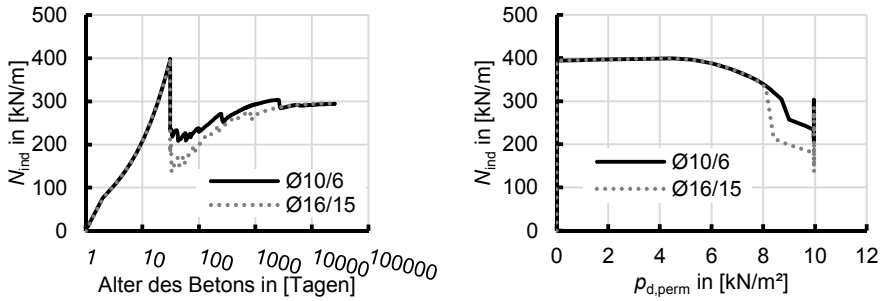


Abb. 4.59: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,409 \text{‰}$) (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Erwartungsgemäß führt die Vergrößerung des Durchmessers der Bewehrungsstäbe im Rahmen der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen zu einer Zunahme der Rissbreiten und der Rissabstände (vgl. Abb. 4.60).

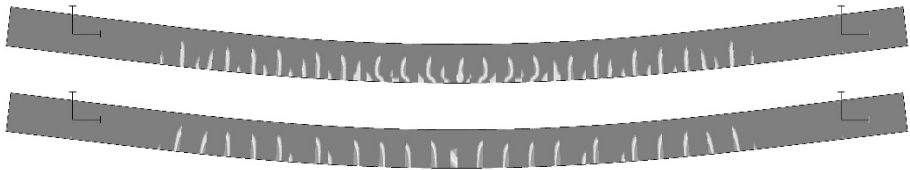


Abb. 4.60: Gegenüberstellung der Rissbilder von einachsig gespannten Deckenplatten mit einer Längsbewehrung von $\phi 10/6$ (oben) bzw. $\phi 16/15$ (unten) in der Biegezugzone (nichtlineare FEM-Berechnung)

4.8.3 Verbundkriechen

Wenn in einem gerissenen Stahlbetonbauteil unter langandauernder Belastung die Stahlspannung über längere Zeit unverändert bleibt, vergrößert sich die Rissbreite durch Nachlassen der Verbundsteifigkeit infolge des Verbundkriechens mit der Zeit. Gemäß (*DAfStb Heft 466*) kann das Verbundkriechen für eine wiederholte und langandauernde Belastung durch eine Verschiebung des Schlupfes innerhalb der Verbund-Schlupf-Beziehung um das Verbundkriechmaß im Rahmen analytischer Berechnungen berücksichtigt werden. Mit einer durch das Verbundkriechen bewirkten Vergrößerung der Risse in Höhe der Schwerachse stellt sich eine Stabverlängerung ein, die zu einer signifikanten Reduktion des zentrischen Zwangs führen kann. Da im Mittelpunkt dieser Arbeit die Entwicklung eines Näherungsverfahrens zur Bestimmung des zentrischen Zwangs für einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang stand, wurden die zwangkraftreduzierenden Auswirkungen des Verbundkriechens auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. Die Auswirkungen des Verbundkriechens können analog zu den Normregeln durch den Völligkeitsbeiwert im Rahmen einer rechnerischen Bestimmung der Rissbreite für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang berücksichtigt werden.

4.8.4 Betonalter beim Belastungsbeginn (Kriechen)

Das Eigengewicht macht in der Regel ca. 50-70 % der Gesamtbelastung einer Stahlbetondecke im Hochbau aus, sodass ein großer Teil der Belastung mit dem Ausschalen aufgebracht wird. Der Zeitpunkt dieser Lastaufbringung ist von den jeweiligen Ausschalfrieten abhängig. In (*DBV-Merkblatt 2013.06*) sind Anhaltswerte für Ausschalfrieten in Abhängigkeit von der Bauteiltemperatur und der Festigkeitsentwicklung des Betons für Beton- und Stahlbetonbauteile im üblichen Hochbau angegeben. Um die Zwangbeanspruchung zu begrenzen, kommen bei der Herstellung von Stahlbetondecken in Ortbetonbauweise im üblichen Hochbau Betone mit mittlerer und langsamer Festigkeitsentwicklung zum Einsatz, sodass die Ausschalfrieten von Decken gemäß (*DBV-Merkblatt 2013.06*) bei 8 bis 20 Tagen liegen. In der Praxis versucht man häufig, den Abbau der Tragkonstruktion der Deckenschalung zur Begrenzung der Kriechverformungen von Stahlbetondecken auf einen späteren Zeitpunkt zu verlegen.

Bei der zeitdiskreten Betrachtung der zentrischen Zwangskraft anhand nichtlinearer Finite-Elemente-Berechnungen mit unterschiedlichen Zeitpunkten (Alter des Betons) für die erste Lastbeanspruchung stellt man fest, dass mit zunehmendem Alter des Betons zum Zeitpunkt der ersten Lastbeanspruchung die zentrische Zwangskraft infolge von Schwinden unter der kombinierten Beanspruchung geringfügig abnimmt (vgl. Abb. 4.61).

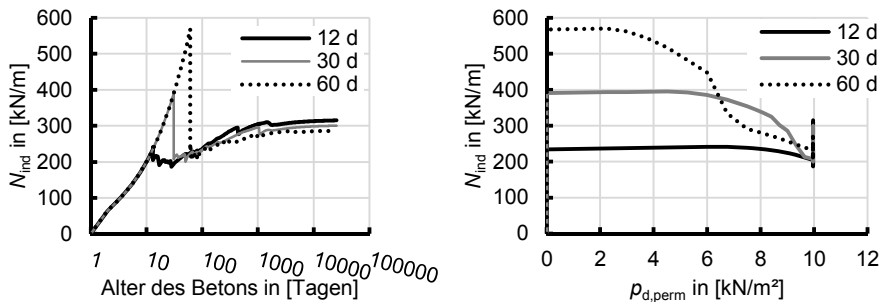


Abb. 4.61: zeitabhängiger Verlauf der Zwangnormalkraft infolge von Betonschwinden (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung mit Belastungsbeginn zu unterschiedlichen Zeitpunkten $t_0 = 12 \text{ d} / 30 \text{ d} / 60 \text{ d}$, statische System s. Abb. 4.55, $\epsilon_{cs} = 0,409 \text{ ‰}$)

Diese mit zunehmendem Alter des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns verbundene geringfügige Abnahme der zentrischen Zwangskraft liegt darin begründet, dass das Kriechen die zentrische Zwangskraft bei Bauteilen mit Biegerissen nicht abbaut. Durch das Betonkriechen finden auf Querschnittsebene Veränderungen des Spannungs- und des Dehnungszustandes statt. Die Zunahme der Dehnungen auf der Betondruckseite führt zu einer Vergrößerung der Betondruckzone und zu einer Abnahme der Dehnung der Schwerachse (vgl. Abb. 4.62).

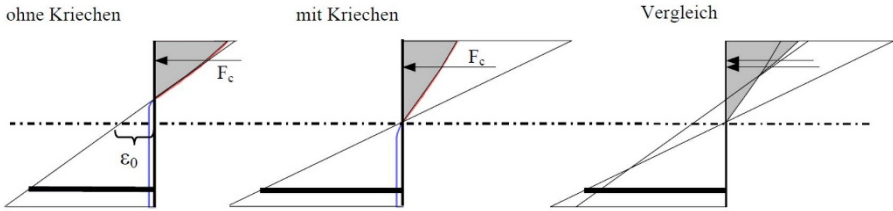


Abb. 4.62: Vergleich der Dehnungszustände mit und ohne Berücksichtigung des Kriechens [Quelle: (Pfeiffer 2004)] (hier reine Biegebeanspruchung)

4.8.5 Material- und Systemparameter

Die Kriech- und Schwindprozesse hängen von der Betonzusammensetzung, den Umgebungsbedingungen sowie von den Bauteilabmessungen ab. Mit steigender Betonfestigkeit nimmt die Kriech- und Schwindfähigkeit des Betons vor allem auf Grund des dichteren Gefüges und des geringeren w/z-Wertes ab.

Abb. 4.63 stellt drei statische Grundsysteme eines Einfeldträgers dar, die für numerische Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie herangezogen wurden.

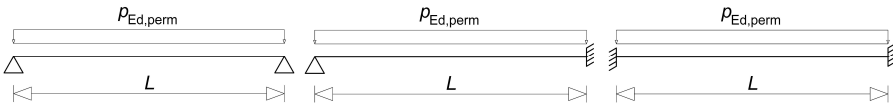


Abb. 4.63: Statische Grundsysteme eines Einfeldträgers

Für die Verifizierung der Einflüsse auf die zentrische Zwangskraft infolge von Schwinden wurden Einfeldträger mit verschiedenen Auflagersituationen, Materialeigenschaften und Bauteilabmessungen anhand von nichtlinearen räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen untersucht. Die Abbildung der Materialmodelle für diese FEM-Berechnungen wurden gemäß Tab. 4.6 gewählt.

Um die Ergebnisse der Parameterstudie unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse, den Bauteilabmessungen und der Belastung miteinander vergleichen zu können, werden bezogene Größen eingeführt.

$$\mu = \frac{L^2 \cdot p_{Ed,perm}}{b \cdot h^2 \cdot k \cdot f_{ct,eff}} \quad (4.24)$$

$$v = \frac{N_{ind,max}}{b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,eff}} \quad (4.25)$$

mit

- h Höhe des Querschnittes
- b Breite des Querschnittes

- k Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)
- $f_{ct,eff}$ wirksame Zugfestigkeit des Betons gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)
- $p_{Ed,perm}$ Quasi-ständige Flächenlast

Durch die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen der Einfeldträger mit verschiedenen Parameterkonstellationen wurden die Einflussgrößen auf den zentrischen Zwang unter kombinierten Beanspruchungen untersucht. Die Parameterkonstellationen sind in Tab. 4.7 aufgeführt.

Um alle möglichen Konstellationen abzudecken und dabei dennoch eine überschaubare Anzahl von Parametern zu erhalten, wurden in Anlehnung an die in Abschn. 4.8.2 und in Abschn. 4.8.4 erhaltenen Ergebnisse der Randabstand der Bewehrung mit 2,5 cm, die Bewehrungsmenge in der Biegezugzone mit 5,0 ‰ und in der Biegedruckzone mit 1,5 ‰ sowie das Betonalter bei Belastungsbeginn (Abbau der Tragkonstruktion der Deckenschalung) mit 12 Tagen festgelegt. Die getroffenen Annahmen führen zu Ergebnissen, die auf der sicheren Seite liegen (vgl. Abschn. 4.8.2 und in Abschn. 4.8.4).

Tab. 4.7: Parameterkonstellationen für die durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen von Einfeldträgern

stat. System	Einfeld (beide Seiten gelenkig)	Einfeld (eine Seite eingespannt)							Innenfeld (beide Seiten eingespannt)	
	System 1	System 2.1	System 2.2	System 2.3	System 2.4	System 2.5	System 2.6	System 2.7	System 3	
Beton	C30/37	C45/55		C30/37			C20/25		C30/37	
$f_{ct,eff}$	3,0 N/mm ²	3,8 N/mm ²		3,0 N/mm ²						
Zementklasse	N			S		N				
Querschnitts- höhe	20 cm						40 cm	20 cm		
k -Beiwert	0,8									
Querschnitts- breite	1,0 m									
Spannweite	8,0 m			5,0 m		8,0 m				
Bewehrung	in der Biege- druckzone	0,15%								
	in der Biege- zugzone	0,50%	0,5%-(3,8/3)		0,50%					
	Randabstand ($d_1 = d_2$)	2,5 cm								

Die Ergebnisse der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen (vgl. Abb. 4.64) zeigen, dass sich die maximale zentrische Zwangkraftbeanspruchung infolge von Betonschwinden unter Verwendung bezogener Größen (Gleichung (4.24) und (4.25)) in Abhängigkeit des statischen Systems und der Vertikallastbeanspruchung darstellen lässt.

Durch die Berücksichtigung verschiedener Betonfestigkeitsklassen, Zementklassen sowie Querschnittsabmessungen (vgl. Tab. 4.7) im Rahmen der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen konnte kein signifikanter Einfluss der unterschiedlichen Kriech- und Schwindfähigkeiten auf die maximale zentrische Zwangkraft bei einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung festgestellt werden. Dabei wurde die relative Luftfeuchte ($RH = 50\%$) über alle

Berechnungen durchgehend konstant angenommen, sodass die Kriech- und Schwindprozesse nach den Vorhersagemodellen der aktuellen Norm allein durch die Materialparameter und die Bauteilabmessungen bestimmt wurden.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen am „System 2.1“ und am „System 2.2“ verdeutlicht die Abhängigkeit der zentrischen Zwangskraft von der Betonzugfestigkeit und der Bewehrung in der Biegezugzone. Mit einem Bewehrungsgrad von $\rho_{sl} = 0,5 \%$ in der Biegezugzone und einer Betonzugfestigkeit von $k \cdot f_{ct,eff} = 3,04 \text{ N/mm}^2$ (vgl. „System 2.1“) ergibt sich eine kleinere Zwangnormalkraftbeanspruchung infolge von Schwinden unter kombinierter Beanspruchung als bei dem „System 2.2“, bei dem die Bewehrung in der Biegezugzone im Verhältnis zur Betonzugfestigkeit erhöht wurde (vgl. Tab. 4.7). Dies liegt darin begründet, dass bei „System 2.1“ die Stahlspannungen und dementsprechend auch die Stahldehnungen infolge der Umlagerung der Betonzugkraft auf die Bewehrung bei der Rissbildung höher sind, was zu größeren Rissbreiten und somit zu einer zwangkraftreduzierenden Längsachsendehnung der Deckenplatte führt. Die Anpassung der Bewehrung auf die Zugfestigkeit des Betons bei der Berechnung des „Systems 2.2“ untermauert die Beziehung zwischen der Betonrisskraft und der vorhandenen Bewehrung in der Zugzone.

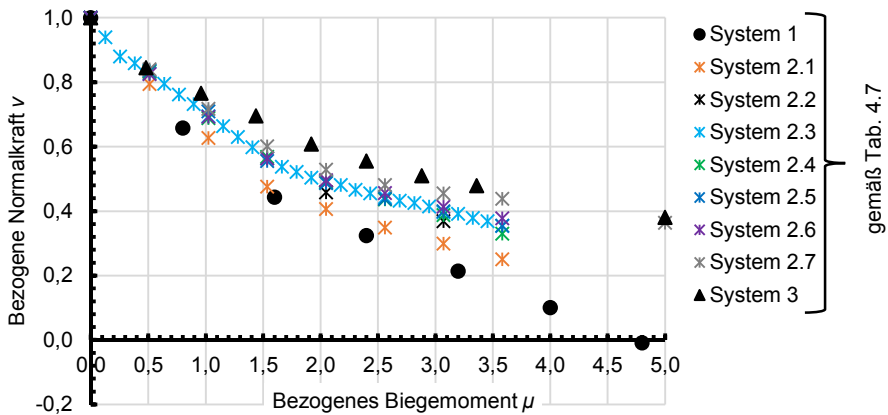


Abb. 4.64: Beziehung der bezogenen Größen μ und v in den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen von Einfeldträgern mit verschiedenen Parameterkonstellationen.

4.8.6 Durchlaufplatten mit feldweise unterschiedlichen Stützweiten

Die bis zu dieser Stelle dargestellten Systeme der durchgeführten Parameterstudie waren ausnahmslos Einfeldträger oder Durchlaufplatten mit feldweise gleichen Stützenweiten. In der Praxis kommen aus Gründen der Funktionalität jedoch häufig Durchlaufdeckenplatten mit feldweise unterschiedlichen Spannweiten vor.

Eine Verformungseinwirkung wird in einem an beiden Enden starr gehaltenen Stahlbetonbauteil (z. B. Stahlbetondeckenplatte) durch Längenänderungen im Bauteil selbst und im Fall des Überschreitens der Betonzugfestigkeit durch Rissbildung aufgenommen, sodass die aufgezwungene Dehnung der Summe der mittleren

Dehnung des Betons zwischen den Rissen und der mittleren Rissbreite bezogen auf den mittleren Abstand der Risse entspricht. Durch die Rissbildung tritt eine nennenswerte Reduktion der Dehnsteifigkeit des Bauteils ein und das gezwängte Bauteil kann auf einfache Weise als ein Feder-System idealisiert werden (s. Abb. 4.65), wobei die Stäbe gezwängte ungerissene Bauteilabschnitte und die Federn gerissene Bauteilabschnitte abbilden. Ein weiteres Längenänderungsbestreben des Betons (z. B. infolge Schwinden) führt zu einer Wechselwirkung zwischen den gerissenen und den ungerissenen Bauteilbereichen beim Aufbau der Zwangspannung.

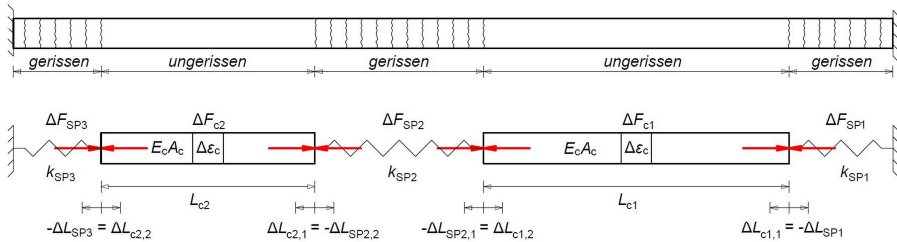


Abb. 4.65: Feder-System zur Veranschaulichung des Berechnungsansatzes bei Durchlaufdeckenplatten mit feldweise unterschiedlichen Spannweiten

Beim Auftreten einer Verformungseinwirkung $\Delta\varepsilon_c$ im Beton zum Zeitpunkt t_k können die Längenänderungen der gerissenen und der ungerissenen Bauteilbereiche mit folgenden Gleichungen berechnet werden:

$$\Delta L_{c1} = \Delta\varepsilon_c(t_k) \cdot L_{c1} + \frac{\Delta F_{c1}(t_k)}{A_c \cdot E_c(t_k)} \cdot L_{c1} \quad (4.26)$$

$$\Delta L_{c2} = \Delta\varepsilon_c(t_k) \cdot L_{c2} + \frac{\Delta F_{c2}(t_k)}{A_c \cdot E_c(t_k)} \cdot L_{c2} \quad (4.27)$$

$$\Delta L_{SP1} = \Delta F_{SP1}(t_k) \cdot \frac{1}{k_{SP1}} \quad (4.28)$$

$$\Delta L_{SP2} = \Delta F_{SP2}(t_k) \cdot \frac{1}{k_{SP2}} \quad (4.29)$$

$$\Delta L_{SP3} = \Delta F_{SP3}(t_k) \cdot \frac{1}{k_{SP3}} \quad (4.30)$$

Das in Abb. 4.65 dargestellte Gesamtsystem kann sich aufgrund der Randbedingungen (volle Festhaltung) nicht verkürzen bzw. verlängern, sodass die Summe aller innerhalb des System auftretenden Längenänderungen gleich Null sein muss ($\sum L_i = 0$).

$$\Delta L_{c1} + \Delta L_{c2} = -\Delta L_{SP1} - \Delta L_{SP2} - \Delta L_{SP3} \quad (4.31)$$

Zur Wahrung des Kräftegleichgewichtes muss zudem die Normalkraft über die Gesamtlänge des Feder-Systems konstant sein ($\Delta F_i = \text{const.}$).

$$\Delta F_{c1} = \Delta F_{c2} = \Delta F_{SP1} = \Delta F_{SP2} = \Delta F_{SP3} \quad (4.32)$$

Fasst man die Gleichungen (4.26) bis (4.32) zusammen, so kann die im oben abgebildeten Feder-System aufgebaute Spannung infolge der zum Zeitpunkt t_k aufgezwungenen Dehnung $\Delta \varepsilon_c(t_k)$ mit Hilfe von Gleichung (4.33) bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_c(t_k) &= \frac{\Delta F(t_k)}{A_c} = \\ &= -\Delta \varepsilon_c(t_k) \cdot E_c(t_k) \cdot \\ &\cdot \left[1 + \frac{A_c \cdot E_c(t_k)}{L_{c1} + L_{c2}} \cdot \left(\frac{1}{k_{SP1}} + \frac{1}{k_{SP2}} + \frac{1}{k_{SP3}} \right) \right]^{-1} \end{aligned} \quad (4.33)$$

Die Berechnung der Spannungsänderung im Falle einer kontinuierlich steigenden Schwinddehnung unter Berücksichtigung der im Zeitverlauf veränderlichen Viskoelastizität des Betons ist nur mit Hilfe nichtlinearer Finite-Elemente-Methoden möglich. Um ein Handrechenverfahren zu entwickeln, wird Gleichung (4.33) in zwei Komponenten zerlegt und für Grenzfälle untersucht.

Das Produkt der aufgezwungenen Dehnung $\Delta \varepsilon_c(t_k)$ mit dem Elastizitätsmodul $E_c(t_k)$ stellt die Zwangsspannung infolge der aufgebrachten Verformungseinwirkung unter Berücksichtigung der viskoelastischen Materialeigenschaften in einem System mit voller Verformungsbehinderung und mit linear-elastischen Materialeigenschaften (keine Risse) dar. Bei einer inkrementellen Betrachtung des Schwinddehnungszuwachses und des dazugehörigen Kriechens kann die Zwangsspannung unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens und einer vollständigen Verformungsbehinderung mit Hilfe von Gleichung (4.34) für beliebige Zeitpunkte berechnet werden.

$$\Delta \sigma_c(t_k) = \sum_{i=1}^k \Delta \varepsilon_c(t_k, t_i) \cdot \frac{E_{c,28d}}{1 + \varphi(t_k, t_i)} \quad (4.34)$$

Die Verformungsbehinderung der Auflager und die Systemsteifigkeit zum Zeitpunkt t_k werden dabei durch den Behinderungsgrad $\vartheta(t_k)$ berücksichtigt.

$$\vartheta(t_k) = \left[1 + \frac{A_c \cdot E_c(t_k)}{L_{c1} + L_{c2}} \cdot \left(\frac{1}{k_{SP1}} + \frac{1}{k_{SP2}} + \frac{1}{k_{SP3}} \right) \right]^{-1} \quad (4.35)$$

Mit Hilfe des Wertes L_{ci} wird die Gesamtlänge der ungerissenen Bereiche berücksichtigt. Die steigende Spannung infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung kann die Betonzugfestigkeit überschreiten und weitere Risse verursachen. Demzufolge ist die Länge der ungerissenen Bereiche bei der

inkrementellen Betrachtung der Zwangskraft infolge von Schwinden des Betons belastungs- bzw. spannungsabhängig. Die Länge der ungerissenen Bereiche kann auf Grundlage der Risschnittgrößen abgeschätzt werden. Mit einer Verkürzung der ungerissenen Bereiche nimmt der Behinderungsgrad $\partial(t_k)$ in Gleichung (4.35) ab. Demnach liegt eine vereinfachende Abschätzung der Gesamtlänge der ungerissenen Bereiche auf Grundlage der Risschnittgrößen zum Zeitpunkt der ersten Vertikallastbeanspruchung auf der sicheren Seite.

Da eine gezwängte Stahlbetondeckenplatte gleichzeitig auf Zug infolge von Zwang und auf Biegung infolge von Last beansprucht wird, sollte die Berechnung der Risschnittgrößen zur Abschätzung der Länge der ungerissenen Bereiche unter Berücksichtigung der zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} und der Biegezugfestigkeit $f_{ctm,\Omega}$ des Betons erfolgen. Letztere ist in Abschn. 3.1.8 der (DIN EN 1992-1-1) für bewehrte Betonbauteile in Abhängigkeit vom Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit und der Querschnittshöhe wie folgt definiert.

$$f_{ctm,\Omega} = \left(1,6 - \frac{h}{1.000}\right) \cdot f_{ctm} \geq f_{ctm} \quad (4.36)$$

mit

h die Gesamthöhe des Bauteils in mm

Die Abhängigkeit von der Bauteilhöhe entspricht dem Maßstabeffekt bei biegebeanspruchten Bauteilen aus Beton und ist auf die völlige Spannungsverteilung im Riss bei kleinen Bauteilen gegenüber großen Bauteilen zurückzuführen (vgl. Abb. 4.66). In (DAfStb Heft 444) wird die Maßstabsabhängigkeit der Biegezugfestigkeit mit Hilfe des kohäsiven Riss-Modells erklärt.

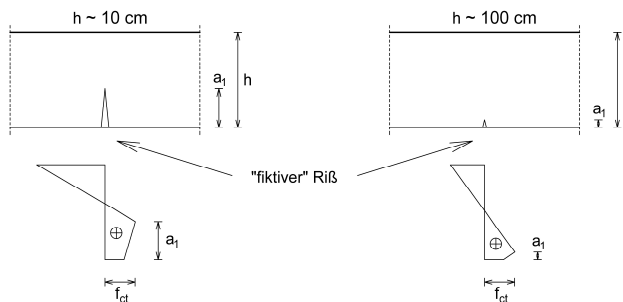


Abb. 4.66: Spannungsverteilung in biegebeanspruchten Betonkörpern unterschiedlicher Höhe unter Bruchlast [Quelle: (DAfStb Heft 444)]

In Abb. 4.67 ist die vereinfachte Beziehung gemäß (DIN EN 1992-1-1) (Gleichung (4.36)) dem in (Model Code 2010) definierten Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit gegenübergestellt.

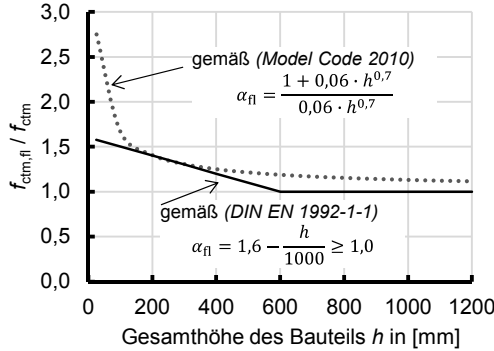


Abb. 4.67: Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit

Für die für Hochbaudecken üblichen Querschnittshöhen zwischen 20 cm und 40 cm besteht sowohl gemäß (Model Code 2010) als auch gemäß (DIN EN 1992-1-1) eine gute Übereinstimmung zwischen der Biegezugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit (vgl. Abb. 4.67).

Ein weiterer zeit- und spannungsabhängiger Parameter zur Bestimmung des Behinderungsgrades $\partial(t_k)$ ist der Elastizitätsmodul des Betons. Mit zunehmendem Alter des Betons nimmt das viskoelastische Verformungspotenzial von Materialien wie Beton ab (vgl. Abb. 4.68).

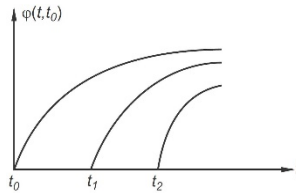


Abb. 4.68: Kriechkurven eines alternden viskoelastischen Materials (Belastungsbeginn t_1 und Kriechzahl φ) [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]

Je größer der Elastizitätsmodul in Gleichung (4.35) wird, desto kleiner wird der Behinderungsgrad $\partial(t_k)$. Für die Abschätzung der Zwangnormalkraft bei einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung kann der Elastizitätsmodul des Betons mit ausreichender Sicherheit als konstant angenommen werden.

$$E_c(t_k) = E_c(\infty, t_0) = \text{const.} \tag{4.37}$$

Bei einer vollständigen Verformungsbehinderung durch die Auflager stellen die Federn in Abb. 4.65 die Steifigkeiten der gerissenen Bereiche dar. Die Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils mit abgeschlossenem Rissbild kann im Falle von Trennrissen mit Hilfe von Gleichung (4.38) und im Falle von Biegerissen gemäß Gleichung (4.39) bestimmt werden.

$$k_{SP,i} = \frac{E_s \cdot \sum A_s}{L_{SP,i}} \quad (4.38)$$

$$k_{SP,i} = \frac{E_s \cdot \sum A_s + E_c(t_k) \cdot x^{II} \cdot b}{L_{SP,i}} \quad (4.39)$$

mit

E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
A_s	Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Bewehrung
$E_c(t_k)$	Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt t_k
x^{II}	Höhe der Biegedruckzone im gerissenen Zustand (Zustand II)
$L_{SP,i}$	Länge des gerissenen Bereiches
b	Breite des Querschnittes

Mit den vorgenommenen Vereinfachungen (Überprüfung der Rissbildung zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns und Berücksichtigung des Betonkriechens mit Hilfe eines konstanten reduzierten Elastizitätsmoduls) führt eine Berechnung mit den Dehnsteifigkeiten der gerissenen Bereiche gemäß Gleichung (4.38) mit A_s gemäß Gleichung (2.1) zu guten Ergebnissen, d. h. zu annähernd gleichen Zwangnormalkräften, die man mit Hilfe der nichtlinearen FEM-Berechnungen ermittelt.

Durch Erweiterung der Gleichung (4.33) mit dem Beiwert δ wird die Behinderung der Schwindverkürzung des Betons durch im Verbund liegende Bewehrungsstäbe berücksichtigt, da diese im Gegensatz zu Beton keine Schwindfähigkeit aufweisen. Im Verbund liegende Bewehrungsstäbe wirken dem Verformungsbestreben des Betons nur dann entgegen, wenn es sich um ein ungezwängtes System handelt oder aber wenn sich der Verbundquerschnitt im Zustand II befindet. Bei ungerissenen, horizontal gezwängten Stahlbetonbauteilen werden die Schwindverformungen des Betons allein durch die zwängenden Auflager behindert. Der Beiwert δ wird mit Hilfe von Gleichung (4.40) berechnet.

$$\delta = \frac{1 - \rho_s}{1 + (a_e \cdot (1 + \rho \cdot \varphi(\infty, t_0)) - 1) \cdot \rho_s} \quad (4.40)$$

mit

ρ_s	Bewehrungsgrad der im Verbund liegenden Bewehrung mit $\rho_e = A_s/A_c$, wobei A_c die Betonquerschnittsfläche und A_s die Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Bewehrung nach Gleichung (2.1) ist.
----------	--

- α_e Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_e = E_s/E_c$, wobei E_s der Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls und E_c der Elastizitätsmodul des Betons ist.
- $\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) bei erster Vertikallastbeanspruchung zum Zeitpunkt t_0 .
- ρ Beiwert zur Berücksichtigung der mit zunehmendem Betonalter verminderten Kriechfähigkeit. Für veränderliche Spannungen, wie im Falle einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung, kann gemäß (Troost 1967) $\rho = 0,8$ angenommen werden.

Fasst man die oben beschriebenen Annahmen zusammen, so ergibt sich Gleichung (4.41), die die Bestimmung des Zuwachses der Zwangnormalkraft infolge derjenigen Felder einer Durchlaufdeckenplatte, in denen nach dem Ausschalen keine oder zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, mit ausreichender Genauigkeit ermöglicht.

$$\Delta F(\infty, t_0) = \delta \cdot \Delta \sigma_c(\infty, t_0) \cdot A_c \cdot \left[1 + \frac{A_c \cdot E_{c,eff}(\infty, t_0) \cdot \sum L_{cr}}{A_s \cdot E_s \cdot \sum L_c} \right]^{-1} \quad (4.41)$$

4.8.7 Steifigkeit der verformungsbehindernden Bauteile

In realen Bauwerken kommt eine annähernd vollständige Verformungsbehinderung von Stahlbetondeckenplatten sehr selten vor. Vielmehr liegt in der Realität stets eine teilweise Verformungsbehinderung vor, wie Abb. 4.69 schematisch verdeutlicht.



Abb. 4.69: Schematische Darstellung einer teilweise verformungsbehinderten Stahlbetondecke

Der Grad der Verformungsbehinderung eines teilweise gezwängten Stahlbetonbauteils ist abhängig von dessen eigener Steifigkeit sowie von der Steifigkeit der verformungsbehindernden Bauteile. Bei teilweise gezwängten Stahlbetonbauteilen findet eine Wechselwirkung zwischen Kriechverformungen und Spannungsrelaxation statt. Allgemein gilt für die Zwangbeanspruchung:

$$N_{ind}(t_k) = \varepsilon_c \cdot E_c(t_k) \cdot A_c \cdot \vartheta(t_k) \quad (4.42)$$

mit

- ε_c Zwangdehnung
- A_c Querschnittsfläche des Betonbauteils

$E_c(t_k)$ Elastizitätsmodul des Betons zum Zeitpunkt t_k

$\vartheta(t_k)$ Behinderungsgrad zum Zeitpunkt t_k

Der Behinderungsgrad wird gemäß Gleichung (4.43) bestimmt.

$$\vartheta(t_k) = \left[1 + \frac{E_c(t_k) \cdot A_c}{k_{SP} \cdot L_c} \right]^{-1} \quad (4.43)$$

Unter Annahme einer konstanten Steifigkeit der verformungsbehindernden Bauteile – Aussteifungselemente – beeinflusst die Steifigkeit des gezwängten Bauteils selbst den Behinderungsgrad. Ändert sich die Steifigkeit eines gezwängten Bauteils z. B. im Laufe der Zeit durch die viskoelastischen Eigenschaften des Betons und / oder durch Rissbildung, so verändert sich der Grad der Verformungsbehinderung.

Der für ein ungerissenes System unter Zugrundelegung des Elastizitätsmoduls des Betons nach 28 Tagen berechnete Behinderungsgrad verdoppelt sich bereits aufgrund der viskoelastischen Betoneigenschaften (vgl. Abb. 4.70).

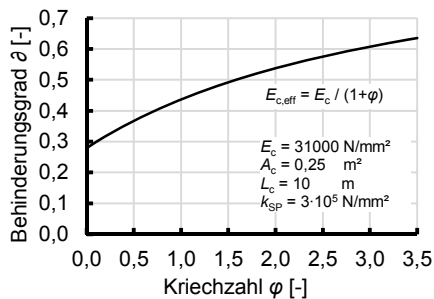


Abb. 4.70: Behinderungsgrad in Abhängigkeit von den viskoelastischen Betoneigenschaften gemäß analytischer zeitdiskreter Betrachtung (vgl. Gleichung (4.43))

Durch Rissbildung reduziert sich die Dehnsteifigkeit des gezwängten Bauteils ebenfalls erheblich, was eine mehrfache Zunahme des für den ungerissenen Zustand berechneten Behinderungsgrades bewirkt.

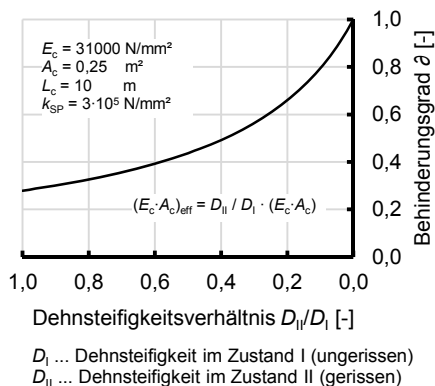


Abb. 4.71: Behinderungsgrad in Abhängigkeit von Dehnsteifigkeit eines gezwängten Bauteils nach analytischer Betrachtung (vgl. Gleichung (4.43))

In der Realität treten bei einer gezwängten Stahlbetondecke beide dehnsteifigkeitsreduzierenden Effekte (Rissbildung und viskoelastisches Verhalten des Betons) gleichzeitig auf. Ein verhältnismäßig kleiner für den ungerissenen Zustand ermittelter Behinderungsgrad kann für eine Zwangbeanspruchung infolge behinderter Schwindverformung im gerissenen Zustand unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften von untergeordneter Bedeutung sein.

Die Berechnung der Zwangbeanspruchung infolge einer inkrementell zunehmenden Schwinddehnung unter Berücksichtigung der im Zeitverlauf veränderlichen Viskoelastizität des Betons sowie der Abnahme der Steifigkeit infolge von Rissbildung ist nur mit Hilfe von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen möglich.

Zur Veranschaulichung der Problematik wurden nichtlineare numerische Simulationen an drei unterschiedlichen einachsig gespannten Stahlbetondecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang infolge einer behinderten Schwindverformung durchgeführt. Die Wahl der Materialmodelle für diese FEM-Berechnungen erfolgte gemäß Tab. 4.6. Durch Variation der Federsteifigkeit eines horizontalen Auflagers wurde ein veränderlicher Behinderungsgrad der gezwängten Stahlbetondecken simuliert. Der Behinderungsgrad wurde stets bezogen auf den ungerissenen Zustand und den Elastizitätsmodul nach 28 Tagen bestimmt.

4.8.7.1 System 1

Bei der ersten Decke handelt es sich um eine 25 cm starke einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudeckenplatte mit Volleinspannung an einem Auflager und gelenkiger Lagerung am zweiten Auflager. Die Decke wird aus Beton der Festigkeitsklasse C25/30 (Zementklasse N) hergestellt. Die Vertikallast wirkt auf die Decke im Betonalter von 30 Tagen (Abbau der Schalungsunterstützungsstruktur nach 30 Tagen). Abb. 4.72 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke sowie den Verlauf der Biegemomente unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

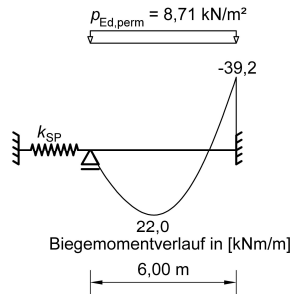


Abb. 4.72: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination

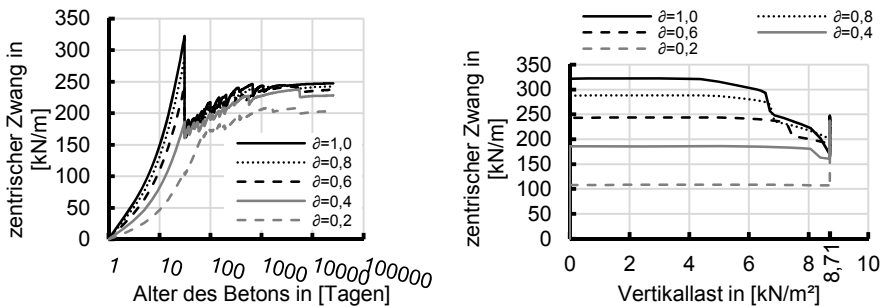


Abb. 4.73: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,445 \text{ ‰}$) (links); Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung mit unterschiedlichem Behinderungsgrad δ der Schwindverformung in Längsrichtung der Deckenplatte)

4.8.7.2 System 2

Das statische System der zweiten Deckenplatte ist ein 4-Feldträger mit feldweise unterschiedlichen Spannweiten. Die Gesamtlänge der Deckenplatte beträgt 20 Meter. Beton, Vertikallast und Querschnittsabmessungen sind identisch mit den entsprechenden Werten der in Abb. 4.72 dargestellten Deckenplatte. Abb. 4.74 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und den Verlauf der Biegemomente unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

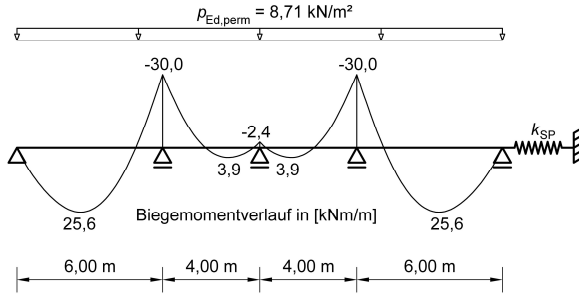


Abb. 4.74: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination

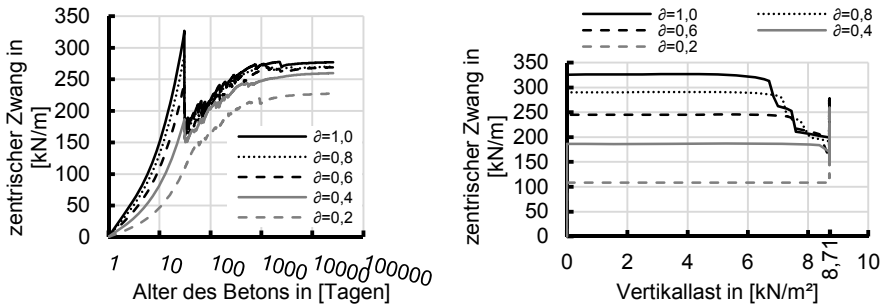


Abb. 4.75: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,445 \text{ ‰}$) (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung mit unterschiedlichem Behinderungsgrad δ der Schwindverformung in Längsrichtung der Deckenplatte)

4.8.7.3 System 3

Die dritte Deckenplatte veranschaulicht die Entwicklung der Zwangnormalkraft für eine (teilweise) gezwängte, 35 cm starke und insgesamt 21 Meter lange einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudecke. Die Decke wird aus Beton der Festigkeitsklasse C35/45 (Zementklasse N) hergestellt. Die Vertikallast wird auch in diesem Fall im Betonalter von 30 Tagen aufgebracht. Abb. 4.76 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und den Verlauf der Biegemomente unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

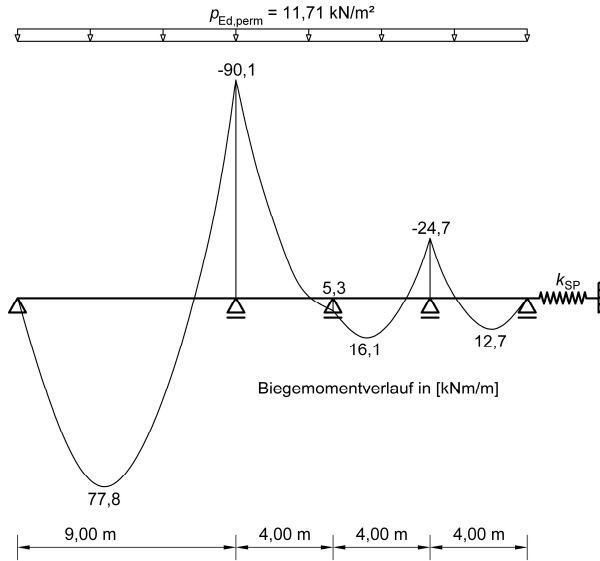


Abb. 4.76: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination

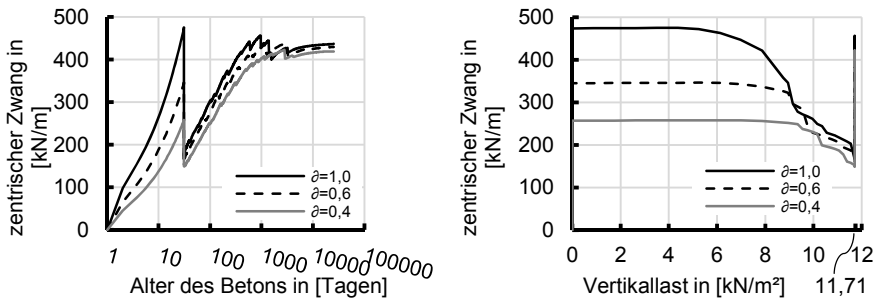


Abb. 4.77: Entwicklung der Zwangnormkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\varepsilon_{cs} = 0,394 \text{ ‰}$) (links), Beziehung der Zwangnormkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung mit unterschiedlichem Behinderungsgrad ϑ der Schwindverformung in Längsrichtung der Deckenplatte)

4.8.7.4 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der an den drei einachsig gespannten Stahlbetondecken mit sehr unterschiedlichen statischen Systemen durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen (vgl. Abb. 4.73, Abb. 4.75 und Abb. 4.77) zeigen, dass der Behinderungsgrad die Zunahme der Zwangnormkraft infolge einer behinderten Schwindverformung des Betons im ungerissenen Zustand beeinflusst. Mit der ersten Rissbildung nimmt die Dehnsteifigkeit der in Längsrichtung teilweise gezwängten und einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang ausgesetzten Stahlbetondeckenplatten deutlich ab. Die Wechselwirkung zwischen den Steifigkeiten der verformungsbehinderten und der verformungsbehindernden Bauteile bewirkt eine

signifikante Zunahme des für ein ungerissenes System mit dem Elastizitätsmodul des Betons nach 28 Tagen berechneten Behinderungsgrades. Die Zwangnormalkraft infolge der behinderten Schwindverformung der teilweise gezwängten Stahlbetondeckenplatten kommt unter der kombinierten Beanspruchung fast der Zwangnormalkraft einer voll gezwängten Stahlbetondeckenplatte gleich. Erst ab einem verhältnismäßig geringen Behinderungsgrad von 0,2 ergibt sich eine deutlich kleinere Zwangbeanspruchung infolge der behinderten Schwindverformung unter der kombinierten Beanspruchung. Der Behinderungsgrad ist in diesem Fall so gering, dass die Stahlbetondeckenplatten (Abb. 4.73 und Abb. 4.75) nach Aufbringung der Vertikalbelastung zunächst ungerissen bleiben.

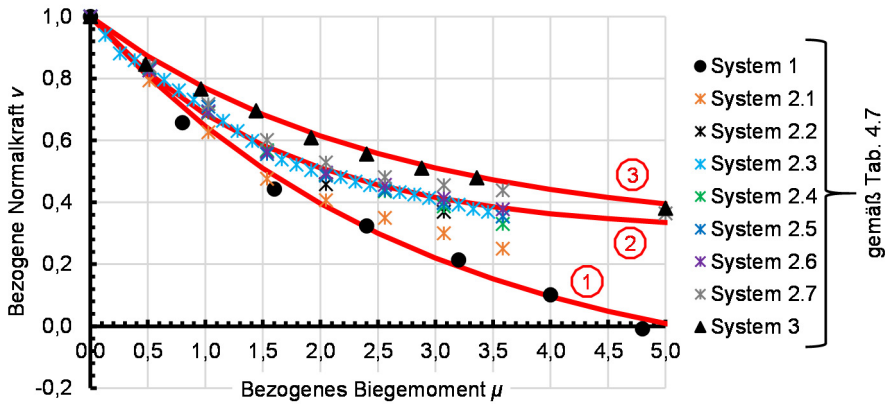
Es lässt sich in Anlehnung an die oben beschriebenen Ergebnisse also sagen, dass eine geringe Steifigkeit in der Bauphase und generell eine geringe Steifigkeit der Aussteifungselemente im Endzustand, unter der die horizontale Verformung einer Stahlbetondeckenplatte infolge von Schwinden des Betons nur teilweise behindert wird, sich lediglich auf die Zwangbeanspruchung der Stahlbetondecke im ungerissenen Zustand auswirken. Dementsprechend führt eine Berechnung der Zwangbeanspruchung einer Stahlbetondecke mit horizontal starrer d. h. unverschieblicher Lagerung - Grenzfall für die Lagerungsbedingung - zu keiner erheblichen Überschätzung der Zwangnormalkraft unter einer aus Last und Zwang kombinierten Beanspruchung.

4.8.8 Zusammenfassung

Die durchgeführte Parameterstudie zeigt, dass die zur Beschreibung einer Zwangbeanspruchung infolge einer konstanten Temperaturänderung in der Fachliteratur (vgl. exemplarisch *(Zilch u. Zehetmaier 2010)* und *(DBV-Merkblatt 2013.06)*) verwendete Normalkraft-Dehnungs-Beziehung von Stahlbetonbauteilen für eine Zwangbeanspruchung infolge einer behinderten Schwindverformung des Betons nicht vollständig zutreffend ist.

Durch die Festlegung einiger weniger Parameter als Konstanten (Randabstand der Bewehrung mit 2,5 cm, Bewehrungsmenge in der Biegezugzone mit 5,0 ‰ und in der Biegedruckzone mit 1,5 ‰ sowie Betonalter bei Belastungsbeginn (Vertikallastbeanspruchung) mit 12 Tagen) lässt sich ein dimensionsloses Diagramm zur Abschätzung der Zwangbeanspruchung einer einachsig gespannten Platte mit unterschiedlichen Randbedingungen erstellen (vgl. Abb. 4.78). Dabei besteht die Einschränkung, dass das statische System der Platte entweder ein Einfeldträger oder aber ein Mehrfeldträger mit gleichen Stützweiten ist.

Im Falle einer Durchlaufplatte mit feldweise unterschiedlichen Stützweiten kann eine zusätzliche Zwangnormalkraft aus den Feldern, in denen nach dem Ausschalen keine oder erst zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich auftreten, entstehen. Diese zusätzliche Zwangkraft kann mit ausreichender Genauigkeit mit Hilfe von Gleichung (4.41) berechnet werden.



bezogene Schnittgrößen:

$$\mu = \frac{L^2 \cdot p_{Ed,perm}}{b \cdot h^2 \cdot k \cdot f_{ct,eff}}$$

$$v = \frac{N_{ind,max}}{b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,eff}}$$

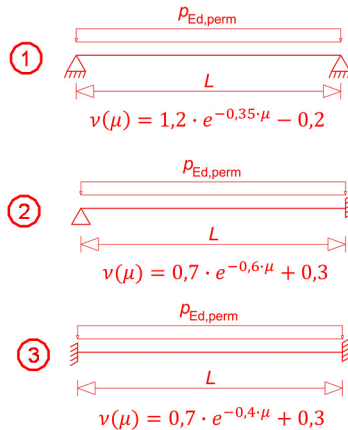


Abb. 4.78: Dimensionsloses Diagramms zur Abschätzung der Zwangbeanspruchung einer einachsig gespannten Platte (Einfeldträger)

Abb. 4.78 zeigt die Zusammenfassung der Ergebnisse der in Abschn. 4.8.5 an Einfeldsystemen mit variierenden Parametern durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen. Unter Verwendung bezogener Größen (Gleichung (4.24) und (4.25)) und Festlegung einiger weniger Parameter als Konstanten (s. Abschn. 4.8.5) weisen die Berechnungsergebnisse systembezogen sehr geringe Streuungen auf (vgl. Tab. 4.8), so dass sich allgemeine Funktionen (rote Linien in Abb. 4.78) für einachsig gespannte Platten in Abhängigkeit der Auflager-Randbedingungen formulieren lassen. Diese Funktionen ermöglichen es, die Zwangbeanspruchungen infolge von Schwinden für einachsig gespannte Einfeldplatten (bzw. für Mehrfeldplatten mit gleichen Stützweiten) unter Berücksichtigung des jeweiligen statischen Systems, der Querschnittsabmessungen sowie der Betonfestigkeit mit ausreichender Genauigkeit abzuschätzen.

Tab. 4.8: Bestimmtheitsmaß der Näherungsfunktionen Bezüglich der Ergebnisse der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen von Einfeldträgern in Abschn. 4.8.5

stat. System gemäß Tab. 4.7	Bestimmtheitsmaß R^2	Näherungsfunktion
System 1	0,986	$v(\mu) = 1,2 \cdot e^{-0,35 \cdot \mu} - 0,2$
System 2.1	0,869	$v(\mu) = 0,7 \cdot e^{-0,6 \cdot \mu} + 0,3$
System 2.2	0,983	
System 2.3	0,994	
System 2.4	0,989	
System 2.5	0,991	
System 2.6	0,998	
System 2.7	0,942	
System 3	0,995	$v(\mu) = 0,7 \cdot e^{-0,4 \cdot \mu} + 0,3$

Das Bestimmtheitsmaß wurde mit Hilfe folgender Gleichung berechnet.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (v_i - \hat{v}_i)^2}{\sum (v_i - \bar{v})^2} \quad (4.44)$$

mit

- v_i Bezogene Normalkraft gemäß Finite-Elemente-Berechnung bei einem bezogenen Biegemoment μ_i
- \hat{v}_i Bezogene Normalkraft gemäß Näherungsfunktion für ein bezogenes Biegemoment μ_i
- \bar{v} Mittelwert der bezogenen Normalkräfte, die anhand von Finite-Elemente-Berechnungen ermittelt wurden

Wenn die Schnittgrößen (N_{ind} und $M_{Ed,perm}$) bekannt sind, lassen sich die daraus resultierenden Stahlspannungen EDV-gestützt (z.B. mit INCA2 s. hierzu (Pfeiffer 2004)) oder mit Hilfe einer Handrechnung ermitteln.

4.8.9 Spannungen im reinen Zustand II

Um die Ermittlung der zur Begrenzung der Rissbreite erforderlichen Bewehrung in den im weiteren Verlauf dokumentierten Berechnungsbeispielen zu veranschaulichen, wird in diesem Abschnitt dargestellt, wie sich Spannungen infolge von Gebrauchslasten für einen doppelt bewehrten Rechteckquerschnitt im reinen Zustand II berechnen lassen.

Als Grundlage für diesen Abschnitt dient Abschn. 10.4.3 aus (Zilch u. Zehetmaier 2010). Eine ausführliche Beschreibung des vorgestellten Handrechenverfahrens ist (Zilch u. Zehetmaier 2010) zu entnehmen.

Die Spannungsermittlung basiert auf der Bestimmung der zutreffenden Dehnungsebene. Dabei ist die Druckzonenhöhe x eine zentrale Größe, da bei bekannter Druckzonenhöhe alle anderen Größen direkt berechnet werden können. Das Materialverhalten der Bewehrung und des Betons wird bei der Ermittlung der Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durch lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen beschrieben. Somit ist die Betondruckspannung linear über die Druckzonenhöhe verteilt. Durch Anwendung der Gleichgewichtsbedingungen bezüglich der Normalkräfte und der Biegemomente um die Schwerachse der Zugbewehrung ergibt sich für den allgemein Fall eines durch eine Normalkraft und ein Biegemoment beanspruchten, doppelt bewehrten Rechteckquerschnitts ein kubisches Polynom zur Bestimmung der Druckzonenhöhe.

$$a_3 \cdot \xi^3 + a_2 \cdot \xi^2 + a_1 \cdot \xi + a_0 = 0 \quad (4.45)$$

mit

a_i	Konstante
ξ	Bezogene Druckzonenhöhe

$$\xi = \frac{x}{d} \quad (4.46)$$

mit

x	Druckzonenhöhe
d	Statische Höhe

$$a_3 = \frac{n_{Ed}}{6} \quad (4.47)$$

$$a_2 = \frac{n_{Ed}}{2} + \frac{m_{Eds}}{2} \quad (4.48)$$

$$a_1 = n_{Ed} \cdot \alpha_e \cdot \rho_{s2} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{d}\right) + m_{Eds} \cdot \alpha_e \cdot (\rho_{s1} + \rho_{s2}) \quad (4.49)$$

$$\alpha_0 = n_{Ed} \cdot \alpha_e \cdot \rho_{s2} \cdot \frac{d_2}{d} \cdot \left(1 - \frac{d_2}{d}\right) + m_{Eds} \cdot \alpha_e \cdot \left(\rho_{s1} + \rho_{s2} \cdot \frac{d_2}{d}\right) \quad (4.50)$$

mit

n_{Ed}	Bezogene Normalkraft
m_{Eds}	Bezogenes Biegemoment um die Schwerachse der Zugbewehrung
α_e	Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_e = E_s/E_c$
d_2	Randabstand der Bewehrung (in der Biegedruckzone)
ρ_{s1}	geometrischer Bewehrungsgrad der Zugbewehrung
ρ_{s2}	geometrischer Bewehrungsgrad der Druckbewehrung

$$\rho_{s1} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \quad (4.51)$$

$$\rho_{s2} = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} \quad (4.52)$$

mit

A_{s1}	Querschnittsfläche der Bewehrung in der Biegezugzone
A_{s2}	Querschnittsfläche der Bewehrung in der Biegedruckzone

$$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot E_c} \quad (4.53)$$

$$m_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot E_c} \quad (4.54)$$

mit

N_{Ed}	Einwirkende Normalkraft
M_{Eds}	Einwirkendes Biegemoment um die Zugbewehrung

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} \quad (4.55)$$

mit

M_{Ed} Einwirkendes Biegemoment um den Querschnittsschwerpunkt

z_{s1} Abstand der Zugbewehrung zum Querschnittsschwerpunkt

Die kubische Gleichung besitzt nur eine Nullstelle für $0 \leq \xi \leq 1$ und kann sowohl numerisch als auch analytisch gelöst werden. Die Spannungen σ_{s1} und σ_{c2} im gerissenen Querschnitt ergeben sich bei bekanntem ξ für Stahlbetonbauteile aus folgenden Gleichungen.

$$\sigma_{s1} = \frac{1}{A_{s1}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3}\right)} + N_{Ed} \right) \quad (4.56)$$

$$\sigma_{c2} = -\frac{\sigma_{s1}}{\alpha_e} \cdot \frac{\xi}{1 - \xi} \quad (4.57)$$

4.8.10 Vergleich mit früherer Forschung

Aus früheren Forschungsarbeiten liegen zwei Näherungsverfahren zur Abschätzung der zentrischen Zwangskraft für einachsig gespannte Stahlbetondeckenplatten, die einer kombinierten Beanspruchung ausgesetzt sind, vor (vgl. Abschn. 2.2).

Das in (*Djouahra 2008*) vorgestellte Näherungsverfahren gilt nur für einachsig gespannte Stahlbetonplatten mit beidseitiger Einspannung, die aus Beton hergestellt werden, der einen Elastizitätsmodul von 31900 N/mm², eine Zugfestigkeit von 2,1 N/mm² und eine Endkriechzahl von $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$ aufweist. Aufgrund der engen Gültigkeitsgrenzen und der teilweise widersprüchlichen vorausgesetzten Materialeigenschaften ist der Vergleich des Näherungsverfahrens aus (*Djouahra 2008*) mit den in der vorliegenden Arbeit gewonnenen Erkenntnissen wenig aussagekräftig. Auf diesen Vergleich wird daher an dieser Stelle verzichtet.

Das Näherungsverfahren aus (*Fehling u. Leutbecher 2003*) zur Abschätzung der zentrischen Zwangskraft unter einer kombinierten Beanspruchung gilt ebenfalls nur für beidseitig voll eingespannte Einfelddeckenplatten, berücksichtigt jedoch im Gegensatz zum Verfahren aus (*Djouahra 2008*) verschiedene Materialeigenschaften (Betoneigenschaften) durch Berechnung der bezogenen Schnittgrößen ν_{ct} und μ_{ct}^* (vgl. Abb. 4.79).

Die Auswirkungen des verwendeten Stabdurchmessers und der angestrebten Rissbreite werden im Verfahren der vorliegenden Arbeit gemäß Abb. 4.78 im Gegensatz zu dem Verfahren aus (*Fehling u. Leutbecher 2003*) erst bei der rechnerischen Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung unter der kombinierten Beanspruchung berücksichtigt. Gemäß den in (*Fehling u. Leutbecher 2003*) angegebenen Diagrammen zur Abschätzung der zentrischen Zwangbeanspruchung nimmt die Zwangskraft mit zunehmendem Stabdurchmesser, mit zunehmendem Randabstand der Bewehrung sowie mit abnehmender zulässiger Rissbreite zu. Diese Auswirkungen auf die Zwangskraft sind

durch die Verwendung bezogener mittlerer Bauteildehnungen $\bar{\varepsilon}_1$ im Näherungsverfahren implementiert (vgl. Abb. 4.79).

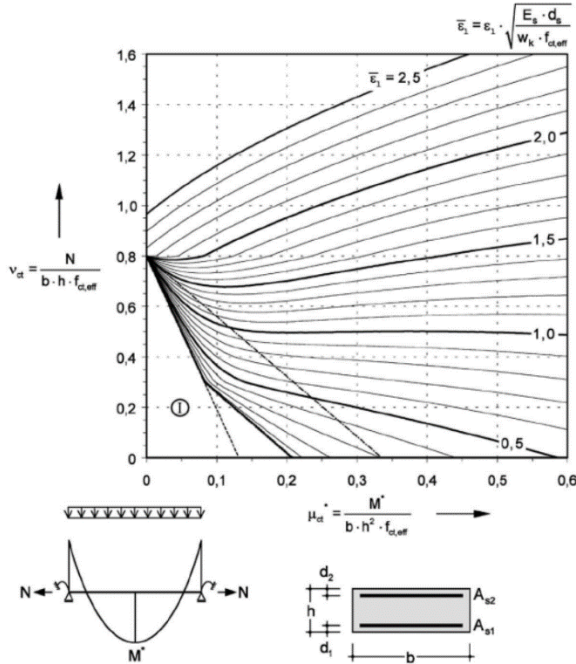


Abb. 4.79: Interaktionsdiagramm zur Bestimmung der Zwangsschnittgröße für Rechteckquerschnitte mit $d_1 = d_2 = 0,1 \cdot h$ und $k = 0,8$ [Quelle: (Fehling u. Leutbecher 2003)]

Im Folgenden wird eine beidseitig voll eingespannte Einfelddeckenplatte mit einer Dicke von $h = 25$ cm und einer Länge von $L = 7,0$ Meter betrachtet. Die Decke wird aus Beton der Festigkeitsklasse C20/25 (Zementklasse N) hergestellt. Das Endschwindmaß beträgt $\varepsilon_{CS}(\infty, t_S) = 0,457$ ‰. Die Vertikallast in Höhe von $p_{Ed,perm} = 10$ kN/m² wirkt ab einem Betonalter von 12 Tagen auf die Deckenplatte. Abb. 4.80 stellt das statische System der einachsrig gespannten Stahlbetondeckenplatte dar.

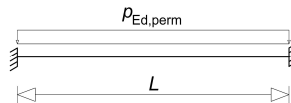


Abb. 4.80: Statisches System der einachsrig gespannten Stahlbetondecke

4.8.10.1 Ermittlung des zentrischen Zwangs gemäß (Fehling u. Leutbecher 2003)

Im Folgenden wird die Zwangbeanspruchung für die oben beschriebene Deckenplatte gemäß dem Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) ermittelt. Eine ausführliche Beschreibung des Verfahrens ist (Fehling u. Leutbecher 2003) zu entnehmen.

Mit einem Feldmoment von 20,4 kNm/m und einer wirksamen Betonzugfestigkeit von 3,0 N/mm² ergibt sich ein bezogenes Biegemoment von

$$\mu_{ct} = \frac{M_{Ed,perm,Feld}}{b \cdot h^2 \cdot f_{ct,eff}} = \frac{0,0204}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 3,0} = 0,109.$$

Für einen Stabdurchmesser von 10 mm und eine maximal zulässige Rissbreite von 0,4 mm berechnet sich die bezogene mittlere Bauteildehnung zu

$$\bar{\varepsilon}_1 = \varepsilon_1 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot d_s}{w_k \cdot f_{ct,eff}}} = 0,000457 \cdot \sqrt{\frac{200000 \cdot 10}{0,4 \cdot 3,0}} = 0,59.$$

Aus Abb. 4.79 (Bild 6 in (Fehling u. Leutbecher 2003)) wird eine bezogene Normalkraft in Höhe von $\nu_{ct} = 0,39$ abgelesen. Als Zwangbeanspruchung erhält man somit

$$N = \nu_{ct} \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,eff} = 0,39 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 3,0 = 0,292 \text{ MN/m.}$$

Ändert man für das Beispiel den Stabdurchmesser auf 12 mm, den Randabstand der Bewehrung auf 3,5 cm und die zulässige Rissbreite auf 0,3 mm, so nimmt die Zwangbeanspruchung gemäß dem Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) zu. Die bezogene mittlere Bauteildehnung beträgt dann

$$\bar{\varepsilon}_1 = \varepsilon_1 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot d_s}{w_k \cdot f_{ct,eff}}} = 0,000457 \cdot \sqrt{\frac{200000 \cdot 12}{0,3 \cdot 3,0}} = 0,746.$$

Durch die Änderung des Randabstandes der Bewehrung ($d_1/h = 0,14$) liest man in diesem Fall eine bezogene Normalkraft in Höhe von $\nu_{ct} = 0,60$ aus Abb. 4.81 (Bild 7 in (Fehling u. Leutbecher 2003)) ab und erhält somit als Zwangbeanspruchung

$$N = \nu_{ct} \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,eff} = 0,60 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 3,0 = 0,450 \text{ MN/m.}$$

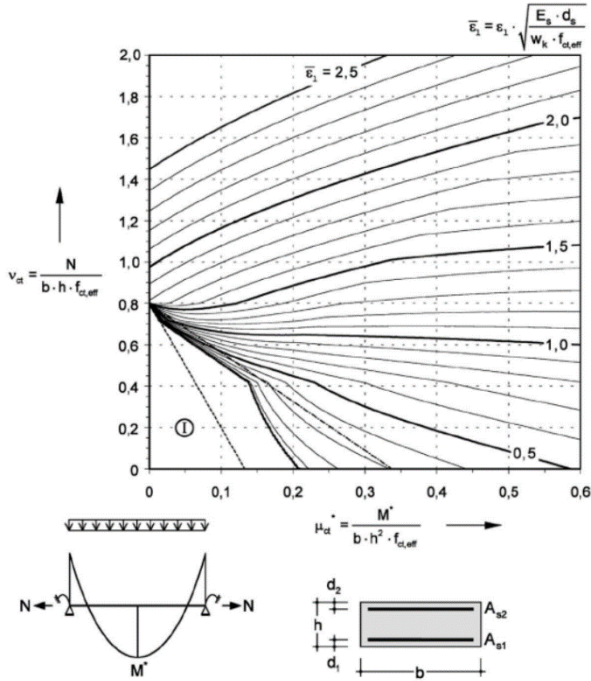


Abb. 4.81: Interaktionsdiagramm zur Bestimmung der Zwangsschnittgröße für Rechteckquerschnitte mit $d_1 = d_2 = 0,15 \cdot h$ und $k \leq 0,8$ [Quelle: (Fehling u. Leutbecher 2003)]

Erhöht man den Stabdurchmesser auf 16 mm, den Randabstand der Bewehrung auf 50 mm und behält die maximal zulässige Rissbreite mit 0,3 mm bei, so ergibt sich gemäß (Fehling u. Leutbecher 2003) eine bezogene mittlere Bauteildehnung in Höhe von

$$\bar{\epsilon}_1 = \epsilon_1 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot d_s}{w_k \cdot f_{ct,eff}}} = 0,000457 \cdot \sqrt{\frac{200000 \cdot 16}{0,3 \cdot 3,0}} = 0,861.$$

Mit $d_1/h = 0,2$ wird eine bezogene Normalkraft von $v_{ct} = 0,90$ aus Abb. 4.82 (Bild 8 in (Fehling u. Leutbecher 2003)) abgelesen. Die Zwangbeanspruchung errechnet sich wie folgt.

$$N = v_{ct} \cdot b \cdot h \cdot f_{ct,eff} = 0,90 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 3,0 = 0,675 \text{ MN/m}$$

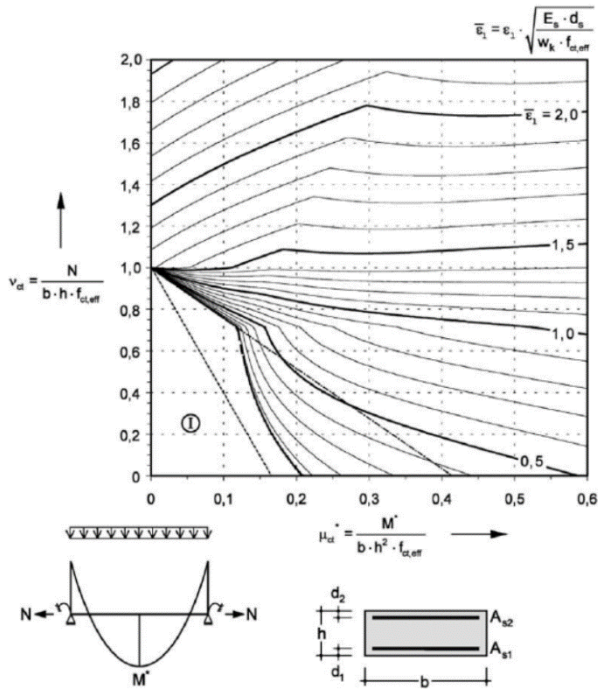


Abb. 4.82: Interaktionsdiagramm zur Bestimmung der Zwangsschnittgröße für Rechteckquerschnitte mit $d_1 = d_2 = 0,2 \cdot h$ und $k \leq 1,0$ [Quelle: (Fehling u. Leutbecher 2003)]

Somit ergeben sich drei unterschiedliche Zwangskräfte in Abhängigkeit des Stabdurchmessers, des Randabstandes sowie der zulässigen Rissbreite.

Mit den bekannten Schnittgrößen (N und M) lassen sich die Stahlspannungen (vgl. Abschn. 4.8.9) ermitteln und es lässt sich unter Berücksichtigung der zulässigen Betonstahlspannung die zur Begrenzung der Rissbreite erforderliche Bewehrung bestimmen.

Die zulässige Betonstahlspannung zur Begrenzung der Rissbreite für einen Stabdurchmesser von 10 mm und für eine zulässige Rissbreite von 0,4 mm ergibt sich mit Gleichung (2.2):

$$\sigma_{s,lim} = \sqrt{\frac{0,4 \cdot 6 \cdot 3,0 \cdot 200000}{10}} = 379 \text{ N/mm}^2;$$

für einen Stabdurchmesser von 12 mm und eine zulässige Rissbreite von 0,3 mm ergibt sich die zulässige Betonstahlspannung zu

$$\sigma_{s,lim} = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 6 \cdot 3,0 \cdot 200000}{12}} = 300 \text{ N/mm}^2;$$

für einen Stabdurchmesser von 16 mm und eine zulässige Rissbreite von 0,3 mm ergibt sich ein Wert von

$$\sigma_{s,lim} = \sqrt{\frac{0,3 \cdot 6 \cdot 3,0 \cdot 200000}{16}} = 260 \text{ N/mm}^2.$$

In Abb. 4.83 ist das Ergebnis der Bewehrungsermittlung in Form von Bewehrungsskizzen zusammenfassend dargestellt.

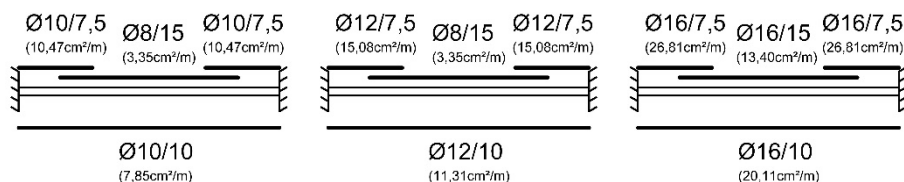


Abb. 4.83: Bewehrungsskizzen der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für Stahlbetondecken mit $\phi = 10$ mm, $d_1 = 25$ mm und $w_k = 0,4$ (links); mit $\phi = 12$ mm, $d_1 = 35$ mm und $w_k = 0,3$ (Mitte) sowie mit $\phi = 16$ mm, $d_1 = 50$ mm und $w_k = 0,3$ (rechts) unter einer kombinierten Beanspruchung infolge von Last und einer gemäß (Fehling u. Leutbecher 2003) abgeschätzten zentrischen Zwangskraft

4.8.10.2 Ermittlung der zentrischen Zwangskraft gemäß eigenem Näherungsverfahren

Auf Grundlage der im Rahmen der eigenen Parameterstudie erhaltenen Ergebnisse kann eine Zwangbeanspruchung infolge von Schwinden des Betons unabhängig von dem verwendeten Stabdurchmesser, dem Randabstand der Bewehrung und der zulässigen Rissbreite realitätsnah abgeschätzt werden. Zunächst wird das bezogene Biegemoment gemäß Gleichung (4.24) berechnet.

$$\mu = \frac{L^2 \cdot p_{Ed,perm}}{b \cdot h^2 \cdot k \cdot f_{ct,eff}} = \frac{7^2 \cdot 0,01}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 3,27$$

Gemäß Abb. 4.78 kann mit Hilfe des berechneten bezogenen Biegemomentes die dazugehörige bezogene Normalkraft abgelesen werden.

$$v = 0,7 \cdot e^{-0,4 \cdot \mu} + 0,3 = 0,7 \cdot e^{-0,4 \cdot 3,27} + 0,3 = 0,49$$

Als Zwangbeanspruchung erhält man gemäß Gleichung (4.25)

$$N = v \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,eff} = 0,49 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,294 \text{ MN/m}$$

Die ermittelte zentrische Zwangskraft entspricht der gemäß dem Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) für eine Stahlbetondecke mit einem Stabdurchmesser von 10 mm, einem Randabstand der Bewehrung von 25 mm und

einer maximal zulässigen Rissbreite von 0,4 mm ermittelten Zwangskraft. Die Zwangskraft ist hier jedoch vom Stabdurchmesser und Randabstand der Längsbewehrung sowie von der angestrebten Rissbreite unabhängig. Die Auswirkungen der Bewehrungsdurchmesser und -lage sowie der angestrebten Rissbreite werden erst durch die Berechnung der Betonstahlspannung für die einwirkenden Schnittgrößen (N und M) (vgl. Abschn. 4.8.9) und durch die Begrenzung dieser Betonstahlspannung auf den zulässigen Wert berücksichtigt. Die zulässige Betonstahlspannung wurde in Abschn. 4.8.10.1 abhängig vom verwendeten Stabdurchmesser und der angestrebten Rissbreite ermittelt.

In Abb. 4.84 ist das Ergebnis der Bewehrungsermittlung, bei der die vorhandene statische Höhe (Randabstand der Bewehrung) jeweils berücksichtigt wurde, in Form von Bewehrungsskizzen zusammenfassend dargestellt.

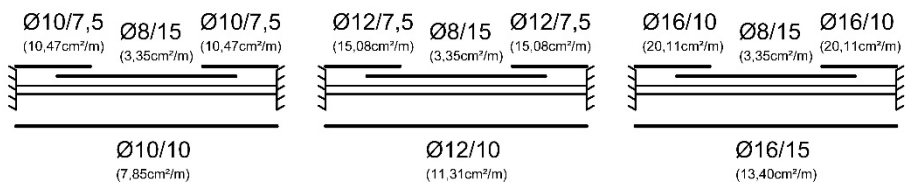


Abb. 4.84: Bewehrungsskizzen der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für Stahlbetondecken mit $\phi = 10$ mm, $d_1 = 25$ mm und $w_k = 0,4$ (links); mit $\phi = 12$ mm, $d_1 = 35$ mm und $w_k = 0,3$ (Mitte) sowie mit $\phi = 16$ mm, $d_1 = 50$ mm und $w_k = 0,3$ (rechts) unter einer kombinierten Beanspruchung infolge von Last gemäß dem in dieser Arbeit entwickelten Näherungsverfahren

Bei der Stahlbetondecke, die mit einer Längsbewehrung mit $\phi = 12$ mm bewehrt werden soll, wurde die Bewehrung geringfügig auf der sicheren Seite gewählt. In Feldmitte würde anstatt $\phi 12/10$ ($a_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$) eine Zugbewehrung von $\phi 12/12,5$ ($a_s = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$) und an beiden Auflagern anstatt $\phi 12/7,5$ ($a_s = 15,08 \text{ cm}^2/\text{m}$) eine Zugbewehrung von $\phi 12/9,0$ ($a_s = 12,57 \text{ cm}^2/\text{m}$) ausreichen. Mit der gleich bewehrten Stahlbetondecke werden die Ergebnisse der beiden Näherungsverfahren (vgl. Abschn. 4.8.10.1 und Abschn. 4.8.10.2) im Rahmen der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen (vgl. Abschn. 4.8.10.3) miteinander verglichen.

4.8.10.3 Ermittlung der zentrischen Zwangskraft anhand nichtlinearer FEM-Berechnungen

Die beiden Näherungsverfahren (vgl. Abschn. 4.8.10.1 und Abschn. 4.8.10.2) ergeben nur für die Stahlbetondecke mit dem Stabdurchmesser von 10 mm als Längsbewehrung und der maximal zulässigen Rissbreite von 0,4 mm eine übereinstimmende Zwangskraft. Durch eine Erhöhung des Stabdurchmessers und des Randabstandes der Längsbewehrung sowie eine Verringerung der maximal zulässigen Rissbreite ergeben sich mit dem Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) höhere Zwangkräfte als nach dem im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeiteten Näherungsverfahren.

Bei dem Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) wird nicht zwischen zentrischem Zwang infolge einer Temperatureinwirkung und zentrischem Zwang

infolge eines behinderten Betonschwindens unterschieden. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden nichtlineare FEM-Berechnungen mit Simulation des zentrischen Zwangs infolge einer Temperatureinwirkung und mit Simulation des zentrischen Zwangs infolge von Betonschwinden durchgeführt.

Die nichtlinearen Simulationen der kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang infolge einer behinderten Schwindverformung wurden unter Verwendung der Materialmodelle gemäß Tab.4.6 und mit einer Bewehrung gemäß Abb.4.84 durchgeführt. Dabei wurde die Belastungsgeschichte gemäß der Angaben in Abschn. 4.8.10 zur zeitdiskreten Erfassung der Viskoelastizität des Betons (Kriechen) berücksichtigt.

Die nichtlinearen Simulationen der kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang infolge einer Temperatureinwirkung erfolgten an Stahlbetondecken mit einer Bewehrung gemäß Abb.4.83 und unter Verwendung der Materialmodelle gemäß Tab. 4.6. Im Rahmen der Berechnungen wurde zunächst die Vertikallast aufgebracht und dann eine Temperaturänderung von bis zu $-45,7\text{ K}$ vorgegeben. Dabei wurde sowohl für den Beton als auch für die Bewehrung eine Wärmedehnzahl von $\alpha_T = 10^{-5}\text{ K}^{-1}$ angesetzt. Diese nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen erfolgten unter Ansatz des Elastizitätsmoduls nach 28 Tagen ohne Berücksichtigung des Betonkriechens.

Abb.4.85 zeigt die Ergebnisse der durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen. Dabei ist zu erkennen, dass die mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Näherungsverfahren abgeschätzten Zwangkräfte gut mit den Zwangkräften der nichtlinearen Simulation der Stahlbetondecken unter der kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden übereinstimmen (vgl. Abb. 4.85). Die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen mit der Zwangbeanspruchung infolge einer behinderten Schwindverkürzung zeigen zudem keine erhebliche Zunahme der Zwangnormalkraft aufgrund der unterschiedlichen Bewehrungsführungen.

Die anhand der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ermittelten Zwangkräfte infolge einer Temperatureinwirkung (Abkühlung) stimmen gut mit den Zwangkräften überein, die für Stahlbetondecken mit Stabdurchmessern von 12 mm und 16 mm als Längsbewehrung nach dem Näherungsverfahren aus (*Fehling u. Leutbecher 2003*) abgeschätzt wurden. Dabei beeinflusst die unterschiedliche Bewehrungswahl die Größe der Zwangkraft jedoch erheblich.

Die anhand der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung für eine Stahlbetondecke mit einem Stabdurchmesser von 10 mm und einer maximal zulässigen Rissbreite von 0,4 mm ermittelte Zwangkraft ist deutlich größer als die Zwangkräfte, die mit den beiden Näherungsverfahren für die jeweilige Stahlbetondecke abgeschätzt wurden.

Bei allen Stahlbetondeckenplatten wurde die jeweilige zulässige Rissbreite in Höhe der Bewehrung eingehalten.

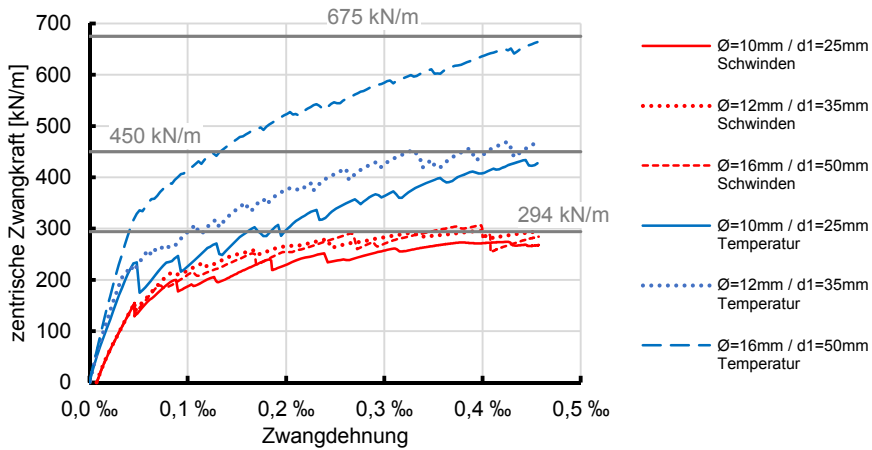


Abb. 4.85: Normalkraft-Zwangdehnungs-Beziehungen für Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Vertikallast und zentrischem Zwang infolge einer Temperatureinwirkung (blau) und infolge von Betonschwinden (rot) (nichtlineare FEM-Berechnung der einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten mit unterschiedlichem Stabdurchmesser und unterschiedlichem Randabstand der Bewehrung)

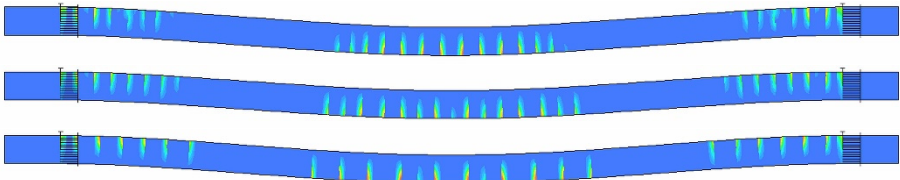


Abb. 4.86: Rissbild unter einer kombinierten Beanspruchung durch die quasi-ständige Einwirkungskombination und zentrischen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ mit $\phi = 10$ mm, $d_1 = 25$ mm und $w_k = 0,4$ (oben); mit $\phi = 12$ mm, $d_1 = 35$ mm und $w_k = 0,3$ (Mitte) und mit $\phi = 16$ mm, $d_1 = 50$ mm und $w_k = 0,3$ (unten) (nichtlineare FEM-Berechnung)

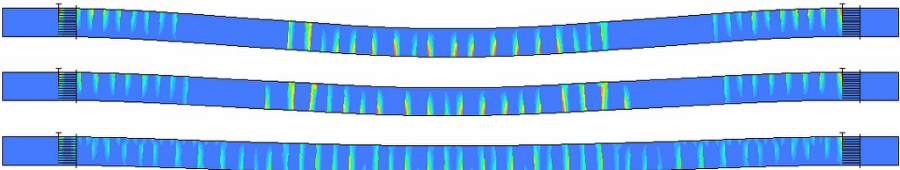


Abb. 4.87: Rissbild unter einer kombinierten Beanspruchung durch die quasi-ständige Einwirkungskombination und zentrischen Zwang infolge der Temperaturänderung $\Delta T = -45,7$ K mit $\phi = 10$ mm, $d_1 = 25$ mm und $w_k = 0,4$ (oben); mit $\phi = 12$ mm, $d_1 = 35$ mm und $w_k = 0,3$ (Mitte) und mit $\phi = 16$ mm, $d_1 = 50$ mm und $w_k = 0,3$ (unten) (nichtlineare FEM-Berechnung)

4.8.10.4 Zusammenfassung

Das Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) basiert auf einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Zugstabes, die sich unter anderem zur Beschreibung des Verhaltens eines Stahlbetonbauteils infolge einer Temperaturbeanspruchung eignet (vgl. Abschn. 4.8.1). Somit lassen sich die Zwangkräfte infolge einer Temperatureinwirkung mit dem Verfahren mit ausreichender Genauigkeit abschätzen. Dies zeigt die Gegenüberstellung der mit dem Näherungsverfahren abgeschätzten Zwangbeanspruchungen und der anhand von nichtlinearen Simulationen mit Temperatureinwirkungen ermittelten Zwangbeanspruchungen. Nur bei der Stahlbetondecke mit einem Stabdurchmesser von 10 mm und einer maximal zulässigen Rissbreite von 0,4 mm wurde die Zwangbeanspruchung infolge der Temperatureinwirkung mit dem Näherungsverfahren unterschätzt.

Im Gegensatz zum Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) ergibt sich mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Näherungsverfahren eine hinreichend gute Abschätzung der Zwangbeanspruchung infolge einer behinderten Schwindverkürzung.

5 Vorschlag zur Ermittlung der Zwangbeanspruchung

Auf Basis der aus den Bauteilversuchen und der Parameterstudie gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Näherungsverfahren ausgearbeitet, welches eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Zwanglängskraft für den Fall „später Zwang“ infolge von Schwinden in einachsigen gespannten Stahlbetonhochbaudecken erlaubt.

Abb. 5.1 zeigt das dimensionslose Interaktionsdiagramm, welches die Ermittlung der Zwanglängskraft infolge einer behinderten Schwindverkürzung für einachsige gespannte Einfeldplatten mit unterschiedlicher Auflagersituation (bzw. für Mehrfeldplatten mit gleichen Stützweiten) ermöglicht. Dieses Diagramm wurde aus Abb. 4.78 entwickelt.

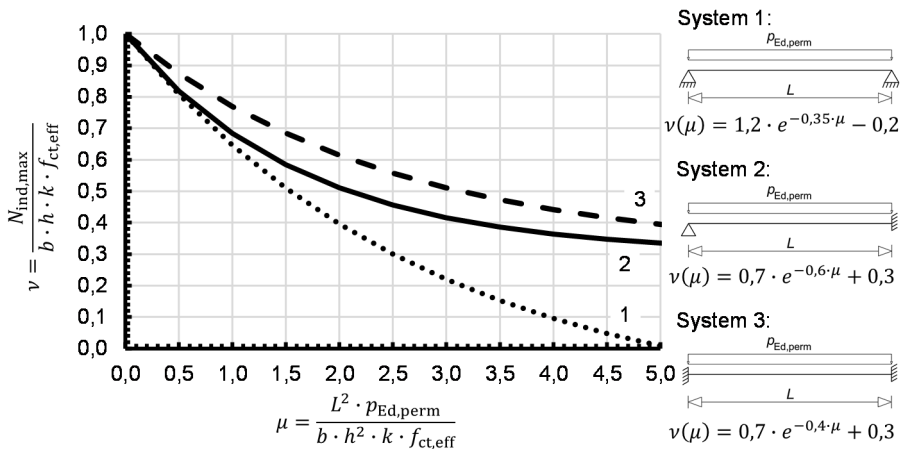


Abb. 5.1: Dimensionsloses Interaktionsdiagramm zur Bestimmung der Normalkraftbeanspruchung infolge späten Zwangs (Schwinden)

Im Folgenden wird nun eine Erweiterung dieses Verfahrens zur Bestimmung der Zwanglängskräfte in einachsigen gespannten Durchlaufplatten bei beliebiger Anzahl der Felder und beliebigen Stützweiten vorgestellt. Um den ausgearbeiteten Berechnungsansatz normkonform zu gestalten, wird er risskraftbasierend aufgebaut.

Im ersten Schritt ist mit Hilfe von Gleichung (5.1) zu überprüfen, ob unter einer kombinierten Beanspruchung aus Zwang und Last (Vertikallast) Risse in den Feldbereichen der zu untersuchenden einachsigen gespannten Durchlaufplatte zu Beginn der Vertikallastbeanspruchung auftreten.

$$M_{cr} = (k \cdot f_{ct,eff} - \sigma_{c,N,ind}(t_0)) \cdot \alpha_{fl} \cdot W_c > M_{F,max} \quad (5.1)$$

mit

k Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)

$f_{ct,eff}$	wirksame Zugfestigkeit des Betons gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)
α_{fl}	von der Bauteilhöhe abhängiger Beiwert zur Umrechnung der zentrischen Zugfestigkeit in die Biegezugfestigkeit
W_c	Widerstandsmoment des Betonquerschnittes im Zustand I
$M_{F,max}$	maximales einwirkendes Feldmoment
$\sigma_{c,N,ind}(t_0)$	Zwangspannung infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung von Betonkriechen zum Zeitpunkt der ersten Vertikallastbeanspruchung (Gleichung (4.34) bzw. Abb. 5.2)

Mit dem Beiwert α_{fl} wird die völligere Spannungsverteilung (vgl. Abschn. 4.8.6) in der Biegezugzone berücksichtigt, welche bei kleinen Bauteilhöhen zu einem größeren aufnehmbaren Biegemoment als bei der vereinfachend angenommenen linearen Spannungsverteilung mit dem Größtwert f_{ctm} führt (DAfStb Heft 444). Der Beiwert α_{fl} kann mit Hilfe der in (DIN EN 1992-1-1) angegebenen Beziehung zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe berechnet werden.

$$\alpha_{fl} = 1,6 - \frac{h}{1.000} \geq 1,0 \quad (5.2)$$

mit

h Gesamthöhe des Bauteils in mm

Unter Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens können die Zwangspannungen infolge von Schwinden unter Berücksichtigung von Kriecheffekten für ein Betonbauteil zu jedem beliebigen Zeitpunkt mit Hilfe von Gleichung (4.34) berechnet werden.

Bei einer inkrementellen Betrachtung des Schwinddehnungszuwachses ist eine Berechnung der Zwangspannungen unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften im Zeitverlauf nur computergestützt möglich. Mit Hilfe solcher computergestützter Berechnungen können Diagramme erzeugt werden, die den Zwangspannungsaufbau infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften darstellen. Abb. 5.2 zeigt exemplarisch diese im Zeitverlauf zunehmende Zwangspannung für den Zeitraum von 10 bis 100 Tagen, für Beton der Festigkeitsklasse C20/25 mit den Zementklassen N und S in Abhängigkeit der wirksamen Querschnittsdicke h_0 (welche bei Deckenplatten der Deckenstärke entspricht). Diagramme für weitere Betonfestigkeitsklassen sind Anhang A zu entnehmen.

Der in den Diagrammen der Abb. 5.2 abgebildete Zeitraum von 10 bis 100 Tagen deckt entsprechend den Ausführungen in Abschn. 4.8.4 den praxisrelevanten Bereich ab.

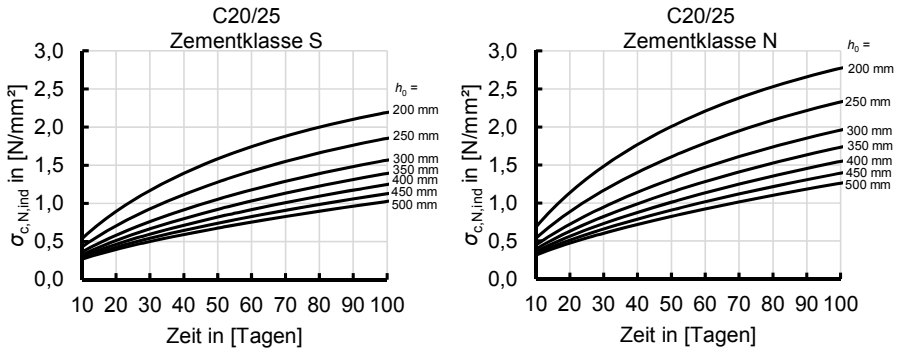


Abb. 5.2: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile der Festigkeitsklasse C20/25 ($RH = 50\%$)

Wie erläutert wird mit Ungleichung (5.1) überprüft, ob in einem bestimmten Feld der betrachteten Deckenplatte nach dem Ausschalen unter der kombinierten Beanspruchung aus vertikal wirkender Last und der bis zum betrachteten Zeitpunkt aufgebauten Zwangspannung steifigkeitsreduzierende Risse entstehen. Bleibt die Decke nach dem Ausschalen in sämtlichen Feldern ungerissen, so werden – hauptsächlich auf der Biegezugseite im Feld – kontinuierlich Zwangspannungen infolge von Betonschwinden bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit aufgebaut. Die dabei in der Längsrichtung der Deckenplatte entstehende Zwangskraft kann mit Hilfe von Gleichung (5.3) bestimmt werden.

$$N_{\text{ind,max}} = \left(k \cdot f_{\text{ct,eff}} - \frac{M_{\text{F,max}}}{\alpha_{\text{fl}} \cdot W_{\text{c}}} \right) \cdot A_{\text{c}} \quad (5.3)$$

Sind nach dem Ausschalen der Decke sämtliche Felder gerissen, so ist die maximale Zwangnormalkraft unter der Voraussetzung, dass die Vertikalbelastung über die Gesamtlänge der Deckenplatte konstant ist ($p_{\text{Ed}} = \text{const.}$), gleich der maximalen Zwangnormalkraft der einzelnen Felder der einachsig gespannten Durchlaufplatte (vgl. Gleichung (5.4)). Die Zwangnormalkräfte für die einzelnen Felder $N_{i,\text{ind,max}}$ sind mit Hilfe des dimensionslosen Interaktionsdiagramms (vgl. Abb. 5.1) zu bestimmen.

$$N_{\text{ind,max}} = \max\{N_{i,\text{ind,max}}\} \quad (5.4)$$

Sind Risse mindestens in einem Feldbereich einer einachsig gespannten Durchlaufplatte zu erwarten, so kann die Zwangnormalkraft mit Hilfe von Gleichung (5.5) abgeschätzt werden.

$$N_{\text{ind,max}} = N_{1,\text{ind,max}} + \Delta F_{\text{ind}}(\infty, t_0) \leq N_{2,\text{ind,max}} \quad (5.5)$$

mit

$N_{1,ind,max}$ maximale Zwangnormalkraft des Feldes mit der größten Biegeschlankheit ($L/(K \cdot d)$ gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)) unter der Voraussetzung, dass die Vertikalbelastung über die Gesamtlänge der Deckenplatte konstant ist ($p_{Ed} = const.$). Diese Zwangnormalkraft ist mit Hilfe des dimensionslosen Interaktionsdiagramms (vgl. Abb. 5.1) zu bestimmen.

$N_{2,ind,max}$ maximale Zwangnormalkraft des Feldes mit der kleinsten Biegeschlankheit ($L/(K \cdot d)$ gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)) unter der Voraussetzung, dass die Vertikalbelastung über die Gesamtlänge der Deckenplatte konstant ist ($p_{Ed} = const.$). Diese Zwangnormalkraft ist mit Hilfe des dimensionslosen Interaktionsdiagramms (vgl. Abb. 5.1) zu bestimmen.

$\Delta F_{ind}(\infty, t_0)$ Zuwachs der Zwangnormalkraft aus den Feldern einer Durchlaufdeckenplatte, in denen nach dem Ausschalen keine oder zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen. Dieser Wert wird gemäß Gleichung (5.6) bestimmt.

$$\begin{aligned} \Delta F_{ind}(\infty, t_0) &= \\ &= \delta \cdot \Delta \sigma_{c,N,ind}(\infty, t_0) \cdot A_c \cdot \left[1 + \frac{A_c \cdot E_{c,eff}(\infty, t_0) \cdot \sum L_{cr}}{A_s \cdot E_s \cdot \sum L_c} \right]^{-1} \end{aligned} \quad (5.6)$$

$\sum L_{cr}$ ist die Summe der Längen von Deckenfeldern, bei denen im Feldbereich nach der ersten Vertikallastbeanspruchung unter Berücksichtigung der bis zu diesem Zeitpunkt t_0 aufgebauten Zwangspannung Risse zu erwarten sind. Dementsprechend ist $\sum L_c$ die Summe der Längen von Deckenfeldern, die nach der ersten Vertikallastbeanspruchung im Feldbereich ungerissen bleiben.

Der Beiwert δ berücksichtigt die Behinderung der Schwindverkürzung des Betons durch im Verbund liegende Bewehrungsstäbe, da diese im Gegensatz zum Beton keine Schwindfähigkeit aufweisen (vgl. Abschn. 4.8.6).

$$\delta = \frac{1 - \rho_s}{1 + (a_e \cdot (1 + \rho \cdot \varphi(\infty, t_0)) - 1) \cdot \rho_s} \quad (5.7)$$

mit

ρ_s Bewehrungsgrad der im Verbund liegenden Bewehrung mit $\rho_e = A_s/A_c$, wobei A_c die Betonquerschnittsfläche und A_s die Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Bewehrung gemäß Gleichung (2.1) ist.

α_e Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_e = E_s/E_c$, wobei E_s der Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls und E_c der Elastizitätsmodul des Betons ist.

- $\varphi(\infty, t_0)$ Endkriechzahl gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) bei Aufbringen der Vertikallastbeanspruchung zum Zeitpunkt t_0 .
- ρ Beiwert zur Berücksichtigung der mit zunehmendem Betonalter verminderten Kriechfähigkeit. Für veränderliche Spannungen, wie im Falle einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung, kann gemäß (Troost 1967) $\rho = 0,8$ angenommen werden.

Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{c,N,ind}(\infty, t_0)$ infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung ergibt sich unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften aus der Differenz der mit Hilfe von linear elastischen Berechnungen ermittelten Zwangspannung $\sigma_{c,N,ind}(\infty)$ (vgl. Tab. 5.1) zum Zeitpunkt $t = \infty$ und der vor der ersten Vertikallastbeanspruchung infolge von Betonschwinden aufgebauten Zwangspannung, welche ebenfalls mit Hilfe von linear elastischen Berechnungen unter Berücksichtigung des Betonkriechens ermittelt werden kann (vgl. Abb. 5.2).

Tab. 5.1: Maximale Zwangspannung infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften gemäß linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ (RH = 50 %)

h_0	$\sigma_{c,N,ind}(\infty)$			
	Zementklasse S		Zementklasse N	
	C20/25	C25/30	C20/25	C25/30
200 mm	3,03 N/mm ²	3,18 N/mm ²	3,86 N/mm ²	4,06 N/mm ²
250 mm	3,08 N/mm ²	3,23 N/mm ²	3,89 N/mm ²	4,09 N/mm ²
300 mm	3,08 N/mm ²	3,23 N/mm ²	3,89 N/mm ²	4,09 N/mm ²
350 mm	3,17 N/mm ²	3,30 N/mm ²	3,99 N/mm ²	4,17 N/mm ²
400 mm	3,25 N/mm ²	3,37 N/mm ²	4,07 N/mm ²	4,25 N/mm ²
450 mm	3,30 N/mm ²	3,42 N/mm ²	4,13 N/mm ²	4,31 N/mm ²
500 mm	3,30 N/mm ²	3,45 N/mm ²	4,17 N/mm ²	4,34 N/mm ²

Die Berücksichtigung des Betonkriechens erfolgt vereinfacht gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) durch den Ansatz eines reduzierten Elastizitätsmoduls $E_{c,eff}(\infty, t_0)$ (vgl. Gleichung (5.8)).

$$E_{c,eff}(\infty, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (5.8)$$

6 Anwendungsbeispiele

Anhand der folgenden Beispiele wird das Vorgehen zur Ermittlung der Zwangnormalkraft infolge einer behinderten Schwindverformung mit Hilfe des im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeiteten Näherungsverfahrens demonstriert. Zwang infolge einer Temperatureinwirkung wurde in den folgenden Anwendungsbeispielen nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse des Näherungsverfahrens werden den aktuellen Regelungen gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) gegenübergestellt. Anschließend werden die Beispieldecken zur Kontrolle anhand von nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Zwang und Last unter Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften des Betons berechnet.

6.1 1. Beispiel

Beim ersten Beispiel handelt es sich um eine 25 cm starke und insgesamt 20 m lange einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudeckenplatte, die an beiden Enden unverschieblich gelagert ist. Es wird von einer horizontal unverschieblichen Lagerung ausgegangen, die die Schwindverkürzung der Deckenplatte vollständig behindert. Das statische System der Deckenplatte ist ein 4-Feldträger mit feldweise unterschiedlichen Spannweiten. Die Decke wird aus Beton der Festigkeitsklasse C25/30 (Zementklasse N) hergestellt. Risse sind auf eine Breite von 0,4 mm für einen maximalen Bewehrungsstabdurchmesser von 10 mm zu begrenzen. Zur Begrenzung der Vertikalverformung soll die Schalungsunterstützungsstruktur der Decke nach 30 Tagen entfernt werden. Abb. 6.1 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und den Verlauf der Biegemomente unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

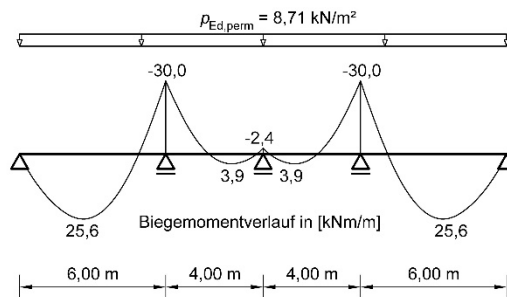


Abb. 6.1: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination (Volllast)

6.1.1 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)

Bei Deckenplatten kann im Allgemeinen davon ausgegangen werden, dass eine Behinderung der Verformung in der frühen Phase der Bauwerkserstellung weniger

ausgeprägt auftritt, da einerseits die Querschnittsabmessungen verhältnismäßig gering sind und andererseits die Schalung keinen entscheidenden Verformungswiderstand darstellt. Zudem darf angenommen werden, dass Deckenplatten von Hochbauten in mehreren Abschnitten hergestellt werden und dadurch die jeweiligen Teilverkürzungen geringer ausfallen. Die entstehenden Eigenspannungen infolge abfließender Hydratationswärme werden durch das hohe Relaxations- und Kriechvermögen des Betons im jungen Alter zum größten Teil abgebaut. Demzufolge sind die Zwangbeanspruchungen und die Eigenspannungen im frühen Bauwerksalter für Deckenplatten von untergeordneter Bedeutung, so dass die Begrenzung der Rissbreiten von Deckenplatten für späten Zwang infolge von Betonschwinden maßgebend wird.

Gemäß der aktuellen Normenregelungen ergibt sich mit $k = 0,8$, $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{s,lim} = 379 \text{ N/mm}^2$ eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Höhe von

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \cdot 25 \cdot 100}{379} = 15,8 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Diese Mindestbewehrung entspricht beispielsweise $\phi 10/10$ ($a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$) in der oberen und unteren Lage und soll gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) auftretende Risse für zentrischen Zwang und Lastbeanspruchung auf die zulässige Breite begrenzen. Die Biegebemessung der Stahlbetonplatte im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt eine erforderliche Bewehrung von $5,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ in der Biegezugzone der beiden Endfelder (unten) und eine erforderliche Bewehrung von $5,42 \text{ cm}^2/\text{m}$ an den ersten Innenauflagern in der Biegezugzone (oben). Somit ist die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für diese Stahlbetondecke maßgebend.

6.1.2 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang

Um die Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter einer kombinierten Beanspruchung aus Zwang und Last zu ermitteln, wird die Zwangnormalkraftbeanspruchung infolge einer behinderten Schwindverkürzung anhand des im Abschn. 5 beschriebenen Näherungsverfahrens bestimmt.

Zunächst wird überprüft, ob die Decke im Feldbereich unter der kombinierten Beanspruchung aus Zwang und Last nach dem Ausschalen (erste Vertikallastbeanspruchung) aufreißt. Dabei wird die Zwangspannung, die in den ersten 30 Tagen ohne gleichzeitig wirkende Lastbeanspruchung aufgebaut wird, ($\sigma_{c,N,ind}(30d) = 1,30 \text{ N/mm}^2$) aus Abb. A.2 (Anhang A) abgelesen. Der Umrechnungsfaktor zwischen der Biegezugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit (Beiwert α_{fl}) ergibt sich für eine Bauteilhöhe von 25 cm gemäß Gleichung (5.2) zu 1,35.

$$M_{cr} = 1,35 \cdot (0,8 \cdot 3,0 - 1,30) \cdot 0,01041\bar{6} = \\ = 0,0155 \text{ MNm/m} < 0,0256 \text{ MNm/m}$$

Somit sind Risse nach dem Ausschalen der Decke in beiden Endfeldern zu erwarten (vgl. Abb. 6.1).

Aus Abb. 5.1 erhält man mit

$$\mu = \frac{6,0^2 \cdot 0,00871}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 2,09 \rightarrow \nu = 0,50$$

und

$$\mu = \frac{4,0^2 \cdot 0,00871}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 0,93 \rightarrow \nu = 0,78$$

die Zwangbeanspruchung für das Endfeld

$$N_{1,\text{ind,max}} = 0,50 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,300 \text{ MN/m}$$

und für das Innenfeld

$$N_{2,\text{ind,max}} = 0,78 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,468 \text{ MN/m}$$

Mit Gleichung (5.6) wird der Zuwachs der Zwangnormalkraft aus den Innenfeldern, in denen nach dem Ausschalen keine oder erst zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, mit folgenden Parametern rechnerisch bestimmt:

t_0	= 30 d	Alter des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns in Tagen
$\varphi(\infty, 30\text{d})$	= 2,5	gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) für $RH = 50 \%$; CEM 42,5 N; $h_0 = 250 \text{ mm}$
$E_{c,\text{eff}}(\infty, 30\text{d})$	= 8857 N/mm ²	gemäß Gleichung (5.8)
ρ_s	= 6,32 ‰	mit $\sum A_s = 15,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ (angenommen; Mindestbewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1), Abschn.7.3.2)
δ	= 0,89	gemäß Gleichung (5.7) mit $\rho = 0,8$
$\Delta\sigma_{c,N,\text{ind}}(\infty, 30\text{d})$	= 2,79 N/mm ²	mit $\sigma_{c,N,\text{ind}}(\infty) = 4,09 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tab. A.2) und $\sigma_{c,N,\text{ind}}(30\text{d}) = 1,30 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.2)

$$\begin{aligned} \Delta F_{\text{ind}}(\infty, 30\text{d}) &= \\ &= 0,89 \cdot 2,79 \cdot 0,25 \cdot \left[1 + \frac{0,25 \cdot 8857 \cdot 12}{15,8 \cdot 10^{-4} \cdot 200000 \cdot 8} \right]^{-1} = \\ &= 0,054 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

Die Gesamtzugkraft infolge von Zwang ergibt sich somit gemäß Gleichung (5.5) zu:

$$N_{\text{ind,max}} = 0,300 + 0,054 = 0,354 \text{ MN/m} \leq 0,468 \text{ MN/m}$$

Mit den bekannten Schnittgrößen (N_{ind} und $M_{\text{Ed,perm}}$) lassen sich die Stahlspannungen ermitteln (vgl. Abschn. 4.8.9) und es lässt sich unter Berücksichtigung der zulässigen Betonstahlspannung ($\sigma_{s,\text{lim}} = 379 \text{ N/mm}^2$) zur Begrenzung der Rissbreite die erforderliche Bewehrung bestimmen. In Abb. 6.2 ist das Ergebnis der Bewehrungsermittlung in Form einer Bewehrungsskizze zusammenfassend dargestellt.

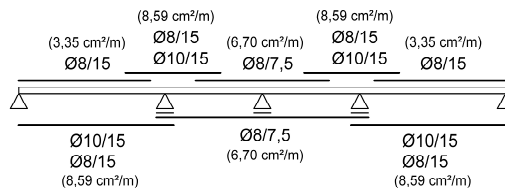


Abb. 6.2: Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen infolge von Zwang und äußerer Last

Es ist zu erkennen, dass die gemäß Norm risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung in der Biegezugzone in den Deckenabschnitten mit der maßgebenden Biegebeanspruchung nicht ausreicht. Dies ist in erster Linie dadurch bedingt, dass die gedrungenen Felder des Durchlaufträgers ungerissen bleiben und durch ihr Verformungsbestreben infolge von Schwinden in den schlanken gerissenen Feldern zu einer zusätzlichen Zugkraftbeanspruchung führen. In der Biegedruckzone und in den Deckenabschnitten mit geringen Biegebeanspruchungen kann die Bewehrung hingegen reduziert werden. Die Bemessung der einachsigen gespannten Stahlbetondeckenplatte für eine kombinierte Beanspruchung ergibt somit in Summe keine Ersparnis der Bewehrungsmenge, führt jedoch zu einer am tatsächlichen Verlauf der auftretenden Beanspruchungen orientierten Anordnung der Bewehrung.

6.1.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung

Zum Vergleich wird für die Deckenplatte eine nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt. Die Materialeigenschaften werden gemäß Tab. 4.6 gewählt. Die Bewehrung wird gemäß Abb. 6.2 berücksichtigt.

Abb. 6.3 (links) zeigt den Verlauf der Zwangnormalkraftbeanspruchung infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung über die Zeit und rechts die Zwang-Vertikallast-Beziehung. Es ist zu erkennen, dass mit der Vertikallastbeanspruchung erste Risse auftreten, die zu einer Reduktion der Dehnsteifigkeit und als Folge dessen

zu einer Reduktion der Zwangskraft führen. Unter der konstant wirkenden Vertikallast steigt die Zwangskraft infolge von Schwinden erneut an und erreicht einen Wert von 303 kN/m. Das Näherungsverfahren mit dem Wert von 354 kN/m überschätzt somit die Zwangskraft um ca. 17 %.

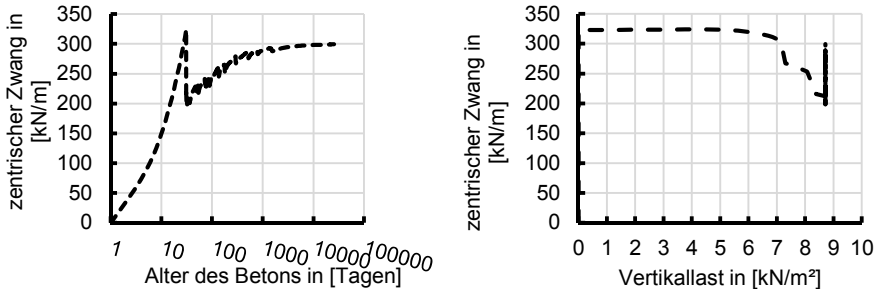


Abb. 6.3: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,445 \text{ ‰}$) (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die maximale Breite der Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung beträgt 0,34 mm. Abb. 6.4 zeigt das Rissbild der einachsig gespannten Stahlbetondecke infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und dem zentrischen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$. Für die Darstellung des Rissbildes in Abb. 6.4 wird die Symmetrie der Decke ausgenutzt.

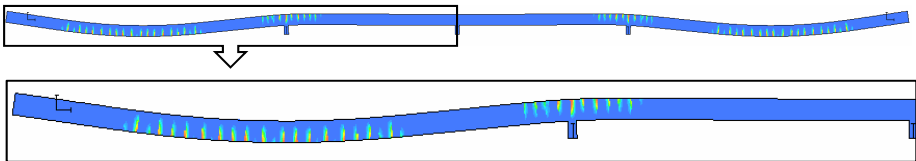


Abb. 6.4: Rissbild infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)

6.2 2. Beispiel

Im zweiten Beispiel wird eine 30 cm starke und insgesamt 36 Meter lange einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudecke betrachtet, die ebenfalls in Längsrichtung durch Aussteifungselemente gezwängt ist. Die Decke wird aus Beton der Festigkeitsklasse C30/37 (Zementklasse N) hergestellt. Risse sind auf eine Breite von 0,4 mm für einen maximalen Bewehrungsstabdurchmesser von 10 mm zu begrenzen. Die Schalungsunterstützungsstruktur der Decke wird nach 12 Tagen entfernt. Abb. 6.5 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke sowie den Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

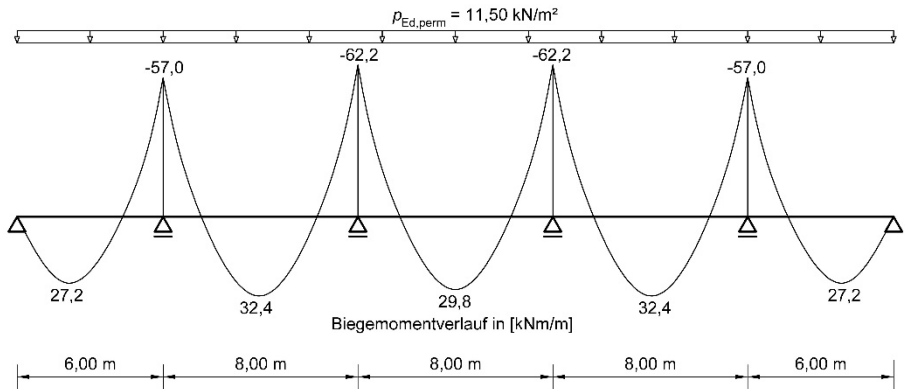


Abb. 6.5: Statisches System der einachsigen gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination (Volllast)

6.2.1 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)

Gemäß der aktuellen Normenregelungen ergibt sich mit $k = 0,8$, $f_{ct,eff} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{s,lim} = 379 \text{ N/mm}^2$ eine Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Höhe von

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 3,0 \cdot 30 \cdot 100}{379} = 19,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diese Mindestbewehrung entspricht beispielsweise $\phi 10/7,5$ ($a_s = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$) in der oberen und unteren Lage.

Gemäß der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in der Biegezugzone eine Bewehrung von $a_{s,erf} = 6,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Feldbereich und $a_{s,erf} = 9,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ am ersten Innenaufleger sowie $a_{s,erf} = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ am zweiten Innenaufleger vorzusehen. Dementsprechend ist die im Grenzzustand der Tragfähigkeit erforderliche Biegezugbewehrung im Deckenabschnitt am zweiten Innenaufleger maßgebend.

6.2.2 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang

Unter Berücksichtigung der Zwangsspannung von $\sigma_{c,N,ind}(12d) = 0,77 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.3) und des Beiwertes $\alpha_{ft} = 1,3$ ergibt sich ein Rissmoment in Höhe von

$$M_{cr} = 1,3 \cdot (0,8 \cdot 3,0 - 0,77) \cdot 0,015 = 0,031 \text{ MNm/m}$$

Somit bleiben die beiden Endfelder und das Feld in der Mitte der Deckenplatte ungerissen (vgl. Abb. 6.5).

Aus Abb. 5.1 erhält man mit

$$\mu = \frac{6,0^2 \cdot 0,0115}{1,0 \cdot 0,3^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 1,92 \rightarrow \nu = 0,52$$

und

$$\mu = \frac{8,0^2 \cdot 0,0115}{1,0 \cdot 0,3^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 3,41 \rightarrow \nu = 0,48$$

die Zwangbeanspruchung für das Endfeld

$$N_{1,\text{ind,max}} = 0,52 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,374 \text{ MN/m}$$

und für das Innenfeld

$$N_{2,\text{ind,max}} = 0,48 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,346 \text{ MN/m}$$

Mit Gleichung (5.6) wird der Zuwachs der Zwangnormalkraft aus den Feldern, in denen nach dem Ausschalen keine oder erst zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, mit folgenden Parametern rechnerisch bestimmt:

t_0	= 12 d	Alter des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns in Tagen
$\varphi(\infty, 12\text{d})$	= 2,6	gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) für $RH = 50 \%$; CEM 42,5 N; $h_0 = 300 \text{ mm}$
$E_{c,\text{eff}}(\infty, 12\text{d})$	= 9167 N/mm ²	gemäß Gleichung (5.8)
ρ_s	= 6,33 ‰	mit $\sum A_s = 19,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ (angenommen; Mindestbewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1), Abschn.7.3.2)
δ	= 0,89	gemäß Gleichung (5.7) mit $\rho = 0,8$
$\Delta\sigma_{c,N,\text{ind}}(\infty, 12\text{d})$	= 3,77 N/mm ²	mit $\sigma_{c,N,\text{ind}}(\infty) = 4,54 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tab. A.2) und $\sigma_{c,N,\text{ind}}(12\text{d}) = 0,77 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.2)

$$\begin{aligned} \Delta F_{\text{ind}}(\infty, 12\text{d}) &= \\ &= 0,89 \cdot 3,77 \cdot 0,3 \cdot \left[1 + \frac{0,3 \cdot 9167 \cdot 16}{19,0 \cdot 10^{-4} \cdot 200000 \cdot 20} \right]^{-1} = \\ &= 0,148 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

Die Gesamtzugkraft infolge von Zwang ergibt sich somit gemäß Gleichung (5.5) zu:

$$N_{\text{ind,max}} = 0,346 + 0,148 = 0,494 \text{ MN/m} > 0,374 \text{ MN/m}$$

Im vorliegenden Fall ist die Summe der Zwangskraft der gerissenen Felder und des Zuwachses der Zwangnormalkraft aus den ungerissenen Feldern größer als die maximal zu erwartende Zwangnormalkraft des Feldes mit der kleinsten Biegeschlankheit (beide Endfelder). In Abb. 6.5 ist zu erkennen, dass die einwirkenden Biegemomente in den ungerissenen Feldern nah an dem Rissmoment des Querschnittes liegen, sodass mit zunehmender Zwangbeanspruchung auch Risse in diesen Feldern zu erwarten sind. Daher wird für die Berechnung der erforderlichen Bewehrung die Zwangnormalkraft von 374 kN/m berücksichtigt.

Für die kombinierte Beanspruchung (N_{ind} und $M_{\text{Ed,perm}}$) wird die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung von $\sigma_{\text{s,lim}} = 379 \text{ N/mm}^2$ ermittelt (vgl. Abschn. 4.8.9). In Abb. 6.6 ist das Ergebnis der Bewehrungsermittlung in Form einer Bewehrungsskizze zusammenfassend dargestellt.

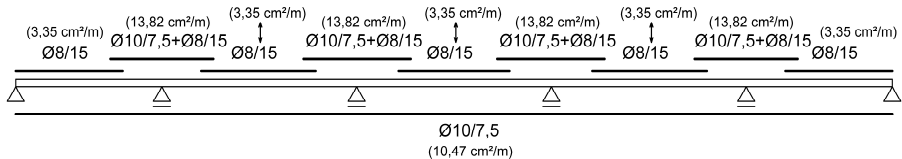


Abb. 6.6: Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen infolge von Zwang und äußerer Last

Das Beispiel zeigt, dass im vorliegenden Fall die nach Norm risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung in der Biegezugzone über den Mittelauflagern nicht ausreicht. In der Biegedruckzone kann, wie auch im ersten Beispiel, die Bewehrung reduziert werden. Die Bemessung der einachsigen gespannten Stahlbetondeckenplatte für die kombinierte Beanspruchung ergibt sowohl eine am tatsächlichen Verlauf der auftretenden Beanspruchungen orientierte Anordnung der Bewehrung als auch eine Ersparnis der Bewehrungsmenge von ca. 8 %.

6.2.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung

Zum Vergleich wird für die Deckenplatte eine nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt. Die Materialeigenschaften werden gemäß Tab. 4.6 gewählt. Die Bewehrung wird gemäß Abb. 6.6 berücksichtigt.

In Abb. 6.7 sind die Ergebnisse der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung in Diagrammform zusammengefasst. Unter der kombinierten Beanspruchung erreicht die Zwangsnormkraft infolge der behinderten Schwinddehnung gemäß der nichtlinearen FEM-Berechnung einen Wert von 344 kN/m. Das Näherungsverfahren überschätzt mit dem ermittelten Wert von 374 kN/m somit die Zwangskraft um ca. 9 %.

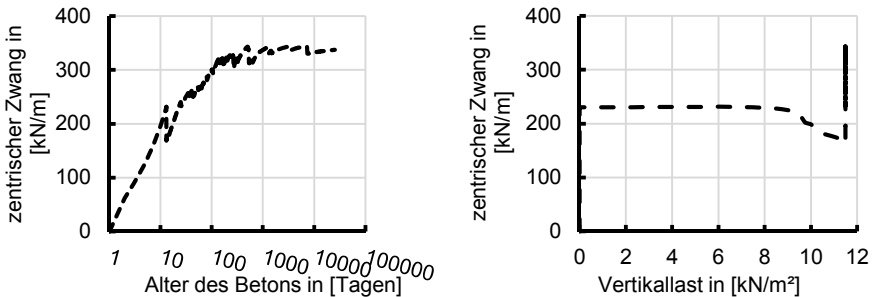


Abb. 6.7: Entwicklung der Zwangsnormkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\varepsilon_{cs} = 0,409 \text{ ‰}$) (links), Beziehung der Zwangsnormkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die maximale Breite der Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung beträgt 0,27 mm. Bei der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung wurde die Symmetrie der Deckenplatte ausgenutzt. Abb. 6.8 zeigt das Rissbild der einachsig gespannten Stahlbetondecke infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und dem zentrischen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$.

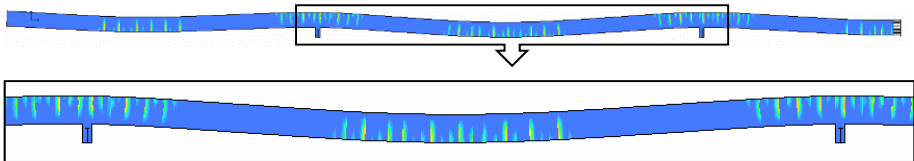


Abb. 6.8: Rissbild infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)

6.3 3. Beispiel

In den ersten beiden Anwendungsbeispielen erfolgte eine Berechnung der Zwangsnormkraft infolge der behinderten Schwindverformung für eine zum Beginn der kombinierten Beanspruchung feldweise gerissene Deckenplatte. Im dritten Beispiel wird eine Deckenplatte behandelt, die zu Beginn der kombinierten Beanspruchung auf der Gesamtlänge ungerissen bleibt. Zur Veranschaulichung dieses Grenzfalls wird in diesem Beispiel die Ermittlung der Zwangsnormkraft für die Deckenplatte aus dem zweiten Beispiel, jedoch mit einer reduzierten Vertikallast (nur Eigenlast) vorgeführt.

Abb. 6.9 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und den Verlauf der Biegemomente infolge der Eigenlast dar.

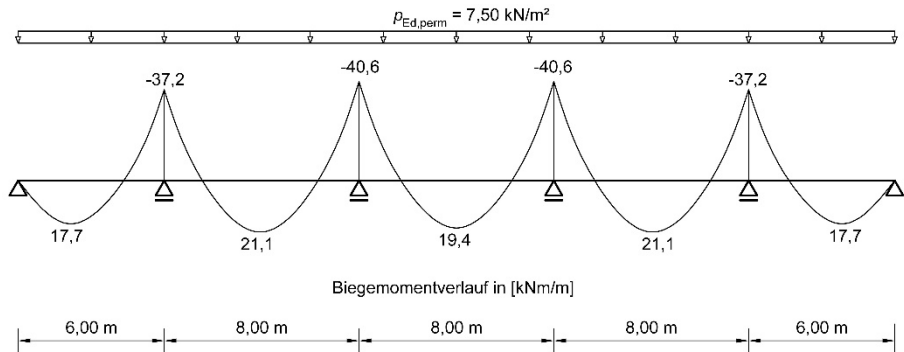


Abb. 6.9: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der Eigenlast

6.3.1 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)

Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bleibt unverändert gegenüber dem zweiten Beispiel und entspricht einer Bewehrung von $A_{s,min} = 19,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ (vgl. Abschn. 6.2.1).

Die maximal erforderliche Biegezugbewehrung von $a_{s,erf} = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ergibt sich bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge der reduzierten Vertikallast.

6.3.2 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang

Mit dem Rissmoment von $M_{cr} = 31 \text{ kNm/m}$ (vgl. Abschn. 6.2.2) bleibt die Decke nach Abbau der Tragkonstruktion der Deckenschalung (Aufbringung der Vertikallast) in sämtlichen Feldbereichen ungerissen.

Die zu erwartende Zwangnormalkraft ergibt sich im vorliegenden Fall gemäß Gleichung (5.3).

$$N_{ind,max} = \left(0,8 \cdot 3,0 - \frac{0,0211}{1,3 \cdot 0,015} \right) \cdot 0,3 \cdot 1,0 = 0,395 \text{ MN/m}$$

Für die kombinierte Beanspruchung (N_{ind} und $M_{Ed,perm}$) wird die erforderliche Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung von $\sigma_{s,lim} = 379 \text{ N/mm}^2$ ermittelt (vgl. Abschn. 4.8.9). In Abb. 6.10 ist das Ergebnis der Bewehrungsermittlung in Form einer Bewehrungsskizze zusammenfassend dargestellt.

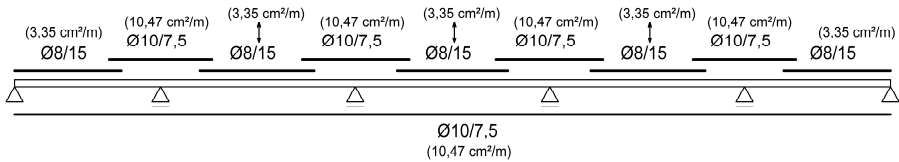


Abb. 6.10: Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen infolge von Zwang und äußerer Last

Mit der reduzierten Vertikallastbeanspruchung deckt die gemäß Norm risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite die Auswirkungen der kombinierten Beanspruchung in den Deckenabschnitten mit der maßgebenden Biegebeanspruchung ab. In der Biegedruckzone kann, wie in den vorherigen Beispielen, die Bewehrung reduziert werden. Die Bemessung der einachsigen gespannten Stahlbetondeckenplatte für die kombinierte Beanspruchung ergibt eine Ersparnis der Bewehrungsmenge von ca. 16 %.

6.3.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung

Zum Vergleich wird für die Deckenplatte eine nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt. Die Materialeigenschaften werden gemäß Tab. 4.6 gewählt. Die Bewehrung wird gemäß Abb. 6.10 berücksichtigt.

In Abb. 6.11 sind die Ergebnisse der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung in Diagrammform zusammengefasst. Es ist zu erkennen, dass mit der reduzierten Vertikallastbeanspruchung zunächst keine Risse eintreten. Unter der konstant wirkenden Vertikallast nimmt die Zwangskraft infolge von Schwinden zu, bis in einem Feldbereich der Deckenplatte erste Risse auftreten. Die Zwangskraft, infolge der die ersten Risse in einem Feldbereich auftreten, wurde in Abschn. 6.3.2 nach Gleichung (5.3) rechnerisch ermittelt.

Unter der kombinierten Beanspruchung erreicht die Zwangsnormalkraft infolge der behinderten Schwinddehnung gemäß der nichtlinearen FEM-Berechnung einen Maximalwert in Höhe von 418 kN/m. Das Näherungsverfahren unterschätzt mit dem ermittelten Wert von 395 kN/m somit die Zwangskraft um ca. 6 %.

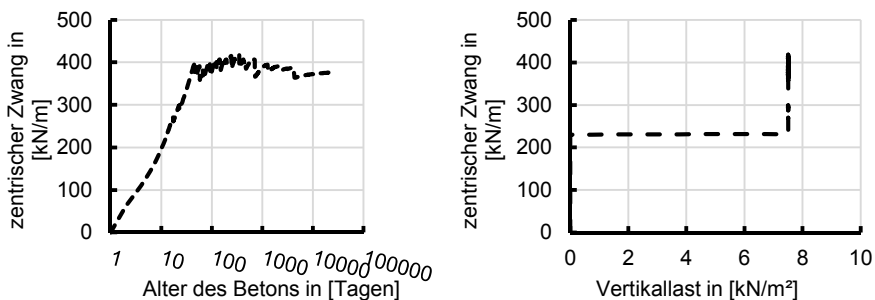


Abb. 6.11: Entwicklung der Zwangsnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,409 ‰$) (links), Beziehung der Zwangsnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die maximale Breite der Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung beträgt 0,30 mm. Bei der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung wurde wie im vorangegangenen Beispiel die Symmetrie der Deckenplatte ausgenutzt. In Abb. 6.12, die das Rissbild der einachsig gespannten Stahlbetondecke infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und dem zentrischen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ zeigt, ist zu erkennen, dass durch die Reduktion der Vertikallastbeanspruchung die Gefahr der Trennrissbildung steigt.

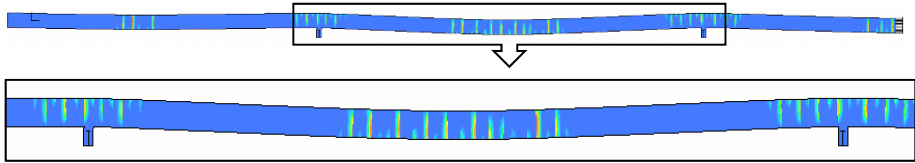


Abb. 6.12: Rissbild infolge der kombinierten Beanspruchung aus dem Eigengewicht und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)

6.4 4. Beispiel

Im vierten Beispiel wird eine durch Aussteifungselemente gezwängte, 30 cm starke und insgesamt 30 m lange einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudecke betrachtet. Die Decke wird im vorliegenden Fall aus Beton der Festigkeitsklasse C40/50 (Zementklasse N) hergestellt. Risse sind auf eine Breite von 0,4 mm für einen maximalen Bewehrungsstabdurchmesser von 10 mm zu begrenzen. Die Schalungsunterstützungsstruktur der Decke wird gegenüber den vorherigen Beispielen zu einem deutlich späteren Zeitpunkt, nämlich nach 50 Tagen abgebaut. Abb. 6.13 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke sowie den Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

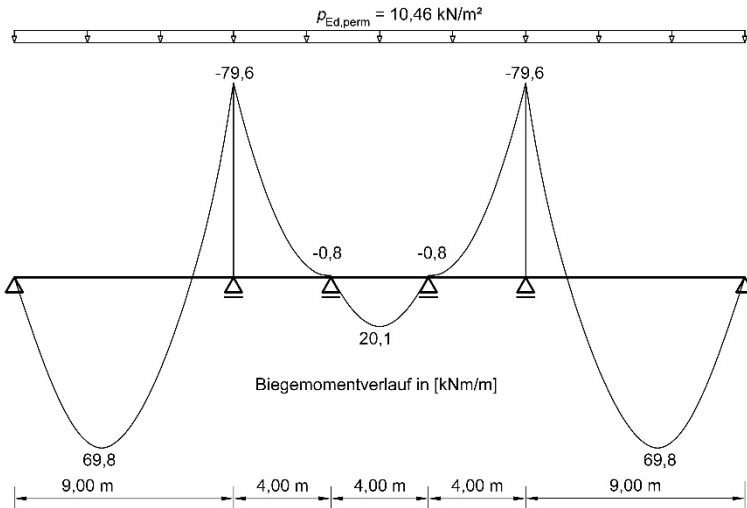


Abb. 6.13: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination

6.4.1 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß Abschn. 7.3.2 der (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)

Da im Falle der Betonfestigkeitsklasse C40/50 der in der Norm angegebene Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit größer als $3,0 \text{ N/mm}^2$ ist, erfolgt die Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung mit dem Wert $f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$. Die maximal zulässige Stahlspannung zur Einhaltung der Rissbreite ergibt sich gemäß Gleichung (2.2) zu $\sigma_{s,lim} = 410 \text{ N/mm}^2$. Somit beträgt die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite gemäß Gleichung (2.1)

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot 30 \cdot 100}{410} = 20,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diese Mindestbewehrung entspricht beispielsweise $\phi 10/10 + \phi 10/30$ ($a_s = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$) in der oberen und unteren Lage.

Im Rahmen der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich eine Biegezugbewehrung von $a_{s,erf} = 9,83 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Endfeld und eine Biegezugbewehrung von $a_{s,erf} = 11,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ am ersten Innenaufleger.

6.4.2 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang

Unter Berücksichtigung der Zwangsspannung von $\sigma_{c,N,ind}(50d) = 2,15 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.5) und des Beiwertes $\alpha_{ft} = 1,3$ ergibt sich ein Rissmoment von

$$M_{cr} = 1,3 \cdot (0,8 \cdot 3,5 - 2,15) \cdot 0,015 = 0,0127 \text{ MNm/m}$$

Somit sind Risse nach dem Ausschalen der Decke in beiden Endfeldern sowie im mittleren Feld der Deckenplatte zu erwarten (vgl. Abb. 6.13).

Aus Abb. 5.1 erhält man mit

$$\mu = \frac{9,0^2 \cdot 0,01046}{1,0 \cdot 0,3^2 \cdot 0,8 \cdot 3,5} = 3,36 \rightarrow \nu = 0,39$$

und

$$\mu = \frac{4,0^2 \cdot 0,01046}{1,0 \cdot 0,3^2 \cdot 0,8 \cdot 3,5} = 0,66 \rightarrow \nu = 0,84$$

die Zwangbeanspruchung für das Endfeld

$$N_{1,ind,max} = 0,39 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 3,5 = 0,327 \text{ MN/m}$$

und für das Innenfeld

$$N_{2,ind,max} = 0,84 \cdot 1,0 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 3,5 = 0,706 \text{ MN/m}$$

Mit Gleichung (5.6) wird der Zuwachs der Zwangnormalkraft aus den Innenfeldern, in denen nach dem Ausschalen keine oder erst zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, mit folgenden Parametern rechnerisch bestimmt:

t_0	= 50 d	Alter des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns in Tagen
$\varphi(\infty, 50d)$	= 1,579	gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) für $RH = 50 \%$; CEM 42,5 N; $h_0 = 300 \text{ mm}$
$E_{c,eff}(\infty, 50d)$	= 13571 N/mm ²	gemäß Gleichung (5.8)
ρ_s	= 6,833 ‰	mit $\sum A_s = 20,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ (angenommen; Mindestbewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1), Abschn.7.3.2)
δ	= 0,91	gemäß Gleichung (5.7) mit $\rho = 0,8$
$\Delta\sigma_{c,N,ind}(\infty, 50d)$	= 3,11 N/mm ²	mit $\sigma_{c,N,ind}(\infty) = 5,26 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tab. A.2) und $\sigma_{c,N,ind}(50d) = 2,15 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.5)

$$\begin{aligned}\Delta F_{\text{ind}}(\infty, 50d) &= \\ &= 0,91 \cdot 3,11 \cdot 0,3 \cdot \left[1 + \frac{0,3 \cdot 13571 \cdot 22}{20,5 \cdot 10^{-4} \cdot 200000 \cdot 8} \right]^{-1} = \\ &= 0,03 \text{ MN/m}\end{aligned}$$

Die Gesamtzugkraft infolge von Zwang ergibt sich somit gemäß Gleichung (5.5) zu:

$$N_{\text{ind,max}} = 0,327 + 0,03 = 0,357 \text{ MN/m} \leq 0,706 \text{ MN/m}$$

In Abb. 6.14 ist die zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung der kombinierten Beanspruchung im GZG erforderliche Bewehrung in Form einer Bewehrungsskizze zusammenfassend dargestellt.

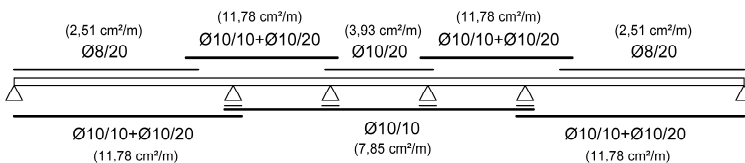


Abb. 6.14: Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen infolge von Zwang und äußerer Last

Im vorliegenden Fall deckt die gemäß Norm risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite die Auswirkungen der kombinierten Beanspruchung in den Deckenabschnitten mit der maßgebenden Biegebeanspruchung nicht ab. In der Biegedruckzone kann, wie in den vorherigen Beispielen, die Bewehrung reduziert werden. Trotz erhöhter Bewehrung in den Deckenabschnitten mit der maßgebenden Biegebeanspruchung führt die Bemessung der einachsigen gespannten Stahlbetondeckenplatte unter der kombinierten Beanspruchung zu einer Ersparnis der Bewehrungsmenge von ca. 16 %.

6.4.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung

Die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Deckenplatte erfolgt mit den Materialeigenschaften gemäß Tab. 4.6 und der Bewehrung gemäß Abb. 6.14.

Unter der kombinierten Beanspruchung erreicht die Zwangnormalkraft infolge der behinderten Schwinddehnung gemäß der nichtlinearen FEM-Berechnung einen Maximalwert von 303 kN/m. Das Näherungsverfahren überschätzt mit dem ermittelten Wert von 357 kN/m somit die Zwangskraft um ca. 18 %.

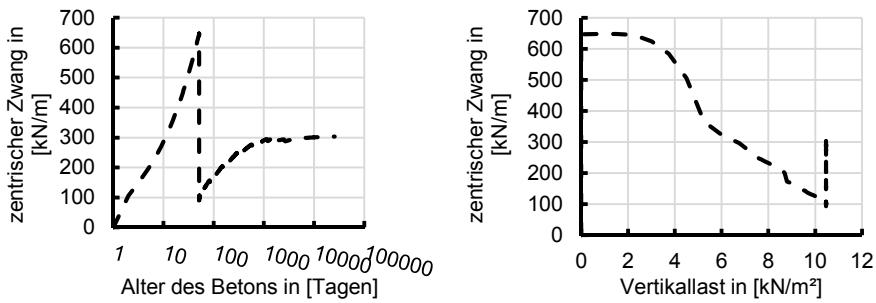


Abb. 6.15: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,393 \text{ ‰}$) (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die maximale Breite der Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung beträgt 0,27 mm. In der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung wurde wiederum die Symmetrie der Deckenplatte ausgenutzt. Abb. 6.16 zeigt das Rissbild der einachsig gespannten Stahlbetondecke infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und dem zentrischen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$.

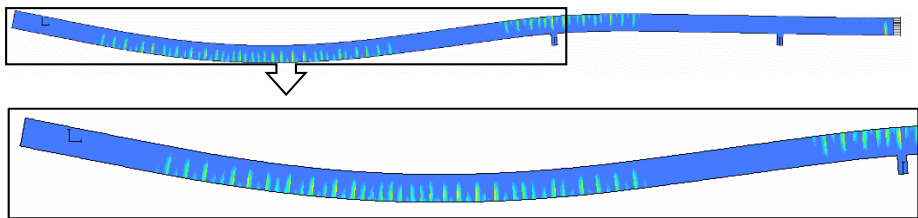


Abb. 6.16: Rissbild infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die verhältnismäßig große Überschätzung der Zwangnormalkraft durch das im Rahmen dieser Arbeit vorgeschlagene Näherungsverfahren ist dem dimensionslosen Interaktionsdiagramm (vgl. Abb. 5.1) geschuldet, da dieses für Betonzugfestigkeiten größer als $3,0 \text{ N/mm}^2$ leicht überhöhte Werte liefert (vgl. Abschn. 4.8.5).

Hätte man die Zwangnormalkraft des 9 m langen Endfeldes anhand einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung als Einfeldträger ermittelt, anstatt dafür das dimensionslose Diagramm zu verwenden, hätte man eine Zwangnormalkraft in Höhe von 263 kN/m für diesen Deckenabschnitt erhalten (vgl. Abb. 6.17).

Unter Berücksichtigung der zusätzlichen Zwangnormalkraft von 30 kN/m aus den Innenfeldern, in denen nach dem Ausschalen keine oder erst zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, ergibt sich die Zwangnormalkraft für die gesamte Decke zu

$$N_{\text{ind,max}} = 0,263 + 0,03 = 0,293 \text{ MN/m}$$

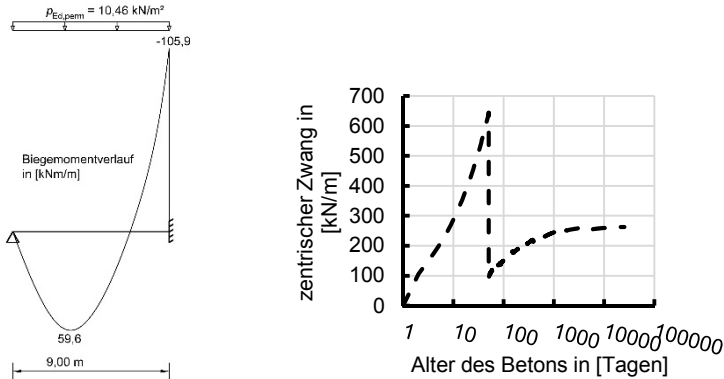


Abb. 6.17: Statisches System des Endfeldes und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination (links) sowie Entwicklung der Zwangsnormkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\varepsilon_{\text{cs}} = 0,393 \text{ ‰}$) (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

6.5 5. Beispiel

Das fünfte Beispiel veranschaulicht die Ermittlung der Zwangsnormkraft für eine gezwängte, 35 cm starke und insgesamt 21 m lange einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudecke. Die Decke wird aus Beton der Festigkeitsklasse C35/45 (Zementklasse N) hergestellt. Risse sind im vorliegenden Fall auf eine Breite von 0,3 mm für einen maximalen Bewehrungsstabdurchmesser von 12 mm zu begrenzen. Aufgrund der Verwendung von Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 12 mm wird ein Bewehrungsrandabstand von 3,5 cm angenommen. Die Schalungsunterstützungsstruktur der Decke wird nach 30 Tagen abgebaut. Abb. 6.18 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke sowie den Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination dar.

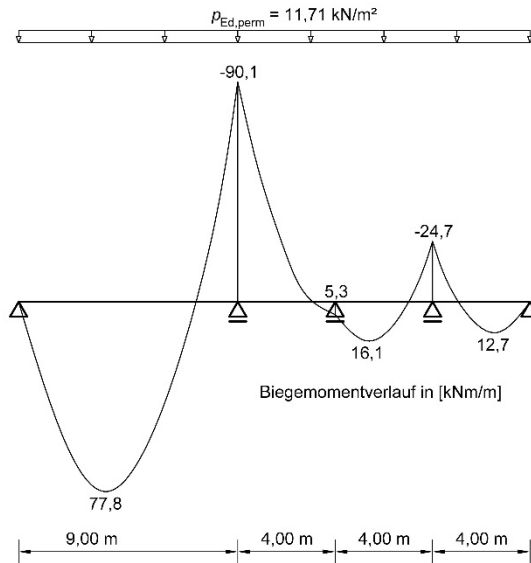


Abb. 6.18: Statisches System der einachsigen gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination

6.5.1 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)

Die Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung erfolgt mit dem Wert $f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$. Die maximal zulässige Stahlspannung zur Einhaltung der Rissbreite ergibt sich gemäß Gleichung (2.2) zu $\sigma_{s,lim} = 357 \text{ N/mm}^2$. Aufgrund der Querschnittshöhe von 35 cm ist der k -Beiwert mit 0,77 zu berücksichtigen. Die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite beträgt gemäß Gleichung (2.1)

$$A_{s,min} = \frac{1,0 \cdot 0,77 \cdot 3,2 \cdot 35 \cdot 100}{357} = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diese Mindestbewehrung entspricht beispielsweise $\phi 12/10 + \phi 6/30$ ($a_s = 12,25 \text{ cm}^2/\text{m}$) in der oberen und unteren Lage.

Im Rahmen der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde eine Biegezugbewehrung von $a_{s,erf.} = 9,33 \text{ cm}^2/\text{m}$ im Feld mit der Spannweite von 9,0 m und eine Biegezugbewehrung von $a_{s,erf.} = 10,82 \text{ cm}^2/\text{m}$ am ersten Innenaufleger vom linken Rand der Decke ermittelt.

6.5.2 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung gemäß dem in dieser Arbeit vorgestellten Verfahren für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang

Unter Berücksichtigung der Zwangsspannung von $\sigma_{c,N,ind}(30d) = 1,36 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.4) und des Beiwertes $\alpha_{ft} = 1,25$ ergibt sich ein Rissmoment von

$$M_{cr} = 1,25 \cdot (0,77 \cdot 3,2 - 1,36) \cdot 0,0204 = 0,028 \text{ MNm/m}$$

Somit sind Risse nach dem Ausschalen der Decke lediglich im 9 m langen Endfeld der Deckenplatte zu erwarten (vgl. Abb. 6.18).

Aus Abb. 5.1 erhält man mit

$$\mu = \frac{9,0^2 \cdot 0,01171}{1,0 \cdot 0,35^2 \cdot 0,77 \cdot 3,2} = 3,14 \rightarrow \nu = 0,41$$

die Zwangbeanspruchung für das Endfeld

$$N_{1,ind,max} = 0,41 \cdot 1,0 \cdot 0,35 \cdot 0,77 \cdot 3,2 = 0,354 \text{ MN/m}$$

Mit Gleichung (5.6) wird der Zuwachs der Zwangnormalkraft aus den ungerissenen gedrunghenen Feldern mit folgenden Parametern rechnerisch bestimmt:

t_0	= 30 d	Alter des Betons zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns in Tagen
$\varphi(\infty, 30d)$	= 1,90	gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) für $RH = 50 \%$; CEM 42,5 N; $h_0 = 350 \text{ mm}$
$E_{c,eff}(\infty, 30d)$	= 11724 N/mm ²	gemäß Gleichung (5.8)
ρ_s	= 6,914 ‰	mit $\sum A_s = 24,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ (angenommen; Mindestbewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1), Abschn. 7.3.2)
δ	= 0,90	gemäß Gleichung (5.7) mit $\rho = 0,8$
$\Delta\sigma_{c,N,ind}(\infty, 30d)$	= 3,59 N/mm ²	mit $\sigma_{c,N,ind}(\infty) = 4,95 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tab. A.2) und $\sigma_{c,N,ind}(30d) = 1,36 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abb. A.4)

$$\begin{aligned} \Delta F_{ind}(\infty, 30d) &= \\ &= 0,9 \cdot 3,59 \cdot 0,35 \cdot \left[1 + \frac{0,35 \cdot 11724 \cdot 9}{24,2 \cdot 10^{-4} \cdot 200000 \cdot 12} \right]^{-1} = \\ &= 0,153 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

Die Gesamtzugkraft infolge von Zwang ergibt sich somit gemäß Gleichung (5.5) zu:

$$N_{ind,max} = 0,354 + 0,153 = 0,507 \text{ MN/m}$$

In Abb. 6.19 ist die Bewehrung, die zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung der kombinierten Beanspruchung im GZG erforderlich ist, in Form einer Bewehrungsskizze zusammenfassend dargestellt.

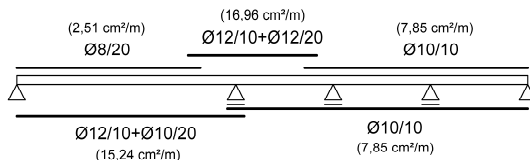


Abb. 6.19: Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen infolge von Zwang und äußerer Last

Wie im vorherigen Beispiel deckt die gemäß Norm risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite die Auswirkungen der kombinierten Beanspruchung in den Deckenabschnitten mit der maßgebenden Biegebeanspruchung nicht ab. In den Deckenabschnitten mit geringer Biegebeanspruchung kann die Bewehrungsmenge reduziert werden. Eine am Verlauf der auftretenden Beanspruchungen orientierte Anordnung der Bewehrung führt zu einer Ersparnis der Bewehrungsmenge von ca. 18 %.

6.5.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung

Die nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung der Deckenplatte erfolgt mit den Materialeigenschaften gemäß Tab. 4.6 und der Bewehrung nach Abb. 6.19.

Unter der kombinierten Beanspruchung erreicht die Zwangnormalkraft infolge der behinderten Schwinddehnung gemäß der nichtlinearen FEM-Berechnung einen Maximalwert von 446 kN/m (vgl. Abb. 6.20). Das Näherungsverfahren überschätzt mit dem ermittelten Wert von 507 kN/m somit die Zwangskraft um ca. 14 %.

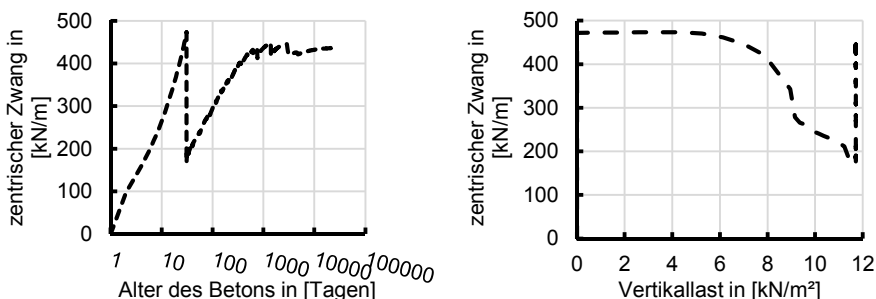


Abb. 6.20: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden ($\epsilon_{cs} = 0,394 ‰$) (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die maximale Breite der Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung beträgt 0,25 mm. Abb. 6.21 zeigt das Rissbild der einachsig gespannten Stahlbetondecke infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Einwirkungskombination und dem zentralen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$.

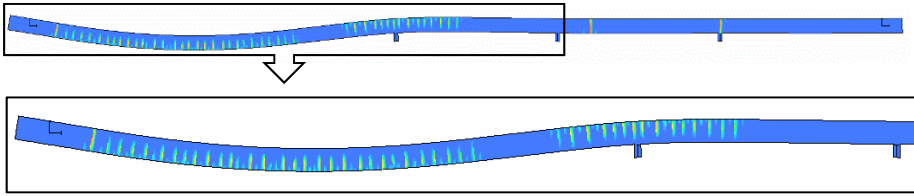


Abb. 6.21: Rissbild infolge der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)

6.6 Zusammenfassung der Anwendungsbeispiele

Anhand der gezeigten Anwendungsbeispiele wurde das Vorgehen zur Ermittlung der Zwangnormalkraft mit Hilfe des im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeiteten Näherungsverfahrens demonstriert.

Bedenkt man, dass die Vorhersagemodelle für die Effekte infolge von Kriechen und Schwinden mit mittleren Variationskoeffizienten von $\pm 30\%$ behaftet sind (*DIN EN 1992-1-1/NA*), so lässt sich sagen, dass die im Rahmen der Anwendungsbeispiele anhand des Näherungsverfahrens ermittelten Zwangkräfte mit den in nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ermittelten Zwangkräften eine ausreichend gute Übereinstimmung aufweisen. Mit den dann bekannten Schnittgrößen (N_{ind} und $M_{\text{Ed,perm}}$) lassen sich Stahlbetonhochbaudecken orientiert am tatsächlichen Verlauf der auftretenden Beanspruchungen bemessen.

Die risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung ist grundsätzlich in der Biegezugzone bei Deckenabschnitten, in denen Risse zu erwarten sind, erforderlich, um die bei Erstrissbildung freigesetzten Spannungen aufzunehmen. Diese Mindestbewehrung ist auch erforderlich, um weitere Risse im fortgeschrittenen Betonalter zu erzeugen, während bereits vorhandene Risse ihre Breite beibehalten. Wenn jedoch eine Decke auf einer verhältnismäßig großen Länge nach der ersten Vertikallastbeanspruchung ungerissen bleibt (dies ist insbesondere bei stark unterschiedlichen Feldweiten der Fall), so ist es auch möglich, dass die risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und (*DIN EN 1992-1-1/NA/A1*) zu erhöhen ist. Dies liegt daran, dass durch die ungerissenen Bereiche eine zusätzliche Zwangkraft ausgeübt wird, die dazu führt, dass sich die bereits vorhandenen Risse weiter öffnen.

Die Berechnung der zusätzlichen Zwangbeanspruchung $\Delta F_{\text{ind}}(\infty, t_0)$ ist somit vor allem bei einachsig gespannten Durchlaufdeckenplatten, welche auf einer verhältnismäßig großen Länge nach der ersten Vertikallastbeanspruchung ungerissen bleiben, erforderlich (vgl. Beispiel in Abschn. 6.5).

In der Biegedruckzone und in Deckenabschnitten mit geringen Biegebeanspruchungen lässt sich die Bewehrung gegenüber einer mit Hilfe der derzeit praxisüblichen Verfahren ermittelten Bewehrung erheblich reduzieren.

Als Zwangursache wurde ausschließlich Schwinden bei den Anwendungsbeispielen angesetzt. Im Falle einer Zwangbeanspruchung infolge einer Temperatureinwirkung kann das Näherungsverfahren aus (*Fehling u. Leutbecher 2003*) angewendet werden (vgl. Abschn. 4.8.10).

Die Zwangbeanspruchung wurde mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt.

In den Anwendungsbeispielen wurden ausschließlich einachsig gespannte Deckensysteme ohne Querdehnungsbehinderung betrachtet. Somit geben diese Beispiele keine Erkenntnisse über mögliche Auswirkungen, die sich durch Querkzug bzw. durch Querdruck auf die Zwangbeanspruchung in der Haupttragrichtung ergeben (s. hierzu auch Abschn. 8.3).

Zudem ist zu berücksichtigen, dass auch bei einachsig gespannten Decken in der Nähe der die Auflager bildenden Wände Zwängungen in Querrichtung entstehen.

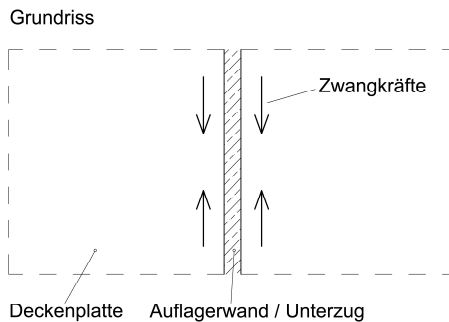


Abb. 6.22: Zwängung einer Stahlbetondecke in der Nähe der das Auflager bildenden Wand / Unterzug

Ähnlich wie bei aufgehenden Wänden auf vorab fertiggestellten Fundamenten entsteht eine Zwangbeanspruchung infolge des behinderten Verformungsbestrebens senkrecht zur Haupttragrichtung der einachsig gespannten Stahlbetondecke. Die Deckenverformungen infolge abfließender Hydratationswärme, einer Temperatureinwirkung und des Betonschwindens werden durch (vorab fertiggestellte) steife Wände sowie durch im Vergleich zu den Decken relativ steife Unterzüge senkrecht zur Haupttragrichtung behindert. Zur Vermeidung breiter Einzelrisse parallel zur Haupttragrichtung ist eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung zur Abdeckung des vollen Zwangs in Querrichtung einer einachsig gespannten Stahlbetondecke einzulegen. Für Wände auf vorab fertiggestellten Fundamenten ist der Verlauf der Zwangkraft über die Wandhöhe in (*DAfStb Heft 466*) angegeben. Eine mögliche Reduzierung der in Querrichtung von einachsig gespannten Stahlbetondecken wirkenden Zwangbeanspruchung mit zunehmendem Abstand zu den Wänden bzw. zu den steifen Unterzügen wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

In keinem der Anwendungsbeispiele war die Lastbeanspruchung für die Bewehrung der Stahlbetondecke maßgebend, so dass die in (*DAfStb Heft 400*) vorgeschlagene gemeinsame Berücksichtigung von Last und Zwang (vgl. Abschn. 2.1) hier nicht

angewendet werden konnte. Mit den in der aktuellen Norm empfohlenen Biegeschlankheiten zur Begrenzung der Verformung kann es bei einachsig gespannten Stahlbetondecken nur in sehr seltenen Fällen vorkommen, dass die Lastbeanspruchung maßgebend wird. Somit wurde an dieser Stelle auf die Ausarbeitung eines Anwendungsbeispiels, das die Randbedingung zur gemeinsamen Berücksichtigung von Last und Zwang gemäß (*DAfStb Heft 400*) erfüllt, verzichtet.

7 Zusammenfassung

7.1 Allgemein

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Frage nach der Größe der Zwangskraft in einachsig gespannten Hochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang infolge von Schwinden des Betons experimentell, theoretisch und numerisch untersucht.

Angesichts der direkten Verknüpfung mit der Steifigkeit (und somit mit dem Stadium der Rissbildung einzelner Tragwerksbereiche) lassen sich Zwangbeanspruchungen nur mit sehr hohem Aufwand wirklichkeitsnah vorhersagen. Dies spiegelt sich in der großen Zahl der an Bauwerken auftretenden Schäden wider, die durch Fehleinschätzungen der entstehenden Zwangbeanspruchungen verursacht werden. Eine realistische Vorhersage der Rissbreite ist nur mit Hilfe einer sorgfältigen Ermittlung der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erwartenden Schnittgrößen im Zusammenhang mit einer möglichst genauen Beschreibung von Rissbildungsmechanismen möglich.

7.2 Normatives Vorgehen

Der nach den derzeit gültigen Normregelungen [(DIN EN 1992-1-1), (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)] zulässige, getrennt geführte Nachweis für Zwang- und Lastbeanspruchungen liefert für die Begrenzung der Rissbreiten von einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unwirtschaftliche Bewehrungsmengen. Da Stahlbetondeckenplatten den Massenverbrauch in Hochbau dominieren, führen Bewehrungsquerschnitte, die für zentrischen Zwang und eine Zugfestigkeit von f_{ctm} ermittelt werden, im Allgemeinen zu einer erheblichen Ressourcenverschwendung und zu einer unnötig hohen Belastung der Umwelt. Zudem kann die Menge der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten bei einachsig gespannten Durchlaufplatten mit feldweise sehr unterschiedlichen Stützweiten auch auf der unsicheren Seite liegen.

7.3 Experimentelle Untersuchung

Zur experimentellen Erforschung des Verhaltens von einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung infolge von Last und zentrischem Zwang wurden 39 Bauteilversuche durchgeführt. Von diesen Versuchen waren 32 Kurzzeitversuche, 7 waren Dauerstandversuche.

Im Rahmen der Kurzzeitversuche wurde der zentrische Zwang durch eine wegkontrollierte Zugkraft simuliert, sodass der gesamte Verbundquerschnitt (Beton und Bewehrung) auf Zug beansprucht wurde. Die in den „Kurzzeitversuchen“ erhaltenen Ergebnisse konnten nicht unmittelbar auf das Verhalten einer Stahlbetonhochbaudecke, die durch Zwang infolge von Schwinden beansprucht wird, übertragen werden, bilden aber aufgrund der umfangreichen Variation der Konstellationen eine gute Grundlage für die Verifizierung der nichtlinearen FEM-Berechnungen.

Im Rahmen der Dauerstandversuche wurden die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte (Kriechen) auf die Rissbreiten und die Vertikalverformung mit über einen längeren Zeitraum „festgesetzten“ Vertikallasten untersucht. Darüber hinaus wurde in weiteren Dauerstandversuchen die Wechselwirkung zwischen Schwind- und Kriechprozessen des Betons mit Hilfe eines hierfür konzipierten Zwangrahmens experimentell untersucht.

Die aus den Bauteilversuchen gewonnenen Ergebnisse bildeten eine gute Grundlage für die Validierung der anschließend durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen. Die Nachrechnungen der Kurzzeitversuche sowie der Dauerstandversuche ergaben eine weitgehende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Bauteilversuche, was die Eignung des gewählten FEM-Rechenmodells zur realitätsnahen Abbildung des Verhaltens von einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang bestätigte.

7.4 Theoretische und numerische Untersuchungen

In der Finite-Elemente-Parameterstudie wurden die Erkenntnisse erweitert. Im Rahmen der numerischen Simulationen wurde ein signifikanter Unterschied zwischen zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden und einer äußeren Zugkraftbeanspruchung festgestellt. Dieser Unterschied beruht darauf, dass im Verbund liegende Bewehrungsstäbe dem Verformungsbestreben infolge von Schwinden des Betons in einem ungezwängten System und / oder im gerissenen Verbundquerschnitt entgegenwirken, da die Bewehrungsstäbe im Gegensatz zu Beton keine Schwindfähigkeit aufweisen. Bei ungerissenen, horizontal gezwängten Stahlbetonbauteilen werden die Schwindverformungen des Betons allein durch die zwängenden Auflager behindert.

Mit der Studie wurde der Einfluss der Bewehrung, der Betonfestigkeitsklasse und des statischen Systems auf den zentrischen Zwang infolge von Schwinden des Betons unter einer kombinierten Beanspruchung in einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten untersucht. Die untergeordnete Bedeutung des Kriechens bei gerissenen Deckenplatten und die untergeordnete Bedeutung der Stabdurchmesser der Bewehrung für die zentrische Zwangbeanspruchung wurden anhand der Parameterstudie bestätigt. Durch die Einführung bezogener Schnittgrößen konnte die Zwangnormalkraftbeanspruchung in einachsig gespannten Einfeldplatten in Abhängigkeit von wenigen Parametern – nämlich vom statischen System und von der Vertikallastbeanspruchung – dargestellt werden. Zudem wurde ein Berechnungsansatz ausgearbeitet, der die Bestimmung des Zuwachses der Zwangnormalkraft aus den Feldern einer durchlaufenden Deckenplatte, in denen nach der ersten Vertikallastbeanspruchung keine oder zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, mit ausreichender Genauigkeit ermöglicht.

Durch die Berechnungen mit unterschiedlichen Behinderungsgraden wurde die Relevanz der Auslegung einer gezwängten Stahlbetondecke für späten Zwang untermauert.

7.5 Näherungsverfahren

Das im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeitete Näherungsverfahren orientiert sich an dem in den Normen [(DIN EN 1992-1-1), (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)] implementierten risskraftbasierten Berechnungsansatz und ermöglicht mit ausreichender Genauigkeit die Bestimmung der Zwangbeanspruchung infolge einer behinderten Schwindverkürzung für einachsig gespannte Stahlbetondeckenplatten mit feldweise beliebigen Stützweiten unter einer kombinierten Beanspruchung.

Zentrischer Zwang infolge einer Temperatureinwirkung tritt vor allem bei Deckenplatten in unbeheizten Räumlichkeiten des üblichen Hochbaus während der Nutzung, wie Parkdecks und Tiefgaragen, auf. Derartige Zwangbeanspruchungen standen aber nicht im Mittelpunkt der vorliegenden Arbeit. Die Ergebnisse der durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass das Verhalten eines Stahlbetonbauteils unter zentrischem Zwang infolge einer gleichmäßigen Temperaturänderung mit dem Verhalten desselben Bauteils unter einer äußeren Zugkraft vergleichbar ist. Im Gegensatz zum im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Näherungsverfahren basiert das Näherungsverfahren aus (Fehling u. Leutbecher 2003) auf einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Zugstabes und kann somit im Falle einer Zwangbeanspruchung infolge einer Temperatureinwirkung angewendet werden.

Die Ziele dieser Arbeit wurden mit der Erstellung eines abgesicherten Berechnungsansatzes, der es Praktikern erlaubt, für ein einachsig gespanntes durchlaufendes Deckensystem in Abhängigkeit der Stützweiten, der Querschnittsabmessungen, der Betonfestigkeitsklasse und der Auflast wirklichkeitsnahe Zwanglängskräfte zu ermitteln, erreicht.

Das Vorgehen zur Ermittlung der Zwangnormalkraft mit Hilfe des im Rahmen dieser Arbeit ausgearbeiteten Näherungsverfahrens wurde anhand von fünf Anwendungsbeispielen demonstriert. Dabei wurde als Zwangursache ausschließlich Schwinden angesetzt und es wurden lediglich einachsig gespannte Deckensysteme ohne Querdehnungsbehinderung betrachtet. Diese Anwendungsbeispiele geben somit keine Erkenntnisse über mögliche Auswirkungen, die sich durch Querkzug bzw. durch Querdruck auf die in der Hauptrichtung wirkende Zwangbeanspruchung ergeben. Zudem ist aber zu berücksichtigen, dass ähnlich wie bei aufgehenden Wänden auf vorab fertiggestellten Fundamenten Zwängungen in Querrichtung in der Nähe der die Auflager bildenden Wände bei einachsig gespannten Decken entstehen. Zur Vermeidung breiter Einzelrisse parallel zur Haupttragrichtung ist daher zusätzlich eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung zur Abdeckung des Zwangs in Querrichtung einer einachsig gespannten Stahlbetondecke einzulegen.

Die im Rahmen der Anwendungsbeispiele anhand des Näherungsverfahrens ermittelten Zwangkräfte weisen eine ausreichend gute Übereinstimmung mit den in nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ermittelten Zwangkräften auf. Mit den dann bekannten Schnittgrößen (N_{ind} und $M_{\text{Ed,perm}}$) lassen sich Stahlbetonhochbaudecken orientiert am tatsächlichen Verlauf der auftretenden Beanspruchungen bemessen, was ermöglicht, in einigen Fällen Deckenbewehrung einzusparen sowie in anderen Fällen die Unsicherheiten des Bemessungsverfahrens gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) zu vermeiden. Bewehrung lässt sich vor allem in der Biegedruckzone und in

Zusammenfassung

Deckenabschnitten mit geringen Biegebeanspruchungen reduzieren. Bei Decken, die auf einer verhältnismäßig großen Länge nach der ersten Vertikallastbeanspruchung ungerissen bleiben (dies ist insbesondere bei stark unterschiedlichen Feldweiten der Fall), ist es auch möglich, dass die risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1) zu erhöhen ist.

8 **Ausblick**

8.1 **Teilvorgefertigte Deckensysteme**

Insbesondere im Wohnungsbau kommen häufig Elementplatten mit nachträglicher Ortbetonergänzung (auch als Halbfertigteildecken bezeichnet) für die Herstellung von Decken zum Einsatz. Elementplatten, (Gitterträgerelementplatten) bilden die untere Deckenkonstruktion und werden im Fertigteilwerk mit einer Dicke von 5 bis 6 cm sowie mit integrierter statisch erforderlicher Bewehrung vorbetoniert. Produktionsbedingt wird Beton mit schneller Festigkeitsentwicklung für die Herstellung der Gitterträgerelementplatten verwendet, sodass ein erheblicher Anteil des Schwindens des Betons in den vorbetonierten Gitterträgerelementplatten bereits vor dem Aufbringen der Ortbetonergänzung abgeschlossen ist. Während für die vorgefertigten Gitterträgerelementplatten im Bauzustand statisch bestimmte Systeme vorliegen (und somit keine Zwangbeanspruchungen entstehen), verändert die Ortbetonergänzung neben dem Querschnitt auch das statische System der Deckenplatte. Es entstehen Mehrfeldträger und ggfs. auch Zwangkräfte. Wird die Deckenplatte nach der Ortbetonergänzung zwischen zwei steifen Aussteifungselementen unverschieblich gehalten, so entsteht in Längsrichtung der Deckenplatte eine Zwangbeanspruchung infolge der behinderten Schwindverformung des Aufbetons.

Als Folge des unterschiedlichen Betonalters und ggf. der unterschiedlichen Betonzusammensetzungen weisen die vorgefertigten Gitterträgerelementplatten und die Ortbetonergänzung ein ungleiches Schwindverhalten im Endzustand auf, wodurch eine zusätzliche Biegebeanspruchung des Plattenquerschnittes entsteht. Zudem ist hinsichtlich der zentrischen Zwangbeanspruchung infolge der behinderten Schwindverformung zu verzeichnen, dass das Verformungsbestreben infolge des Schwindens der Ortbetonergänzung nicht nur durch den Widerstand der im Verbund liegenden Bewehrung (vgl. Abschn. 4.8.1) sondern zusätzlich durch die wenig schwindfähigen Gitterträgerelementplatten behindert wird. Demzufolge wird die zentrische Zwangbeanspruchung einer Halbfertigteildecke infolge von Schwinden des Betons geringer als bei einer gleich starken Ortbetondeckenplatte ausfallen.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Näherungsverfahren zur Bestimmung der zentrischen Zwangkraft unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang führt daher für Halbfertigteildecken zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen.

Um die Auswirkungen der Herstellung einer Decke mit Hilfe von Elementplatten auf die zentrischen Zwangkräfte genauer quantifizieren zu können, sind weitere Untersuchungen wünschenswert.

8.2 **Verformungsverhalten unter kombinierter Beanspruchung**

Bereits in (*Schnell, Kautsch et al. 2005*) wurde bemängelt, dass konventionell ausgelegte Stahlbetonhochbaudecken – ohne Berücksichtigung von Zwangbeanspruchungen – zu Durchbiegungssensibilität neigen.

Die infolge einer behinderten Schwindverformung hervorgerufenen Zwangkräfte führen zu einer verstärkten Rissbildung und somit zu einer erheblichen Reduktion der Biegesteifigkeit der betreffenden Stahlbetondeckenplatte. Wird dieser Effekt der

Zwangbeanspruchung bei der Auslegung der Deckenplatte nicht berücksichtigt, so erhöht dies die Gefahr übermäßiger Durchbiegungen, welche das Erscheinungsbild beeinträchtigen und Schäden an angrenzenden Bauteilen bewirken können.

Die im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ergaben in einigen Fällen sehr große Durchbiegungen der einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang.

Konkrete Empfehlungen zur Erfassung der Auswirkung der Zwangkräfte im Rahmen des Nachweises zur Begrenzung der Vertikalverformung von Hochbaudecken erfordern jedoch weitergehende Untersuchungen.

8.3 Zwangbeanspruchung bei zweiachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken

Der im Rahmen der Arbeit erstellte Berechnungsansatz ermöglicht die Bestimmung der Zwanglängskraft für einachsig gespannte Deckensysteme und kann nur bedingt auf zweiachsig gespannte Deckensysteme übertragen werden, da vor allem der Einfluss der Querdehnung bei der zweiachialen Tragwirkung mit dem hier vorgestellten Ansatz nicht berücksichtigt wird. Hierbei ist auch zu beachten, dass in zweiachsig gespannten Decken die Hauptmomentenrichtungen in weiten Bereichen von dem globalen x-y-Koordinatensystem abweichen. Im Gegensatz zu einachsig gespannten Systemen sind daher auch für die Ermittlung von Zwangkräften alle Richtungen zu betrachten.

Das im Rahmen der vorliegenden Arbeit validierte Finite-Elemente-Modell kann aufgrund der mit ihm verbundenen langen Rechenzeiten und großen Speicherkapazitäten nur bedingt für numerische Untersuchungen des Verhaltens von zweiachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang eingesetzt werden.

Dementsprechend sind weitere sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen der Auswirkungen eines zweiachsigen Lastabtrages von Hochbaudecken auf die zentrischen Zwangkräfte wünschenswert.

Literatur

- BAW 2011** BAW-Merkblatt: Bundesanstalt für Wasserbau: *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)*, Karlsruhe, 2011.
- Bazant u. Oh 1983** Bazant, Z. P.; Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete., in: *Materials and Structures* 16, 1983, 93, S. 155–177.
- Bazant 1988** Bazant, Z. P.: *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, Chichester, Jahn Wiley & Sons, 1988.
- Bödefeld 2010** Bödefeld, J.: *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydratationswärme*. Dissertation, Leipzig, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustoffe. Prof. Dr.-Ing. Nguyen Viet Tue, 2010.
- Bödefeld, Ehmann et al. 2012** Bödefeld, J.; Ehmann, R.; Schlicke, D.; Tue, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten in Stahlbetonbauteilen infolge des Hydratationsprozesses, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 107, 2012, Heft 1 / 2, S. 32–37 / 79-85.
- DAfStb Heft 296** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur*, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1978.
- DAfStb Heft 400** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Erläuterungen zu DIN 1045, Beton- und Stahlbeton, Ausgabe 07.88; Hinweise für die Verwendung von Zement zu Beton; Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite; Erläuterungen zur Richtlinie für Beton mit Fließmitteln und für Fließbeton; Erläuterungen zur Richtlinie Alkali-Reaktion im Beton*, Beuth, Berlin, Köln, 1994.
- DAfStb Heft 444** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*, Beuth, Berlin, 1994.
- DAfStb Heft 466** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Grundlagen und Bemessungshilfen für*

- die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton*, Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- DAfStb Heft 498** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung*, Beuth Verlag, Berlin, 2000.
- DAfStb Heft 525** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Erläuterungen zu DIN 1045-1*, Beuth, Berlin [u.a.], 2010.
- DAfStb Heft 600** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*, Beuth, Berlin [u.a.], 2012.
- DAfStb Heft 609** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb): *Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper*, Beuth, Berlin [u.a.], 2013.
- DBV-Merkblatt 2013.06** Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: *DBV-Merkblatt: Betonschalungen und Ausschallfristen*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin, 2013.
- DBV-Merkblatt 2016.05** Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: *DBV-Merkblatt: Begrenzung der Rissbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau*, Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin, 2016.
- DIN EN 1992-1-1** Deutsches Institut für Normung e. V., DIN EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 01.2011.
- DIN EN 1992-1-1/NA** Deutsches Institut für Normung e. V., 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*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 04.2013.
- DIN 1045-1:2001-08** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 08.2001.

- DIN EN 12390-3** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 07.2009.
- DIN 488-1** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 488-1: *Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 08.2009.
- DIN EN 12390-6** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-6: *Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 09.2010.
- DIN EN 1991-1-1/NA** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1991-1-1/NA: *Nationaler Anhang – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2010.
- DIN EN 12390-13** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 12390-13: *Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 06.2014.
- DIANA 2016** DIANA FEA BV: *DIANA Finite Element Analysis - User's Manual*, DIANA FEA BV, Delft, Netherlands, 2016.
- DIN EN 1992-1-1/NA/A1** DIN Deutsches Institut für Normung e.V., DIN EN 1992-1-1/NA/A1: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 11: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Änderung A1*, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 12.2015.
- Djouahra 2008** Djouahra, G.: *Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang*. Dissertation, Dortmund, Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Betonbau. Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer, 2008.
- Fastabend, Schäfers et al. 2012** Fastabend, M.; Schäfers, T.; Albert, M.; Schücker, B.; Doering, N.: *Fugenlose und fugenreduzierte Bauweise - Optimierung im*

- Hochbau, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 107, 2012, Heft 4, S. 225–235.
- Fehling u. Leutbecher 2003** Fehling, E.; Leutbecher, T.: Beschränkung der Rißbreite bei kombinierter Beanspruchung aus Last und Zwang, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 98, 2003, Heft 7, S. 377–388.
- Model Code 2010** fib CEB-FIP: *Fib model code for concrete structures 2010*, Ernst & Sohn, a Wiley brand, Lausanne, Switzerland, 2013.
- Fingerloos u. Hegger 2016** Fingerloos, F.; Hegger, J.: Erläuterungen zur Änderung des deutschen Nationalen Anhangs zu Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12), in: *Beton- und Stahlbetonbau* 111, 2016, Heft 1, S. 2–8.
- Gross, Hauger et al. 2009** Gross, D.; Hauger, W.; Wriggers, P.: *Technische Mechanik 4*, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2009.
- Hordijk 1991** Hordijk, D. A.: *Local approach to fatigue of concrete*. PhD thesis, Delft, Netherlands, University of Technology, 1991.
- Klein 2015** Klein, B.: *FEM*, Wiesbaden, Springer Vieweg, 2015.
- Mechtcherine u. Götze 2015** Mechtcherine, V.; Götze, M.: *Schwinden und Schrumpfen - Lastunabhängige Betonverformungen*. 11.Symposium Betonverformungen beherrschen – Grundlage für schadensfreie Bauwerke, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 03.2015.
- Müller, Haist et al. 2015** Müller, H. S.; Haist, M.; Kvitsel, V.; Breiner, R.: *Kriechen und Schwinden von Beton - Mechanismen, Einflussgrößen und stoffgesetzliche Modelle*. 11.Symposium Betonverformungen beherrschen – Grundlage für schadensfreie Bauwerke, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 03.2015.
- Noakowski u. Schäfer 2003** Noakowski, P.; Schäfer, H. G.: *Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau. Stahlbetontragwerke einfach richtig berechnen.*, Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- Pfeiffer 2004** Pfeiffer, U.: *Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen*

- bedingten Achsendrehung*. Dissertation, Hamburg, Technischen Universität Hamburg-Harburg. Univ.-Prof. i. R. Dr.-Ing. Ulrich Quast; Univ.-Prof. Dr.-Ing. Uwe Starossek, 2004.
- Reinhardt u. Cornelissen 1985** Reinhardt, H. W.; Cornelissen, H. A. W.: Zeitstandzugversuche an Beton., in: *Baustoffe'* 85, 1985, S. 162–167.
- Rots 1988** Rots, J. G.: *Computational Modeling of Concrete Fracture*. PhD thesis, Delft, Netherlands, University of Technology, 1988.
- Rust 2016** Rust, W.: *Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnungen*, Wiesbaden, Springer Vieweg, 2016.
- Schlicke 2014** Schlicke, D.: *Mindestbewehrung zwangbeanspruchter Betonbauteile unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie*. Dissertation, Graz, Technische Universität Graz, Institut für Betonbau. Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, 2014.
- Schlicke u. Tue 2016** Schlicke, D.; Tue, N. V.: Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauteilverhaltens, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 111, 2016, Heft 3, S. 120–131.
- Schnell, Kautsch et al. 2005** Schnell, J.; Kautsch, R.; Noakowski, P.; Breddermann, M.: Verhalten von Hochbaudecken bei Zugkräften aus Zwang, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 100, 2005, Heft 5, S. 406–415.
- Trost 1967** Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 62, 1967, Heft 10 / 11, S. 230-238, 261-269.
- Zilch u. Zehetmaier 2010** Zilch, K.; Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Springer, Berlin, Heidelberg, New York, NY, 2010.

Anhang A

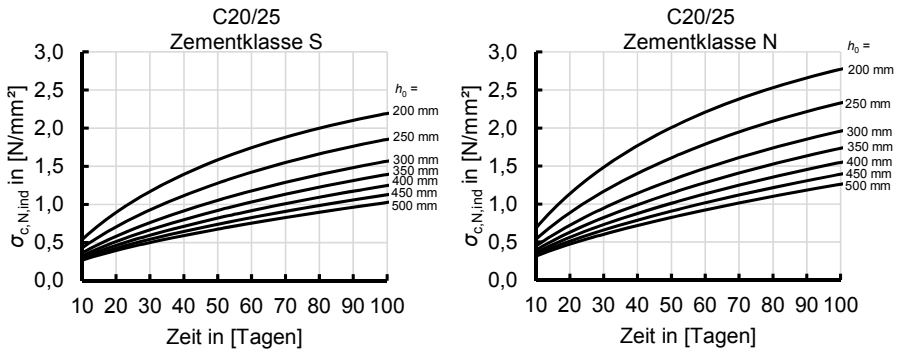


Abb. A.1: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C20/25 ($RH = 50\%$)

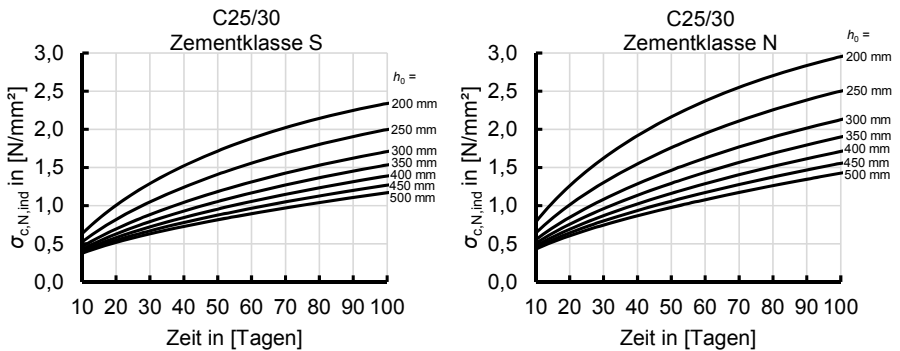


Abb. A.2: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C25/30 ($RH = 50\%$)

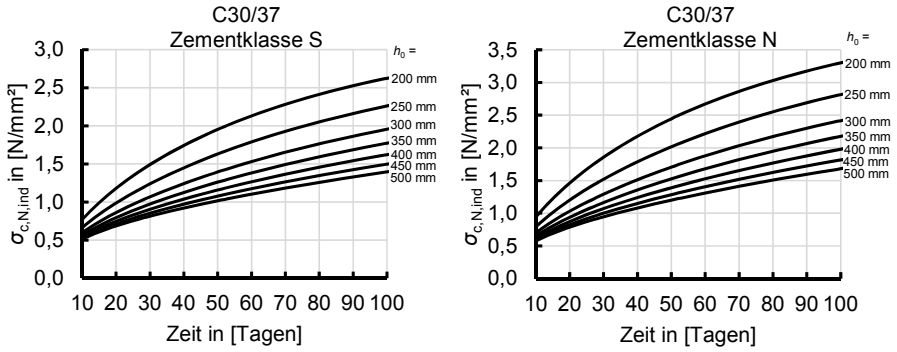


Abb. A.3: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C30/37 ($RH = 50\%$)

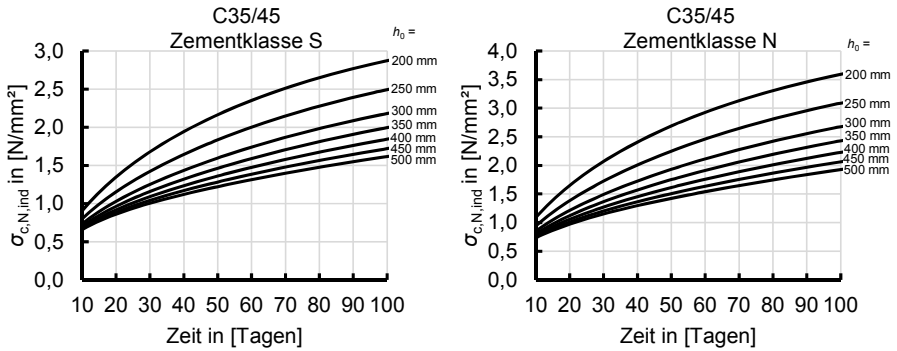


Abb. A.4: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C35/45 ($RH = 50\%$)

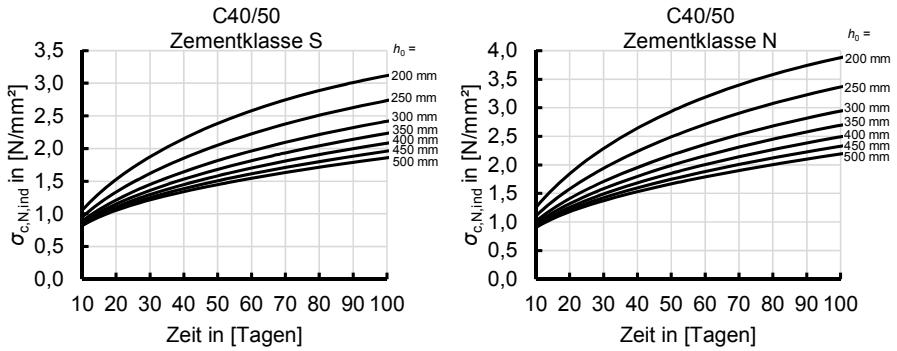


Abb. A.5: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C40/50 ($RH = 50\%$)

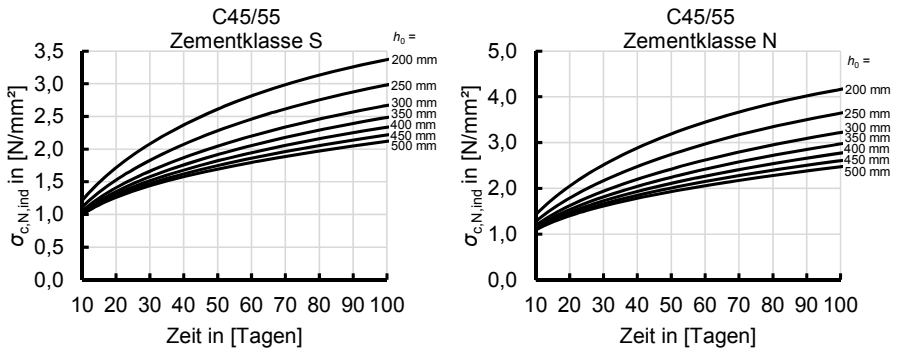


Abb. A.6: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C45/55 ($RH = 50\%$)

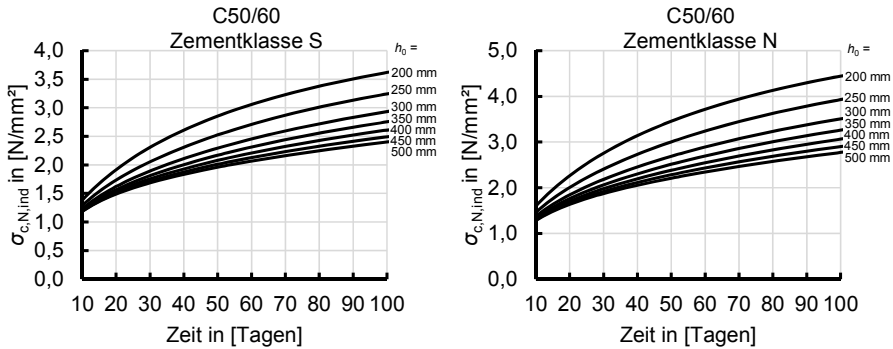


Abb. A.7: Zwangspannungsaufbau infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 für gezwängte Betonbauteile mit der Festigkeitsklasse C50/60 ($RH = 50\%$)

Tab. A.1: Maximale Zwangspannung für Betonbauteile aus Zement der Klasse S infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ ($RH = 50\%$)

h_0	$\sigma_{c,N,ind}(\infty)$ in $[N/mm^2]$						
	Zementklasse S						
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
200 mm	3,03	3,18	3,54	3,84	4,12	4,38	4,63
250 mm	3,08	3,23	3,57	3,85	4,12	4,38	4,63
300 mm	3,08	3,23	3,57	3,85	4,12	4,38	4,63
350 mm	3,17	3,30	3,63	3,89	4,14	4,38	4,63
400 mm	3,25	3,37	3,69	3,95	4,19	4,42	4,64
450 mm	3,30	3,42	3,74	3,99	4,22	4,44	4,66
500 mm	3,33	3,45	3,77	4,01	4,24	4,45	4,67

Tab. A.2: Maximale Zwangspannung für Betonbauteile aus Zement der Klasse N infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ ($RH = 50\%$)

h_0	$\sigma_{c,N,ind}(\infty)$ in $[N/mm^2]$						
	Zementklasse N						
	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
200 mm	3,86	4,06	4,52	4,91	5,26	5,58	5,89
250 mm	3,89	4,09	4,54	4,91	5,26	5,58	5,89
300 mm	3,89	4,09	4,54	4,91	5,26	5,58	5,89
350 mm	3,99	4,17	4,60	4,95	5,27	5,58	5,89
400 mm	4,07	4,25	4,68	5,01	5,32	5,62	5,90
450 mm	4,13	4,31	4,73	5,06	5,36	5,65	5,92
500 mm	4,17	4,34	4,76	5,08	5,37	5,65	5,92

Anhang B

Im Anhang B sind sämtliche Pläne und Übersichten der durchgeführten Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ (vgl. Abschn. 3.1) zusammengefasst.

Es werden folgende Pläne dokumentiert:

- Übersicht der Versuchslasten
- Schal- und Bewehrungspläne
- Pläne der Messtechnik

Übersicht der Versuchslasten im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

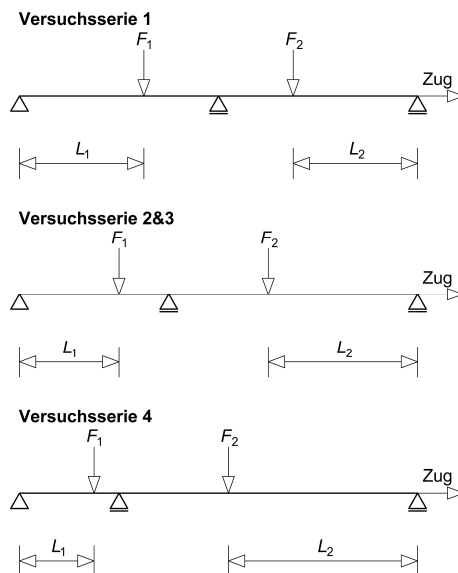
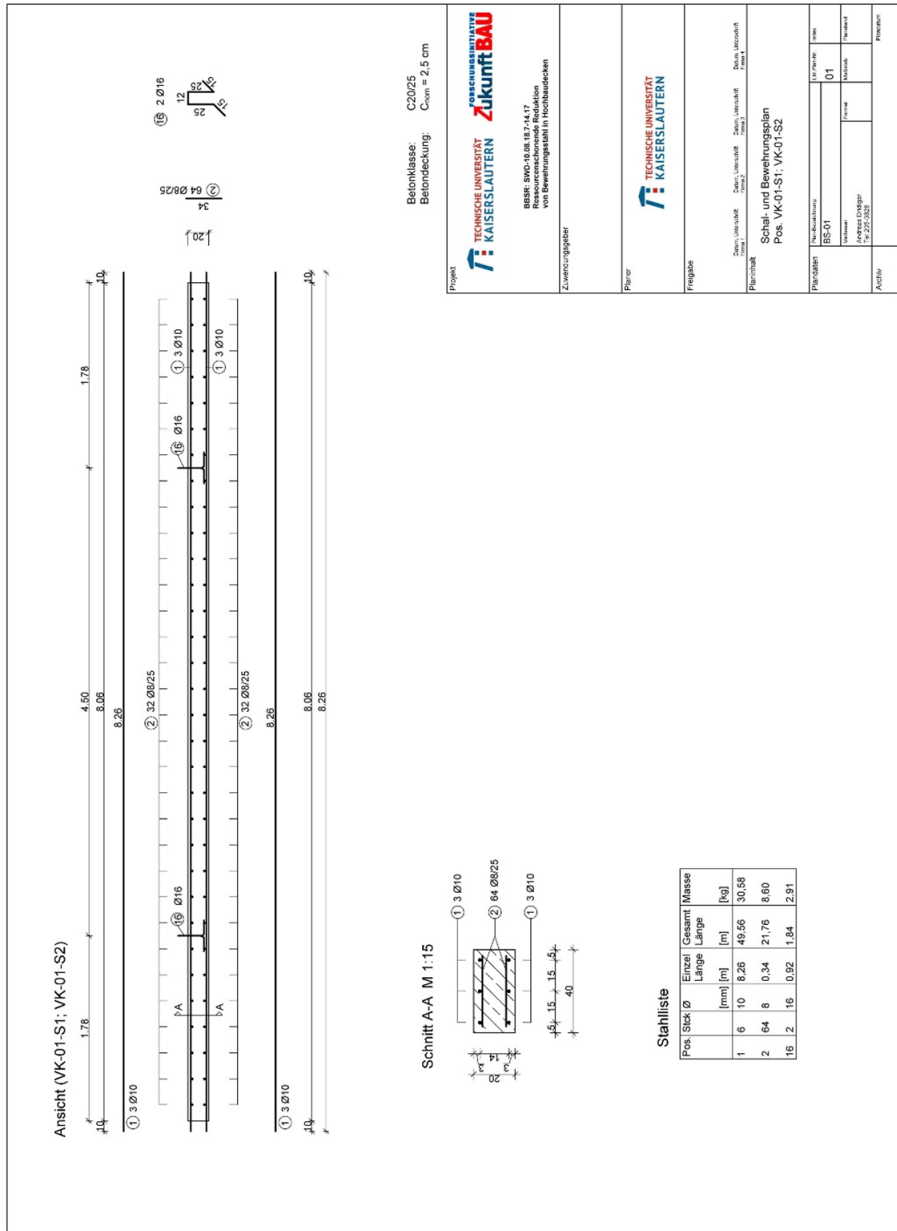


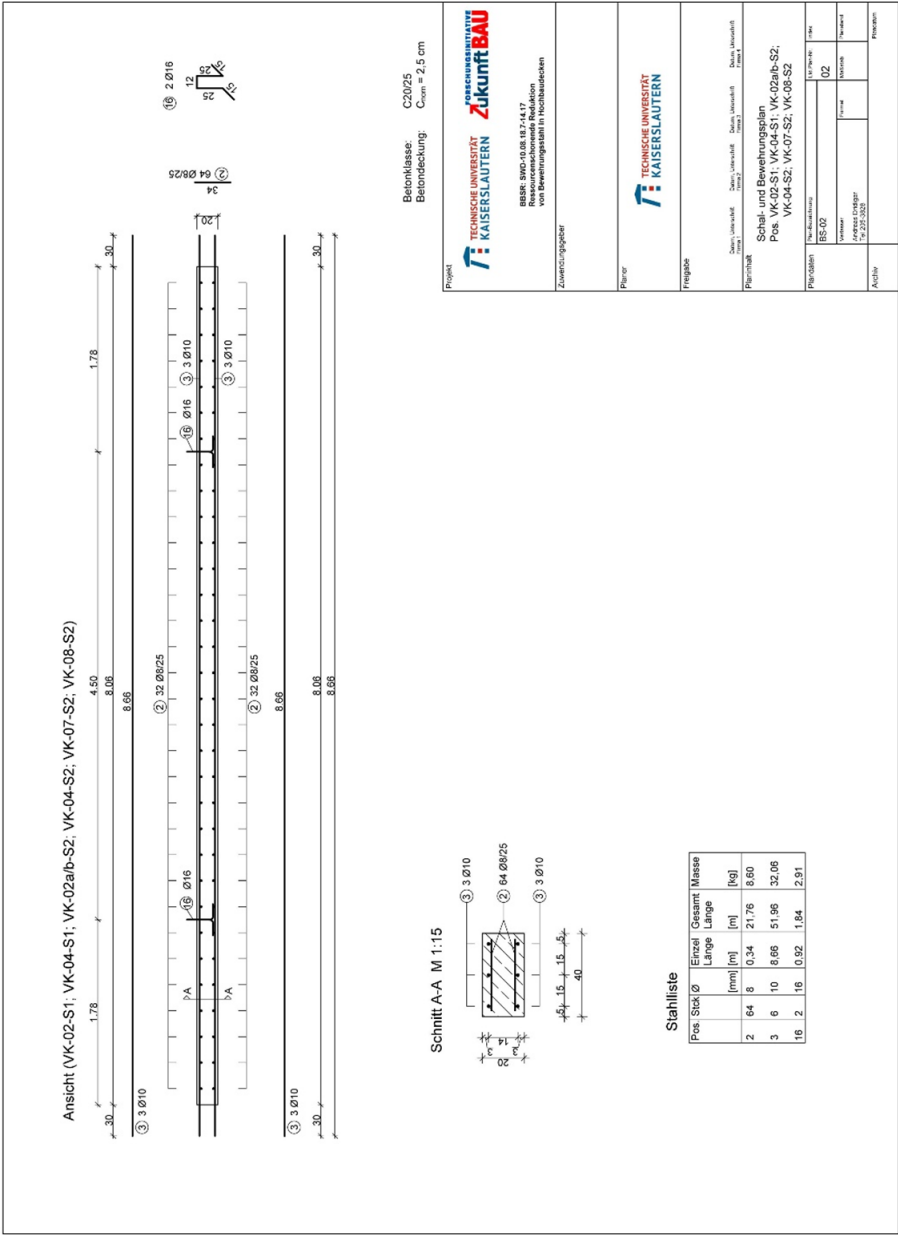
Abb. B.1: Statische Systeme der Versuchsplattenstreifen im Rahmen der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"

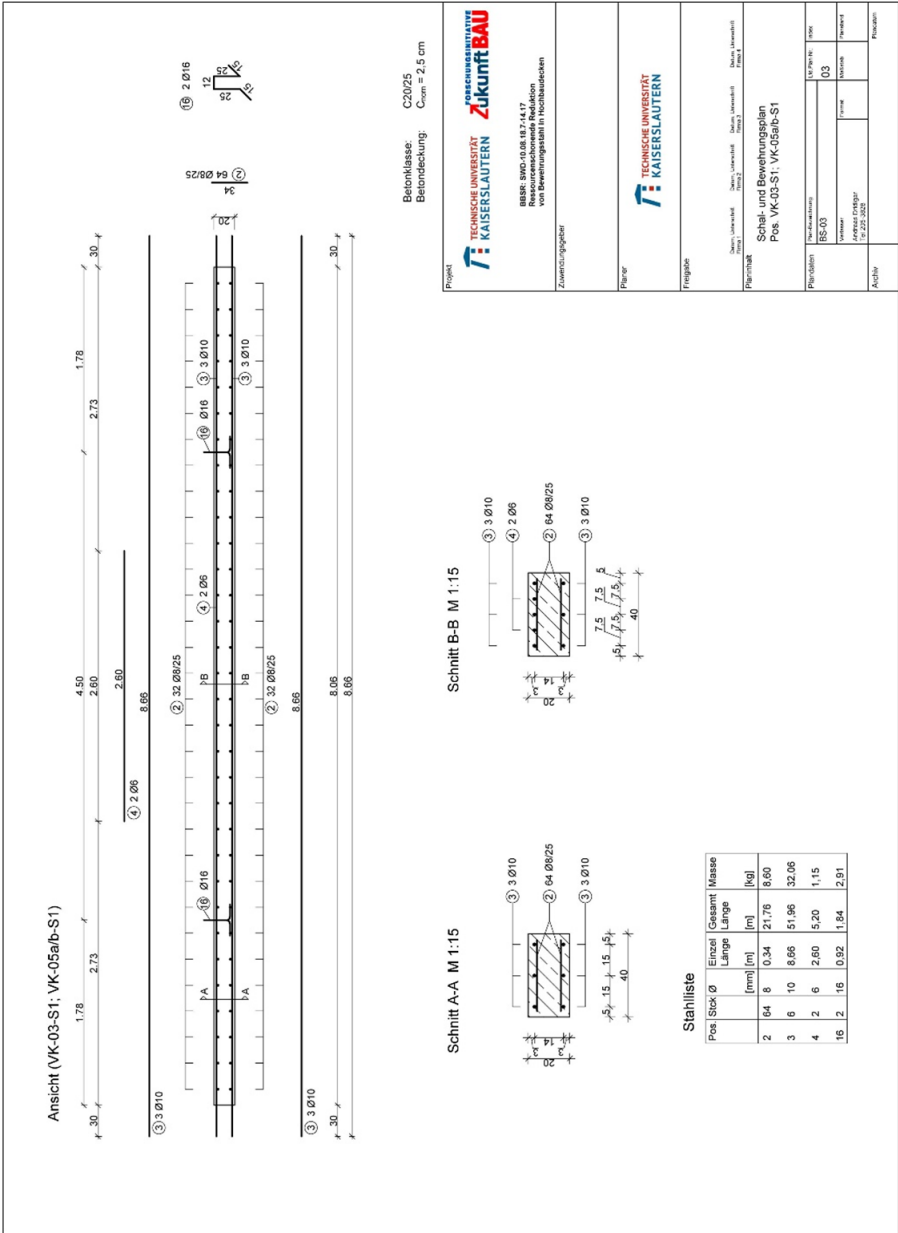
Tab. B.1 Zusammenstellung der im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ aufgetragenen Belastung

Versuch	Lage der vertikalen Prüflasten		vertikale Prüflast												Zugbeanspruchung			
			$p_{d,perm}$						$p_{d,char}$						p_{Ed}		nach $p_{d,perm}$	
			q_k const.		q_k , feldweise				q_k const.		q_k const.				vor $p_{d,perm}$			
					Feld 1	Feld 2	Feld 1	Feld 2			Feld 1	Feld 2	Feld 1	Feld 2			ε_0 [%o]	ε [%o]
L_1 [m]	L_2 [m]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	ε_0 [%o]	ε [%o]			
VK-01-S1	2,36	2,36	3,10	3,10	2,91	1,75	1,75	2,91	2,91	5,39	5,39	8,90	8,90	-	-			
VK-02-S1	2,36	2,36	3,10	3,10	2,91	1,75	1,75	2,91	2,91	5,39	5,39	8,90	8,90	-	0,485			
VK-03-S1	2,47	2,47	8,60	8,60	8,09	5,56	5,56	8,09	8,09	13,26	13,26	19,89	19,89	-	0,485			
VK-04-S1	2,36	2,36	3,10	3,10	2,91	1,75	1,75	2,91	2,91	5,39	5,39	8,90	8,90	0,025	0,460			
VK-05-S1	2,47	2,47	8,60	8,60	8,09	5,56	5,56	8,09	8,09	13,26	13,26	19,89	19,89	0,025	0,460			
VK-01-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	-			
VK-02-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	0,485			
VK-03-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,70	9,46	9,46	12,86	12,86	19,17	23,24	-	0,485			
VK-04-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	0,025	0,460			
VK-05-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,70	9,46	9,46	12,86	12,86	19,17	23,24	0,025	0,460			
VK-06-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,70	9,46	9,46	12,86	12,86	19,17	23,24	-	0,485			
VK-07-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	0,485			
VK-08-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	0,485	-			
VK-09-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	0,485			
VK-10-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	0,485			
VK-11-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,70	9,46	9,46	12,86	12,86	19,17	23,24	-	0,485			
VK-01-S3	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	-			
VK-02-S3	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	0,437			
VK-03-S3	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,70	9,46	9,46	12,86	12,86	19,17	23,24	-	0,437			
VK-04-S3	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	3,10	5,10	5,10	10,50	10,50	-	0,485			
VK-05-S3	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,70	9,46	9,46	12,86	12,86	19,17	23,24	-	0,485			
VK-01-S4	1,35	3,65	1,00	4,30	1,00	2,75	1,60	4,40	4,40	2,50	7,80	7,16	13,18	-	-			
VK-02-S4	1,35	3,65	1,00	4,30	1,00	2,75	1,60	4,40	4,40	2,50	7,80	7,16	13,18	-	0,485			
VK-03-S4	1,35	3,75	3,00	11,70	3,20	8,70	3,00	11,85	11,85	7,00	18,66	20,00	28,91	-	0,485			

Schal- und Bewehrungspläne der Bauteile im Rahmen der Kurzzeitversuche







Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{\text{con}} = 2.5 \text{ cm}$

Projekt
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
 INSTITUT FÜR TRAGWERKE
 BBSR: BVD-0.08.18.17.14.17
 Ressourcenorientierte Produktion
 und Bauplanung mit Hochleistungsrechner

Zuweisungsglieder

Planer
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigelegt

Planmischel: Datum: / / Seite: / Zeichnung: / Blatt: / von: / Blattanzahl: /

Schak- und Bewehrungsplan
 Pos. VK-03-S1; VK-05a/b-S1

Planmaß: Name: / Nr.: /

Planstich: Name: / Nr.: /

Planstich: Name: / Nr.: /

Planstich: Name: / Nr.: /

Planstich: Name: / Nr.: /

Stahlliste

Pos	Stab Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Gesamt Masse [kg]
2	16	0.34	21.78	8.60
3	6	10	8.66	51.96
4	2	6	2.60	5.20
16	2	16	0.92	1.84

Ansicht (VK-03-S2; VK-05-S2)

Schnitt A-A M 1:15

Schnitt B-B M 1:15

Schnitt C-C M 1:15

Betonklasse: C20/25
Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 2.5 \text{ cm}$

Stahlliste

Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
2	64	8	0.34	21.76	8.60
3	6	10	8.66	51.96	32.06
5	2	8	1.60	3.20	1.26
6	2	8	2.20	4.40	1.74
16	2	16	0.92	1.84	2.91

PROJEKT
TECHNISCHE UNIVERSITÄT ZUKUNFTBAU
 BBSR: BVO-18.08.187-14.17
 Rechenzentrum für die Produktion
 von Bauplänen mittels CAD-Systemen

Zusammengefasst

PROJEKT
TECHNISCHE UNIVERSITÄT ZUKUNFTBAU

Feldgröße

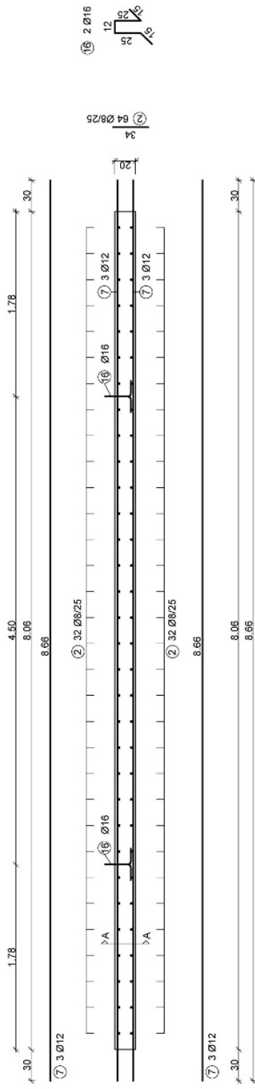
Planmischel
 Zeichn.: [Name], Datum: [Datum], Status: [Status], Blatteigenschaft: [Eigenschaft], Blatt: [Blatt], Blattnummer: [Blattnummer]

Planmischel
 Titel: [Titel], Projekt: [Projekt], Datum: [Datum], Status: [Status], Blatteigenschaft: [Eigenschaft], Blatt: [Blatt], Blattnummer: [Blattnummer]

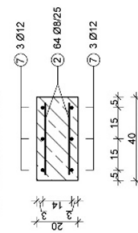
PROJEKT
 Name des Projekts: [Name], Name des Auftraggebers: [Name], Projekt-Nr.: [Nr.]

PROJEKT
 Name des Projekts: [Name], Name des Auftraggebers: [Name], Projekt-Nr.: [Nr.]

Ansicht (VK-06-S2)



Schnitt A-A M 1:15



Stahlliste

Serie 2	Pos.	Stück/Ø	Einzel Länge [mm]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
VK-06-S2	2	64	8 034	21.76	8,60
	7	6	12 866	51.96	46,14
	16	2	16 032	1,84	2,91

Betonklasse: C20/25
Betondeckung: C_{con} = 2,5 cm

Projekt



BBR: BVD-B 08.187-14.17
Rechenverfahren für die Bemessung und Ausführung von Bewehrungsplanstäben in Hochbeton

Zuserrückmeldung

Planer



Prüfung

Technische Universität Kaiserslautern

1.2018/19

2018/19

Schak und Bewehrungsplan

Pos. VK-06-S2

1.2018/19

1.2018/19

1.2018/19

1.2018/19

1.2018/19

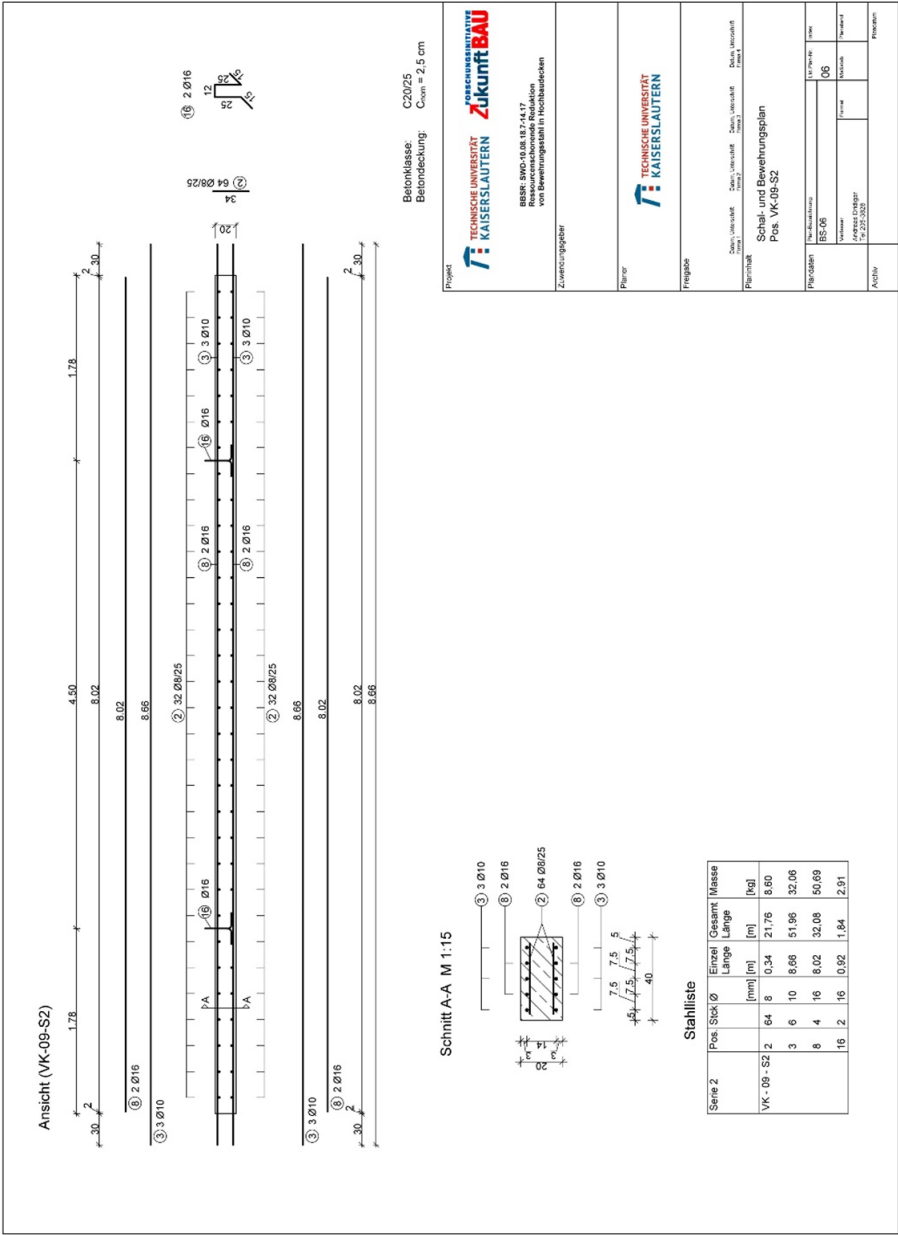
1.2018/19

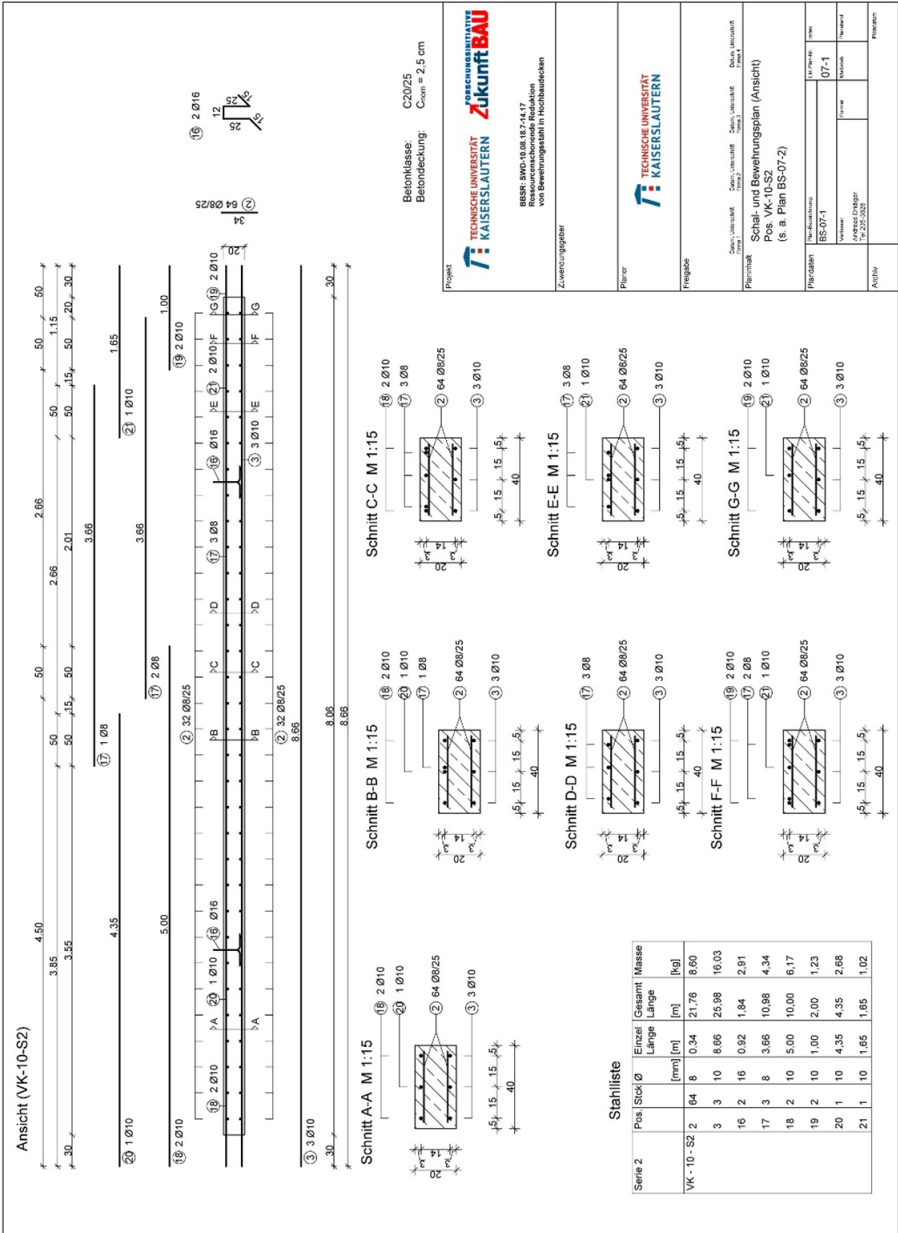
1.2018/19

1.2018/19

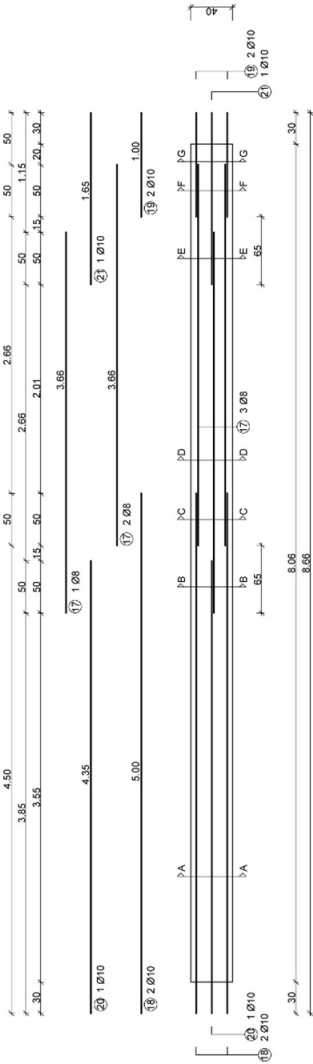
1.2018/19

1.2018/19





Draufsicht (VK-10-S2) (obere Längsbewehrung)



Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$

Stahlliste

Serie 2	Pos	Stück	Ø	Einzel		Gesamt		Masse
				Länge	[m]	Länge	[kg]	
VK-10-S2	64	8	0,34	21,76	6,90			
	3	10	8,66	25,98	16,03			
	16	2	0,92	1,84	2,91			
	17	3	3,66	10,98	4,34			
	18	2	10	5,00	10,00	6,17		
	19	2	10	1,00	2,00	1,23		
	20	1	10	4,35	4,35	2,68		
	21	1	10	1,65	1,65	1,02		

Projekt: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN** **ZUKUNFTBAU**
 BBR: BVD-10.08.1817-14.17
 Rechenanweisung für die Bewehrungsberechnung in Hochbetondecken

Zuordnungsglieder

Planvor: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

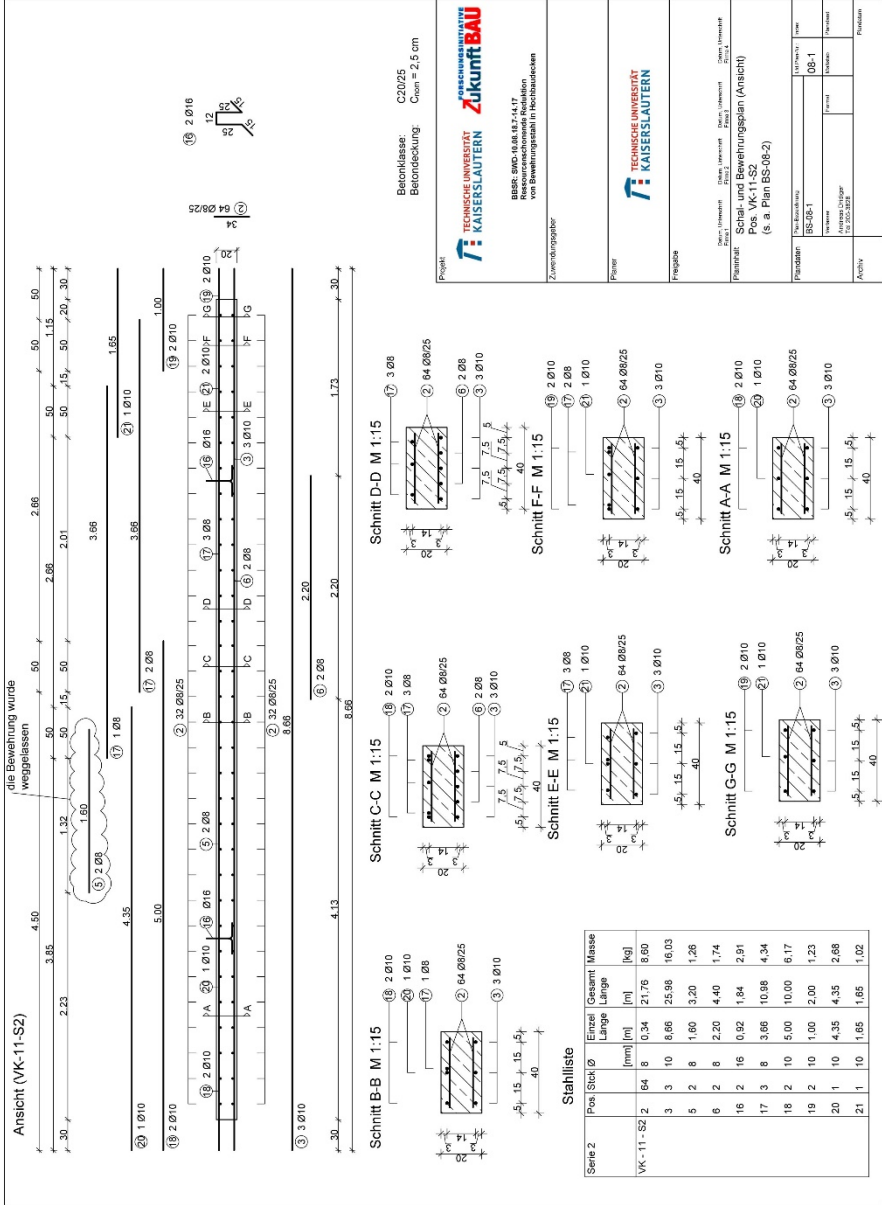
Freigabe

Planmäßig: Datum: 18.08.2025 Datum: 18.08.2025 Datum: 18.08.2025 Datum: 18.08.2025
Stand: 1. Entwurf Stand: 1. Entwurf Stand: 1. Entwurf Stand: 1. Entwurf

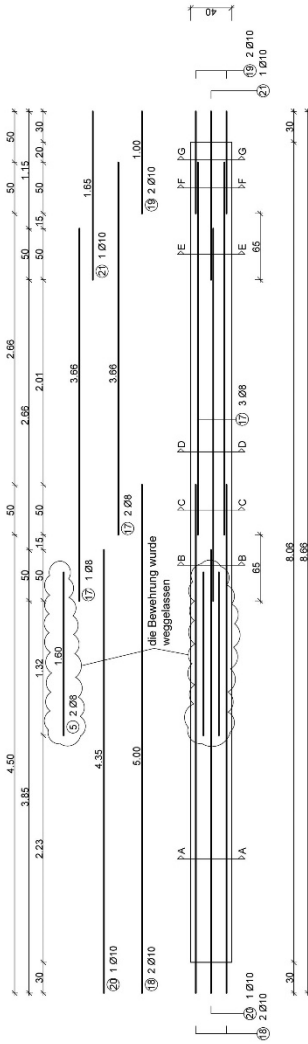
Schalt- und Bewehrungsplan (obere Längsbew.)
 Pos. VK-10-S2
 (s. a. Plan BS-01-1)

Plannummer: BS-07-2
 In der Größe: 1:1
 Gezeichnet: **Joseph Engler**
 17.02.2025

Aktion: Freigegeben



Draufsicht (VK-11-S2) (obere Langsbewehrung)



Betonklasse: C30/35
 Betondeckung: $c_{min} = 2.5 \text{ cm}$

Projekt: TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
 FACHBEREICH BAU

BBAR: BGR-18, BGR-2, 4, 17
 von Bewehrungsstab in Hochbauwerken

Zweckvorgabe:

Planart:

Prognose:

Deckungsart: Decke, Unterdecke, Decke, Unterdecke

Planart: Schicht- und Bewehrungsplan (obere Langsbew.)
 Pos: VK-11-S2
 (s. a. Plan BS-08-1)

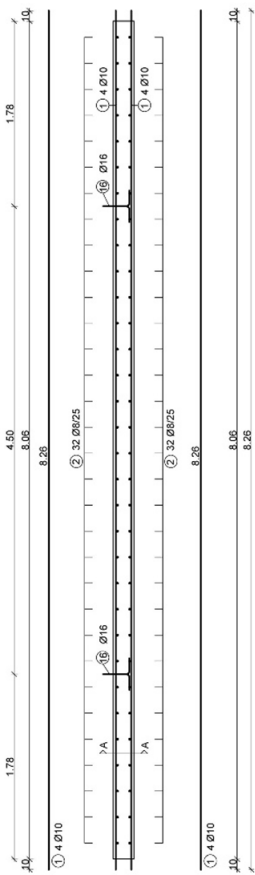
Planart: BS-08-2
 Pos: 08-2

Activity: Planart

Stahlliste

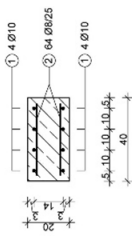
Serie	Pos	Stab	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masses
				[mm]	[m]	[kg]
VK-11-S2	2	64	8	0.34	21.76	8.00
	3	10	8.66	25.98	16.03	
	5	2	8	1.60	3.20	1.26
	6	2	8	2.20	4.40	1.74
	16	2	16	0.92	1.84	2.91
	17	3	8	3.66	10.98	4.34
	18	2	10	5.00	10.00	6.17
	19	2	10	1.00	2.00	1.23
	20	1	10	4.35	4.35	2.68
	21	1	10	1.65	1.65	1.02

Ansicht (VK-01-S3)



Betonklasse: C40/50
Betondeckung: C_{com} = 2,5 cm

Schnitt A-A M 1:15



Stahlliste

Serie	Pos	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
				[mm]	[m]	[kg]
VK-01 - S3	1	8	10	8,26	66,08	40,77
	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT ZUKUNFTBAU
 BBR: SVD-18.187-14.17
 Restaurierungsarbeiten
 an den Fertigungshallen
 des Sportanlagenbaus in Heidenheim

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Zwischenzugabe

Planor

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigabe

Datum: []/ []/ []
 Zeichner: []
 Prüfer: []
 Schak- und Bewehrungsplan
 Pos. VK-01-S3

Projektname: []
 Auftraggeber: []
 Projekt-Nr.: []
 Blatt-Nr.: []
 Blatt-Gesamt: []

Aktivator: []
 Freigegeben: []

Ansicht (VK-02-S3; VK-03a/b-S3; VK-04-S3 VK-05-S3)

Betonklasse: C40/50
Betondeckung: C_{con} = 2,5 cm

Schnitt A-A M 1:15

Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
2	64	8	0,34	21,76	8,60
3	8	10	8,66	69,28	42,75
16	2	16	0,92	1,84	2,91

Stahlliste

Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
2	64	8	0,34	21,76	8,60
3	8	10	8,66	69,28	42,75
16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN **ZUKUNFTBAU**

BBR: BVD-18.181-14.17
 Rechenbereich für die Konstruktion
 von Bewehrungsplänen in Hochbauten

Zweckungsgebiet:

Planer:

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigebe:

Planer:

Deck: Jochen-Bell, Datum: Jochen-Bell, Status: Jochen-Bell, Blatt: Jochen-Bell, Seite: 1

Planinhalt:

Schalk und Bewehrungsplan
 Pos. VK-02-S3; VK-03a/b-S3; VK-04-S3; VK-05-S3

Planmaß:

1:10

Planmaß:

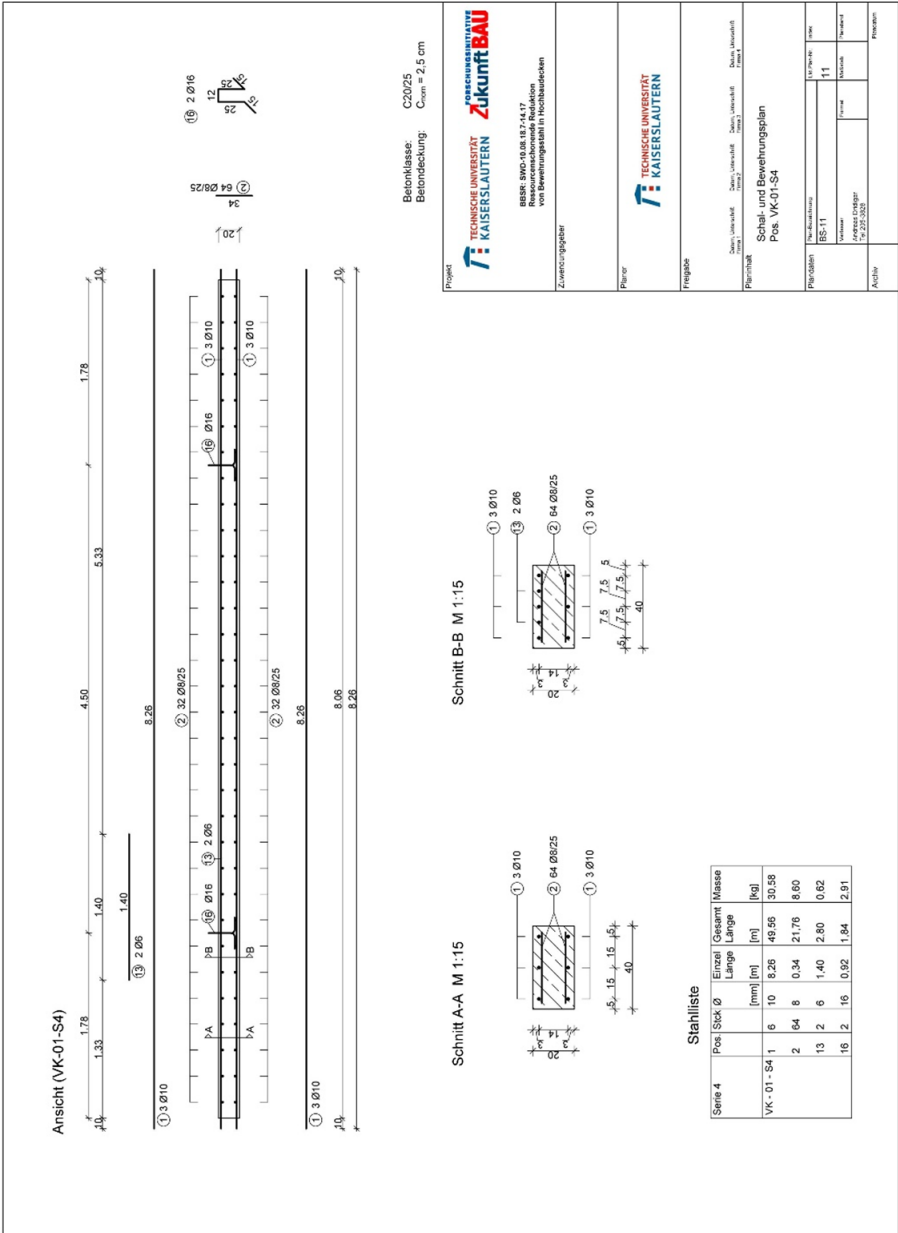
1:10

Planmaß:

1:10

Planmaß:

1:10



Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$

Projekt: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN** **ZukunftBAU**
 BBR: SVO-B.08.181-14.17
 Rechenanweisung für die Bemesslung und Ausführung von Bewehrungsplänen für Treppentischen

Zwischenzugabe

Planor

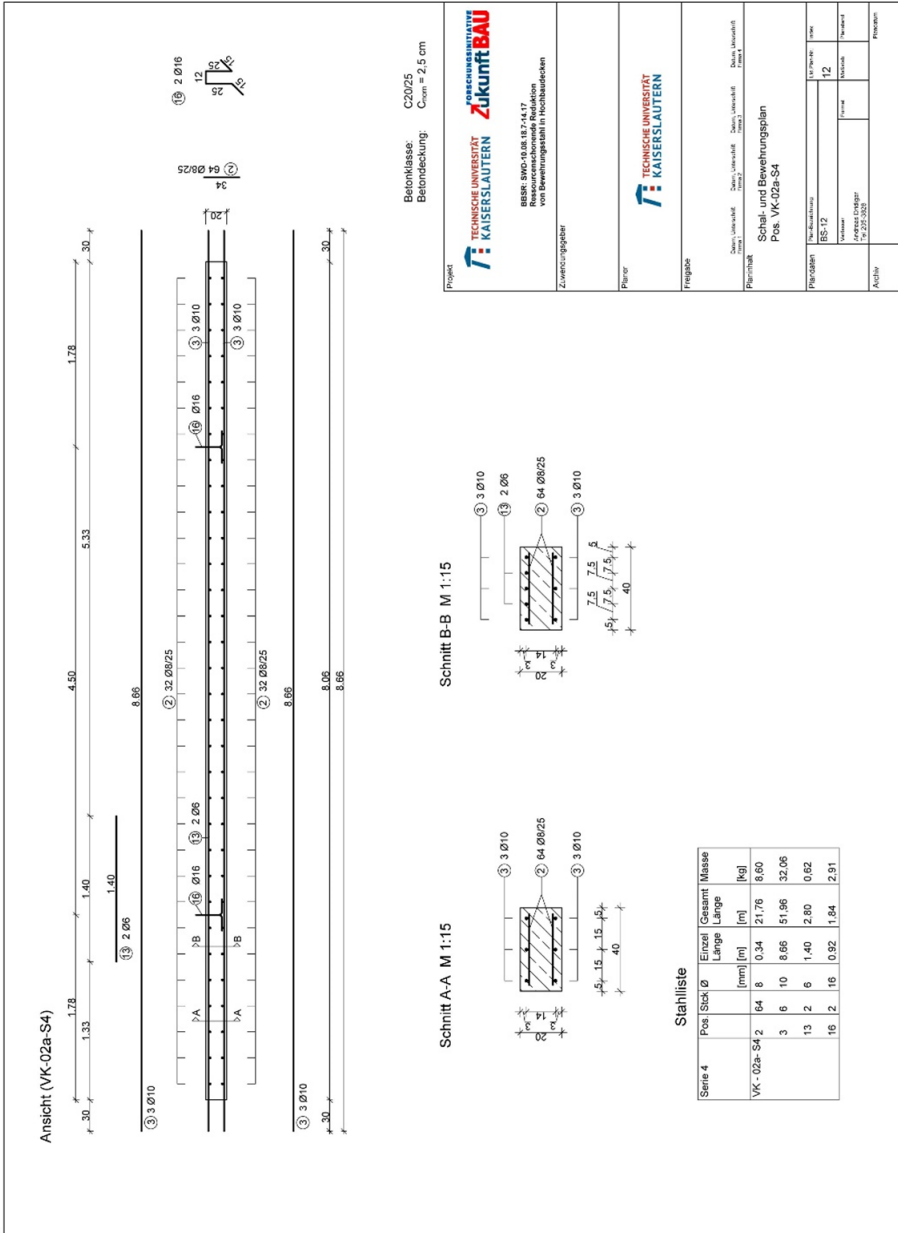
Freigabe

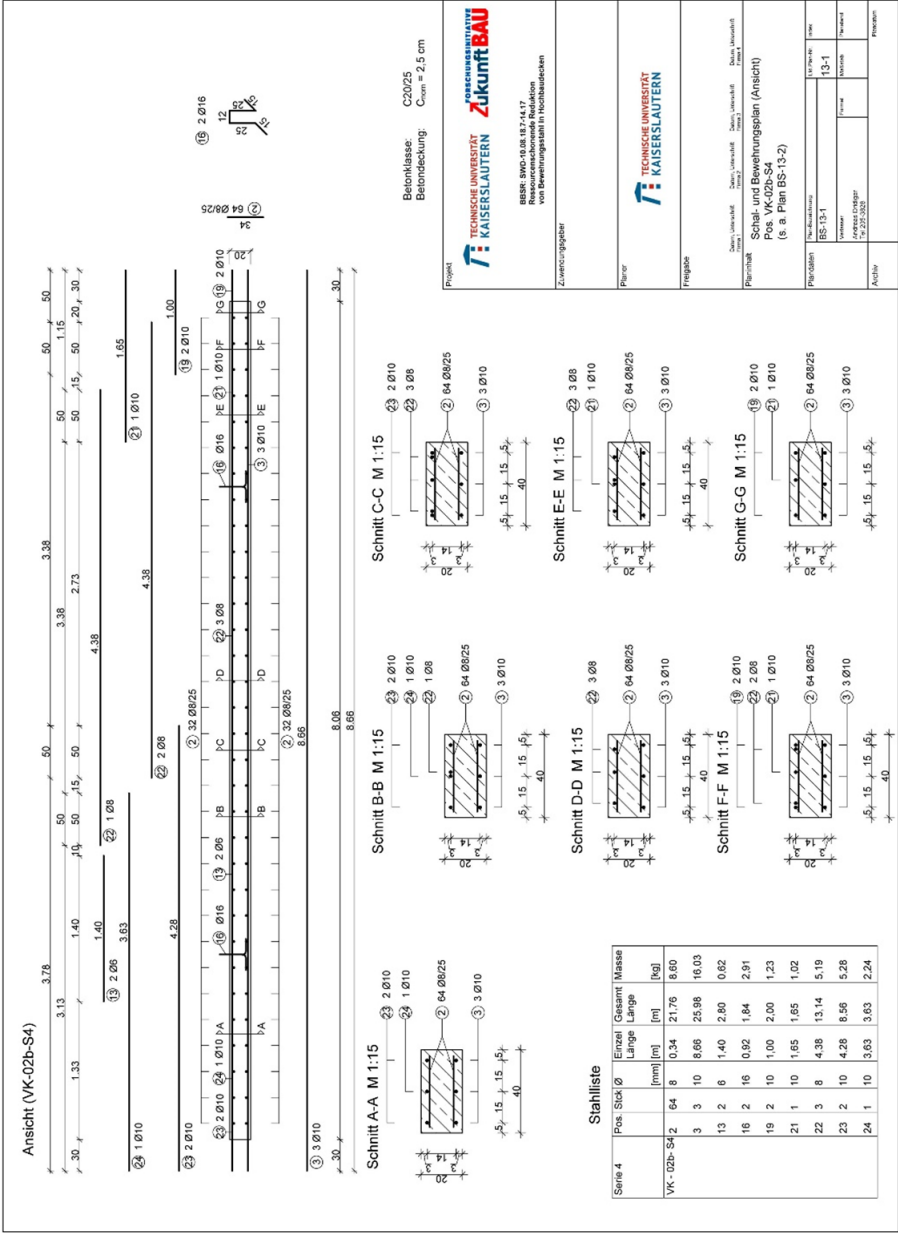
Parallelnummer: 2021, 1. Jahrs-BL, 2. Sem., 1. Lehrstuhl für Stahlbau, Prof. Dr. Ingrid Isenhardt

Schak- und Bewehrungsplan
 Pos. VK-01-S4

Parallelnummer: BS-11
 Nummer: 1.3
 Version: 11
 Datum: 17.02.2023

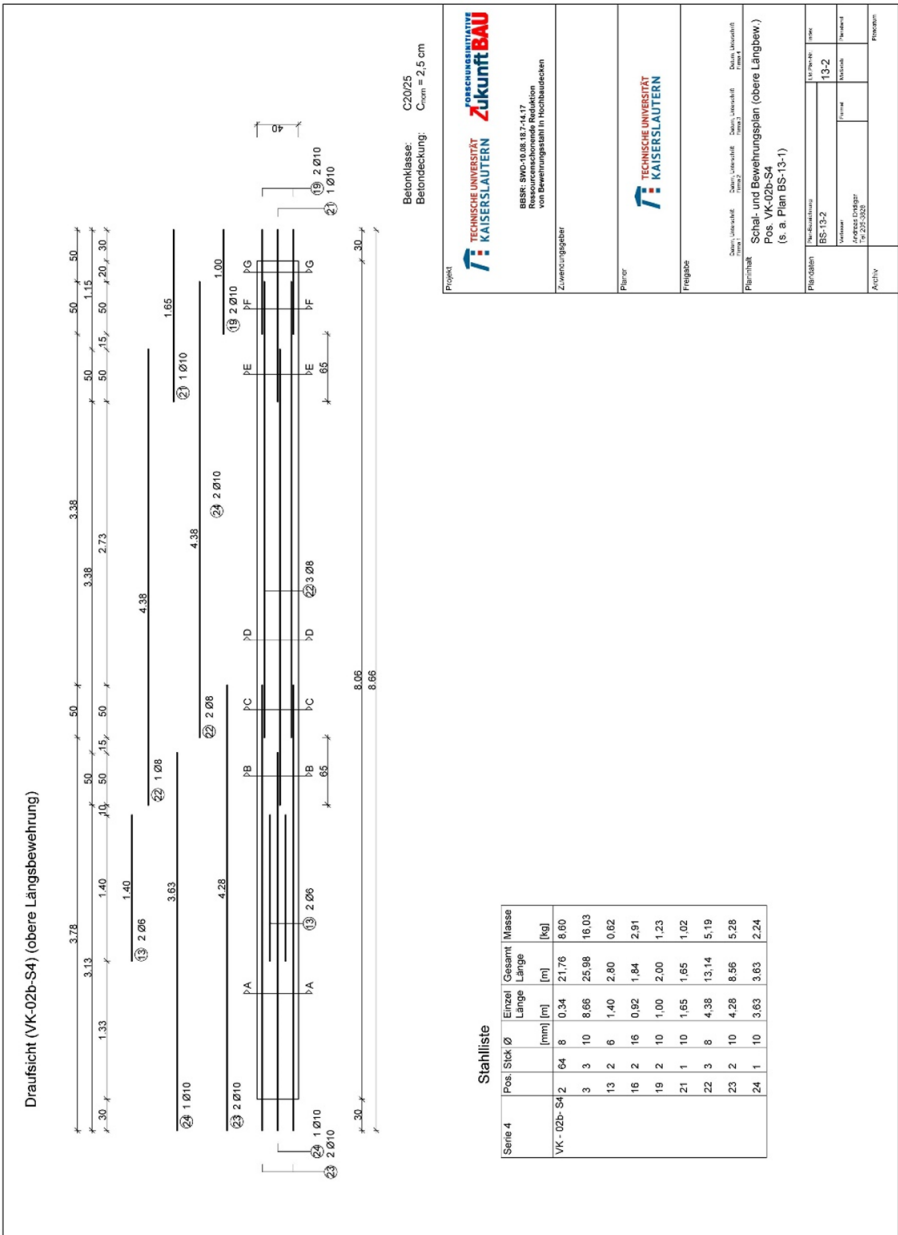
Author: Freuden





Stahlteile

Stahlgabe	Pos	Stück	Ø	Einzel- Länge	Gesamt- Länge	Gesamt- Masse
			[mm]	[m]	[m]	[kg]
VK-02b-S4	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	10	8,60	25,98	16,03	
	13	2	6	1,40	2,80	0,62
	16	2	16	0,92	1,84	2,91
	19	2	10	1,00	2,00	1,23
	21	1	10	1,65	1,65	1,02
	22	3	8	4,38	13,14	5,19
	23	2	10	4,28	8,56	5,28
	24	1	10	3,63	3,63	2,24



Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
ZukunftBAU

BBR: BVD-18.181-14.17
 Rechenverfahren für die Bemesslung und Ausführung von Stahlbetondecken

Zuerstverleiher

Planer

Freigebe

Datum: 18.06.2018
 Zeichner: J. Schmitt
 Prüfer: J. Schmitt

Schal- und Bewehrungsplan (obere Langblech)
 Pos. VK-02b-S4
 (s. a. Blatt BS-15-1)

Plannummer: BS-13.2
 Zeichner: J. Schmitt
 Datum: 18.06.2018

Projekt: KAISERSLAUTERN

Stahlliste

Stange	Pos.	Stück Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
VK-02b-S4-2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	10	8,66	25,98	16,03
	13	2	1,40	2,80	0,62
	16	2	0,92	1,84	2,91
	19	2	1,00	2,00	1,23
	21	1	1,65	1,65	1,02
	22	3	4,38	13,14	5,19
	23	2	10	4,28	8,66
	24	1	10	3,63	3,63
					2,24

Ansicht (VK-03-S4)

Stahlliste

Serie 4	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
				[m]	[m]	[kg]
VK-03-S4	2	64	8	0.34	21.76	6.60
	3	6	10	8.66	51.96	32.06
	14	2	16	2.50	5.00	7.90
	15	2	12	3.70	7.40	6.57
	16	2	16	0.92	1.84	2.91

Betonklasse: C20/25
Betondeckung: $c_{min} = 2.5 \text{ cm}$

TECHNISCHE UNIVERSITÄT ZUKUNFTBAU KAISERSLAUTERN

BBSR: BVO-18.08.181-14.17
 Rechenabteilung für Tragwerke
 und Baugruppen für Hochbauten

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Projekt: Zwerchgangbohle
Planor:
Freigabe:

Parasiten: Zeichner: Jochen Kießel, Techn. Zeichner: Rüdiger Jochenke, B. Tischler: Jochen Kießel, Dr. rer. oec. Prof. Dr. rer. oec. Hans-Joachim B. Schalk und Bewehrungsplan
 Pos. VK-03-S4

Planquadrat: Name des Bauwerkes: BS-14, Lage des Bauteils: 14, Ebene: 1,1
Objekt: Name des Auftraggebers: THZ 201-2023

Übersichtspläne der bei den „Kurzzeitversuchen“ verwendeten Messtechnik

1. Versuchskörper der Serie 1 (VK-01-S1)

Ansicht

The front view shows a beam with a total length of 10.60 m. Key features include:

- Reinforcement: WAA1 (top), WAA2, WAA3, WAA4 (bottom).
- Sensors: DMS-B1, DMS-B2, DMS-E1, DMS-E2, DMS-E3, DMS-E4.
- Strain gauges: WAN-B1, WAN-B2, WAN-B3, WAN-B4.
- Force gauges: KAN-F1, KAN-F2.
- Dimensions: 1.00 m segments, 0.06 m and 0.30 m offsets, 2.21 m total for top reinforcement, 2.92 m for bottom reinforcement, 0.20 m and 0.40 m offsets at the ends.

Draufsicht

The top view shows a beam with a width of 0.30 m and a length of 10.60 m. Key features include:

- Reinforcement: WAA1 (left), WAA2, WAA3, WAA4 (right).
- Sensors: DMS-B1, DMS-B2, DMS-E1, DMS-E2, DMS-E3, DMS-E4.
- Strain gauges: WAN-B1, WAN-B2, WAN-B3, WAN-B4.
- Force gauges: KAN-F1, KAN-F2.
- Dimensions: 1.00 m segments, 0.30 m total width, 2.21 m total for top reinforcement, 2.92 m for bottom reinforcement.

PROJEKT

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN **UNIVERSITÄT FÜR ZUKUNFT BAU**

BBSR: SWD 10.08.18.7.14.17
 Ressourcenschonende Reduktion
 von Bauwerksmaterial in Hochbauten

Zustellungsbefehl

Folien

Fertigstellung

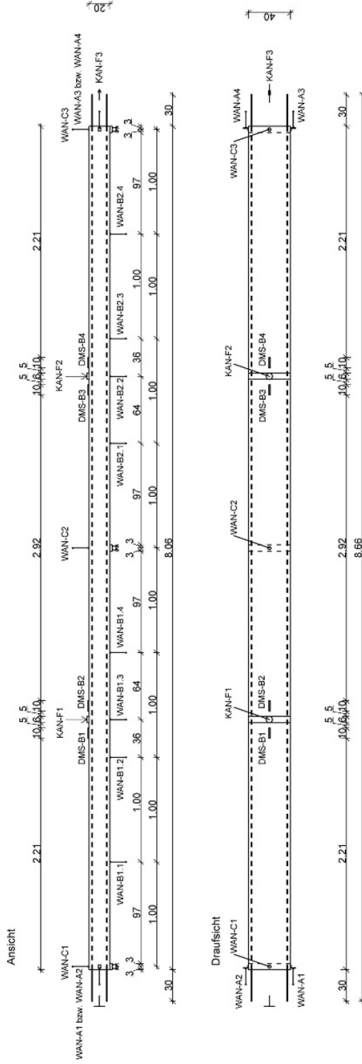
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Projekt: SWD 10.08.18.7.14.17
 Blatt: 10
 Datum: 10.08.2018

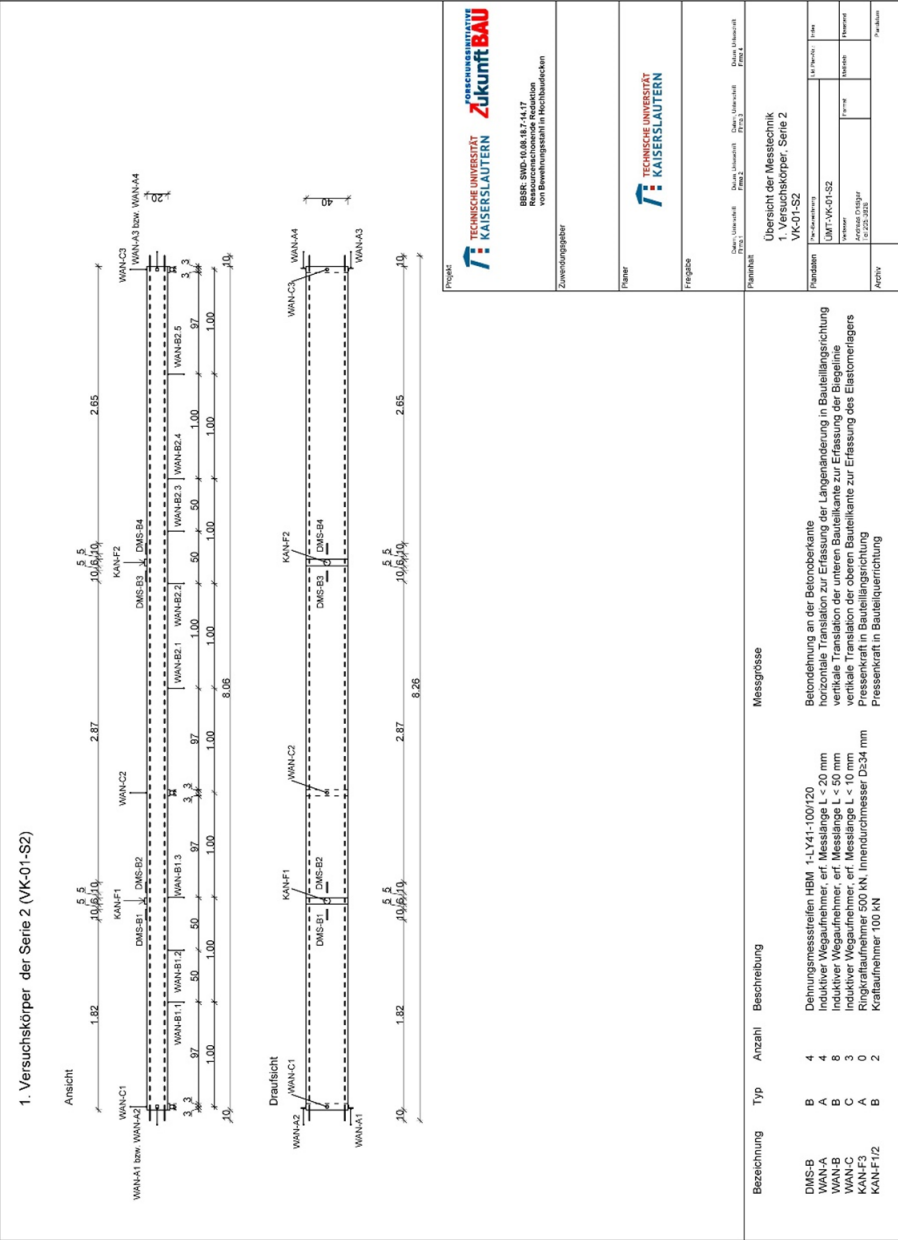
Übersicht der Messtechnik
 1. Versuchskörper, Serie 1

Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung		
DMS-B	A	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120		
WAN-A	A	4			
WAN-B	B	8			
WAN-C	B	3			
KAN-F3	A	0	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm		
KAN-F1/2	B	2			
			Pressenkraft in Bauteilquerrichtung		
				Messgröße	
					Betondehnung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteilängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung des Elastomerflügers Pressenkraft in Bauteilängsrichtung Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

2. und 4. Versuchskörper der Serie 1 (VK-02-S1, VK-04-S1)

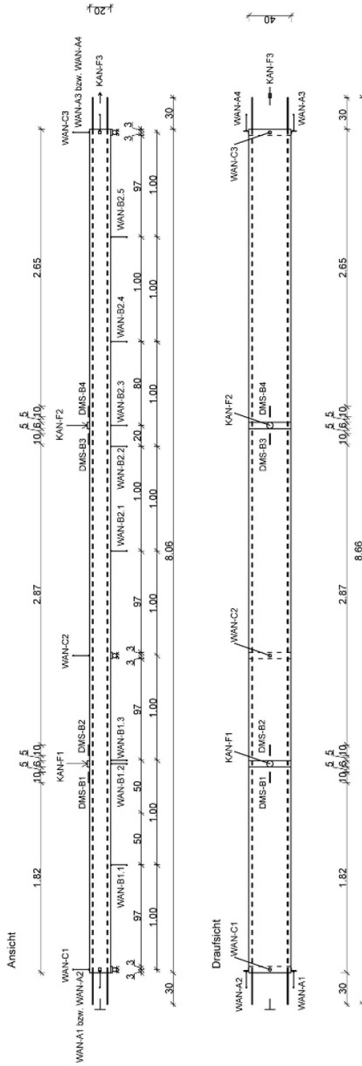



<p>TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN BBR: SWD 10.08.18.7.17 Rechnerische Reduktion von Bewehrungsstäben in Hochbeton</p>																					
Zustellunggeber																					
Fahrer																					
Fertigbau																					
Datum: Versuchsdatum: _____ Folie: Versuchsdatum: _____ Druck: _____ Druck: _____ Blatt: _____ Blatt: _____																					
Übersicht der Messtechnik 2. und 4. Versuchskörper, Serie 1 VK-02-S1, VK-04-S1																					
<table border="1"> <tr> <td>Plannummer</td> <td>18110010</td> <td>Blatt</td> <td>10/10</td> </tr> <tr> <td>Titel</td> <td>ÜMFVK02_04-S1</td> <td>Format</td> <td>A4</td> </tr> <tr> <td>Modellierer</td> <td>Andreas Grottel</td> <td>Modelliert</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Modelliert am</td> <td>17.07.2025</td> <td>Überprüft</td> <td></td> </tr> </table>	Plannummer	18110010	Blatt	10/10	Titel	ÜMFVK02_04-S1	Format	A4	Modellierer	Andreas Grottel	Modelliert		Modelliert am	17.07.2025	Überprüft		<table border="1"> <tr> <td>ADNV</td> <td></td> <td>Parallelen</td> <td></td> </tr> </table>	ADNV		Parallelen	
Plannummer	18110010	Blatt	10/10																		
Titel	ÜMFVK02_04-S1	Format	A4																		
Modellierer	Andreas Grottel	Modelliert																			
Modelliert am	17.07.2025	Überprüft																			
ADNV		Parallelen																			
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung																		
DMS-B	A	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LV41-100/120																		
WAN-A	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm																		
WAN-B	C	8	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm																		
WAN-C	B	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm																		
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser Ds34 mm																		
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN																		
Messgröße Betondehnung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegeleinlage vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung des Elastomerflügers Pressenkraft in Bauteillängsrichtung Pressenkraft in Bauteilquerrichtung																					

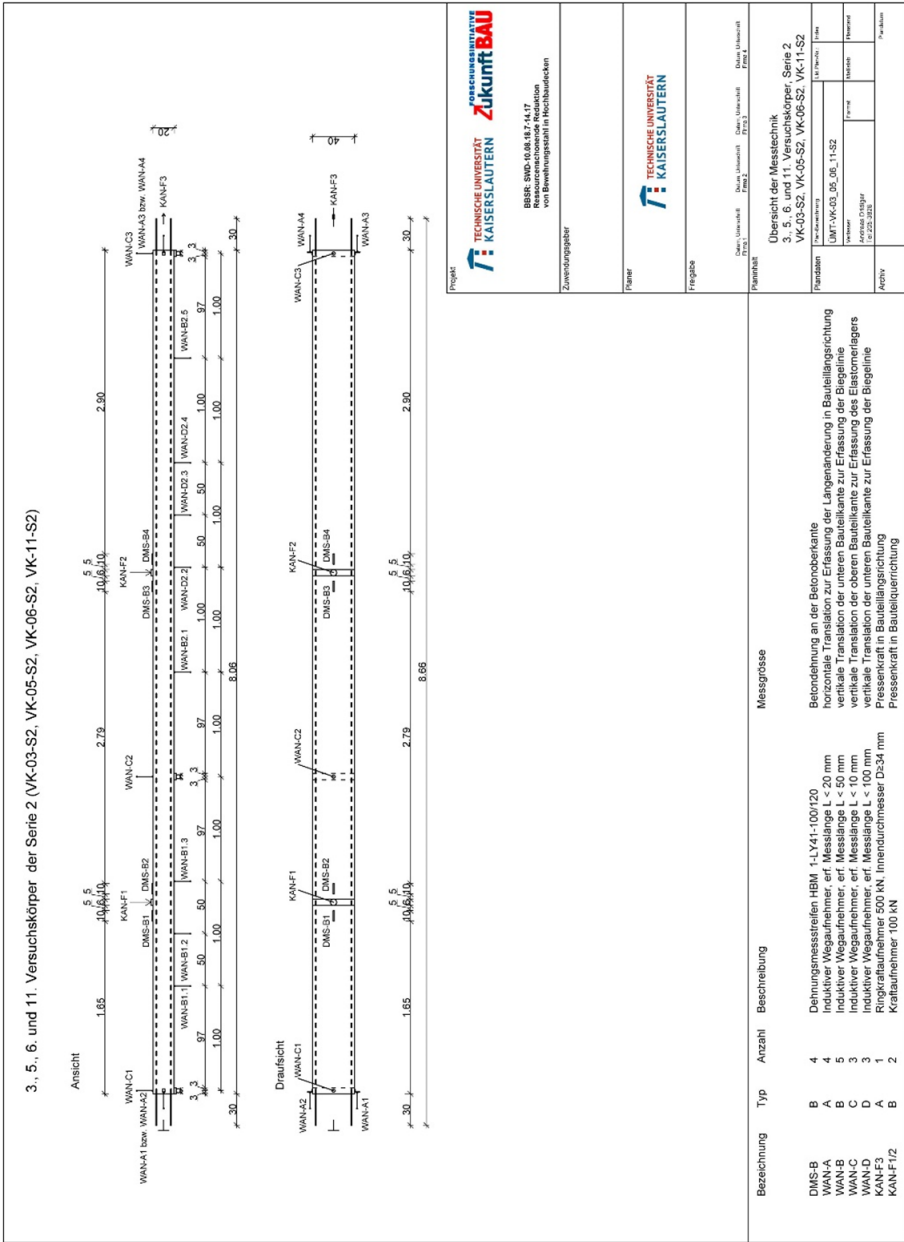


<p>BBiR, SWD, 10.08.19.7.14.17 Ressourcenorientierte Reduktion von Belastungspotential in Hochschulen</p>			
Zustandsgabe			
Projekt: Name: / Vorname: Matrikelnummer: Datum:			
Übersichts der Messtechnik T. Versuchskörper, Serie 2 VK-01-S2			
Feldername: UMF/VK-01-S2 Messwert: Messwertfaktor: (V. 225, 228)	L1 (Person): Name: Matrikel: Nummer: (V. 225, 228)		
ADW:	Parallelen:		
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung
DMS-B	A	4	Dehnungsmessstreifen HRM 1-LX1-100/120
WAN-A	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm
WAN-B	A	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm
KAN-F3	A	0	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser Ds34 mm
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN
			Messgrösse
			Bekundung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegelektive vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung des Elastomerfließers Pressenkraft in Bauteillängsrichtung

2. Versuchskörper der Serie 2 (VK-02a-SZ)

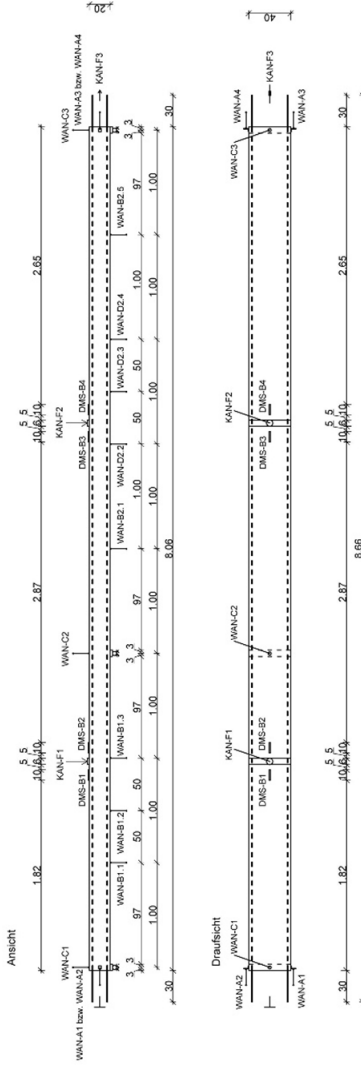


 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN		ÜBERSICHT DER MESSTECHNIK 2. Versuchskörper, Serie 2 VK-02a-SZ	
BBFR: SWD 10.08.18.7.14.17 Ressourcenorientierte Reduktion von Bewehrungsstäben in Hochdruckbeton		Datum: 10.08.2018 Blatt: 1 von 1 Projekt: 10.08.2018	
Zuerstverleiber		Datum: 10.08.2018 Blatt: 1 von 1 Projekt: 10.08.2018	
Fliesen		Datum: 10.08.2018 Blatt: 1 von 1 Projekt: 10.08.2018	
Freigabe		Datum: 10.08.2018 Blatt: 1 von 1 Projekt: 10.08.2018	
Prognostik		Datum: 10.08.2018 Blatt: 1 von 1 Projekt: 10.08.2018	
Bezeichnung		Typ	
Anzahl		Beschreibung	
DMS-B		4 Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	
WAN-A		4 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm	
WAN-B		8 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm	
WAN-C		3 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm	
KAN-F3		1 Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser Ds34 mm	
KAN-F1/2		2 Kraftaufnehmer 100 kN	
Messgröße		Betondehnung an der Bettoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegeform vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung des Elastomerfließens Pressenkraft in Bauteillängsrichtung	
ADW		Datum: 10.08.2018 Blatt: 1 von 1 Projekt: 10.08.2018	

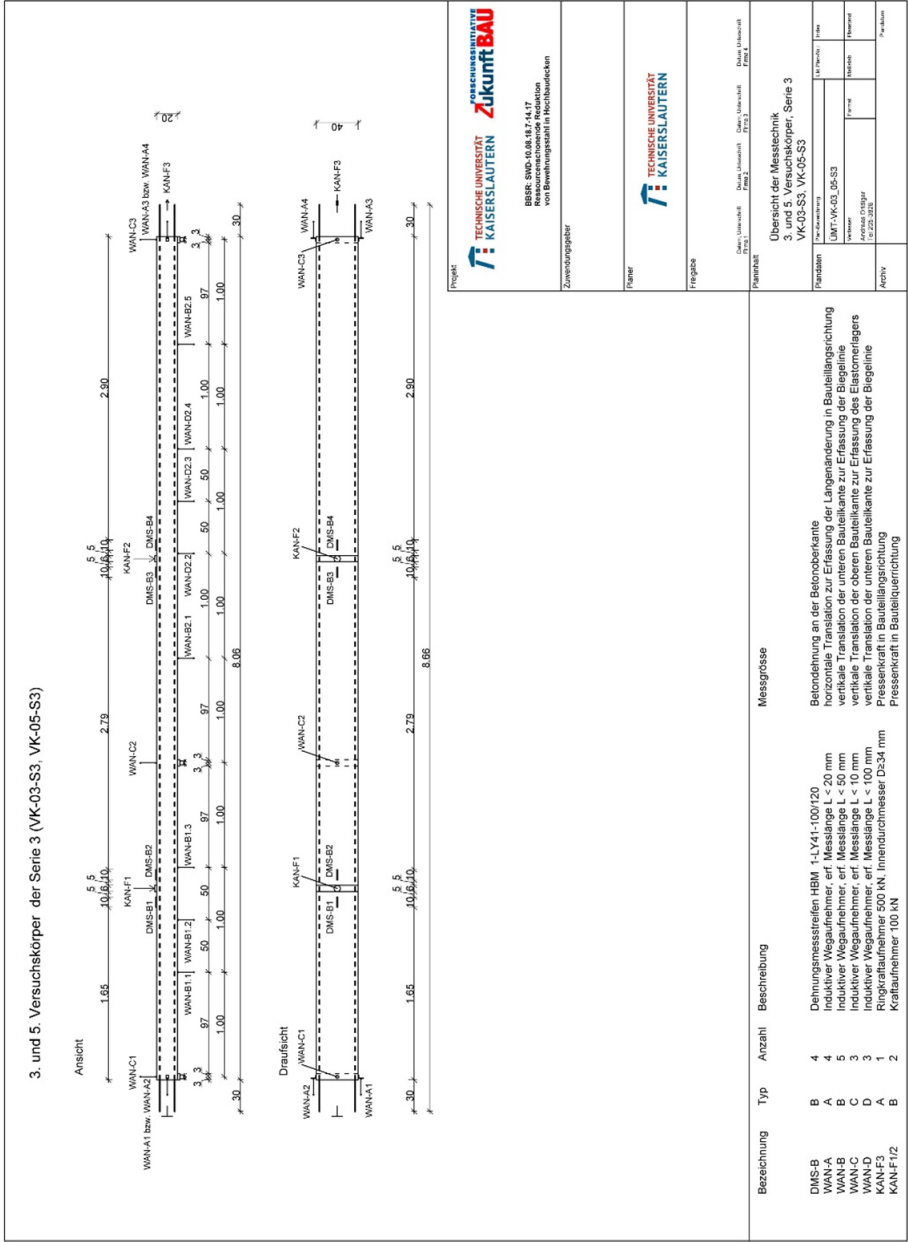


<p>Technische Universität Kaiserslautern BBSR, SWD, 10.08.18, 7.14.17 Ressortorganisation Reduktion von Bewehrungsstäben in Hochbetondecken</p>																											
Zustellunggeber																											
Flaser																											
Festigkeits																											
Festigkeits																											
Festigkeits																											
Festigkeits																											
<p>Übersicht der Messtechnik 3., 5., 6. und 11. Versuchskörper, Serie 2 VK-03-S2, VK-05-S2, VK-06-S2, VK-11-S2</p> <table border="1"> <tr> <th colspan="2">Feststellung</th> </tr> <tr> <td>Formzahl</td> <td>UMFVK03_06_11_S2</td> </tr> <tr> <td>Formnummer</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formdatei</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formgröße</td> <td>10/20/20/20</td> </tr> <tr> <td>Formmaterial</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formfarbe</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formzustand</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formzustand</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formzustand</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formzustand</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formzustand</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Formzustand</td> <td></td> </tr> </table>		Feststellung		Formzahl	UMFVK03_06_11_S2	Formnummer		Formdatei		Formgröße	10/20/20/20	Formmaterial		Formfarbe		Formzustand		Formzustand		Formzustand		Formzustand		Formzustand		Formzustand	
Feststellung																											
Formzahl	UMFVK03_06_11_S2																										
Formnummer																											
Formdatei																											
Formgröße	10/20/20/20																										
Formmaterial																											
Formfarbe																											
Formzustand																											
Formzustand																											
Formzustand																											
Formzustand																											
Formzustand																											
Formzustand																											
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße																							
DMS-B	A	4	Dehnungsmessstreifen HRM 1,LY41-100/120	Beklebung an der Betonoberkante																							
WAN-A	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung																							
WAN-B	C	5	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie																							
WAN-C	B	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie																							
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie																							
WAN-E	A	1	Ringgataufnehmer 500 KN, Innendurchmesser D=34 mm	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung																							
KAN-F/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 KN	Pressenkraft in Bauteilquerrichtung																							

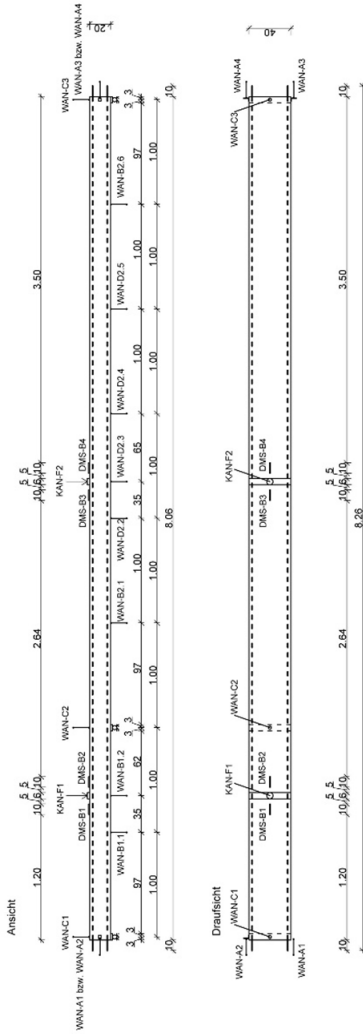
2. und 4. Versuchskörper der Serie 3 (VK-02-S3, VK-04-S3)





<p>Übersicht der Messtechnik 2 und 4. Versuchskörper, Serie 3 VK-02-S3, VK-04-S3</p>				
<p>BBR: SWD-10.08.18.7.14.17 Rechnerische Reduktion von Spannungswerten in Nachbarknoten</p>				
<p>Zustellunggeber</p>				
<p>Finanzier</p>				
<p>Förderung</p>				
<p>Projekt</p>				
<p>Technische Universität Kaiserslautern</p>				
<p>Übersicht der Messtechnik 2 und 4. Versuchskörper, Serie 3 VK-02-S3, VK-04-S3</p>				
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	A	4	Dehnungsmessstreifen HRM 1-LX41-100/120	Belastung an der Betonoberkante
WAN-A	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Bauteillängsrichtung
WAN-B	C	5	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Bauteillängsrichtung
WAN-C	B	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung des Elastomerflägers
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Bauteillängsrichtung
WAN-E	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Presskraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Presskraft in Bauteillängsrichtung

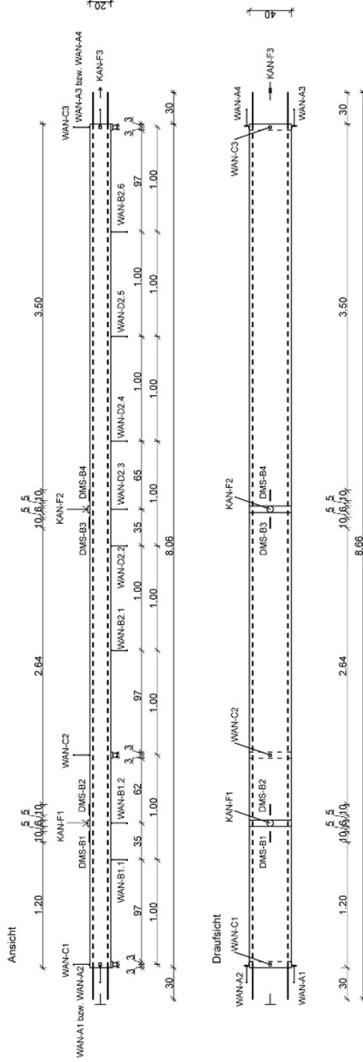


1. Versuchskörper der Serie 4 (VK-01-S4)



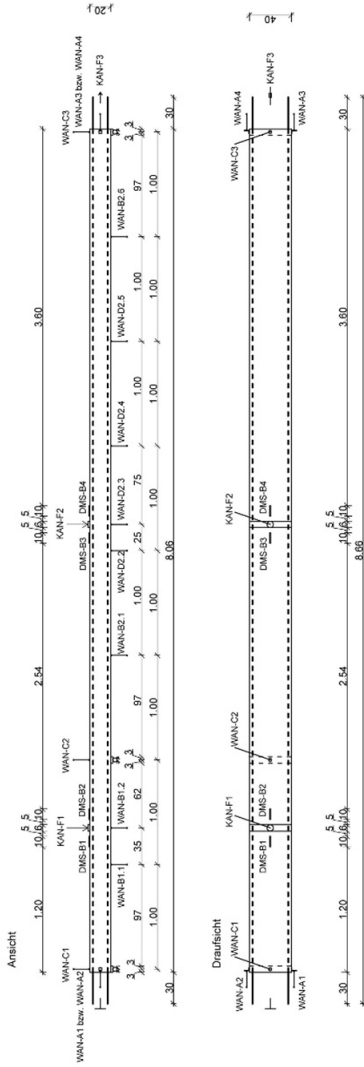
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN		BBSt: SWD-10.08.18.7.14.17 Ressourcenorientierte Reduktion von Bewehrungsstäben in Hochbetondecken	
Zustandgeber		 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN	
Flügel		Seite 1 von 4 Blatt 1 von 4	
Freigebe		Seite 1 von 4 Blatt 1 von 4	
Flächen		Seite 1 von 4 Blatt 1 von 4	
Übersicht der Messtechnik 1. Versuchskörper, Serie 4 VK-01-S4			
Flächen	Flächen	Flächen	Flächen
UMFVK01-S4	UMFVK01-S4	UMFVK01-S4	UMFVK01-S4
Hersteller	Hersteller	Hersteller	Hersteller
10.03.2023	10.03.2023	10.03.2023	10.03.2023
ADW	ADW	ADW	ADW
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY1-100/120
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm
WAN-B	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm
WAN-D	D	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 100 mm
WAN-E	A	4	Ringrautaufnehmer 500 KN, Innendurchmesser D534 mm
KAN-F/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 KN
Messgröße Betonlehne an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegeinie vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung des Elastomerflüglers vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegeinie Pressenkraft in Bauteillängsrichtung Pressenkraft in Bauteilquerrichtung			

2. Versuchskörper der Serie 4 (VK-02-S4)



<p>TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN</p> <p>BRBR: SWD-10.08.18.7.14.17 Rechnerische Reduktion von Bewehrungsstäben in Hochdruckbeton</p>													
Zustellungsbefehl													
Fahrer													
Friedrich													
<p>Seite 1 von 4 Datei: VK-02-S4 Druck: 1/2023 Form: 4</p>													
<p>Übersicht der Messtechnik 2. Versuchskörper, Serie 4 VK-02-S4</p>													
Feldname	<table border="1"> <tr> <td>Formelzeichen</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>UMFVK-02-S4</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Hersteller</td> <td>Hersteller</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> </table>	Formelzeichen	Druck	UMFVK-02-S4	Druck	Hersteller	Hersteller	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck
Formelzeichen	Druck												
UMFVK-02-S4	Druck												
Hersteller	Hersteller												
Druck	Druck												
Druck	Druck												
Druck	Druck												
ADNV	<table border="1"> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> <tr> <td>Druck</td> <td>Druck</td> </tr> </table>	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck	Druck		
Druck	Druck												
Druck	Druck												
Druck	Druck												
Druck	Druck												
Druck	Druck												
Bezeichnung	Messgröße												
DMS-B	Dehnungsmessstreifen HRM 1-LX1-100/120												
WAN-A	4 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm												
WAN-B	4 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm												
WAN-C	3 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm												
WAN-D	4 Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 100 mm												
WAN-E	1 Ringkoronaufnehmer 500 KN, Innendurchmesser D=34 mm												
KAN-F/2	2 Kraftaufnehmer 100 KN												
B	4 horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung												
A	4 vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegeform												
C	3 vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung der Biegeform												
D	4 vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegeform												
E	1 Presskraft in Bauteillängsrichtung												
F	2 Presskraft in Bauteillängsrichtung												

3. Versuchskörper der Serie 4 (VK-03-S4)



<p>BRIS: SWD.10.08.18.7.14.17 Ressourcenloses Reduzieren von Bewehrungsstäben in Hochbauten</p>			
Zustellunggeber			
Projekt Name: ... Datum: ...			
Fächer Name: ... Datum: ...			
Prognose Name: ... Datum: ...			
Fachlehrer Name: ... Datum: ...			
Übersichts der Messtechnik 3. Versuchskörper, Serie 4 VK-03-S4			
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HRM 1-LX1-100/120
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm
WAN-B	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 10 mm
WAN-D	D	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 100 mm
WAN-E	A	1	Ringratenaufnehmer 500 KN, Innendurchmesser D=54 mm
KAN-F/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 KN
Messgröße Betondehnung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der oberen Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der unteren Bauteilante zur Erfassung der Biegelinie Presskraft in Bauteillängsrichtung Presskraft in Bauteilquerrichtung			

Anhang C

Im Anhang C werden die Ergebnisse der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ und der nichtlinearen Finite-Elemente-Nachrechnungen getrennt nach den Versuchen zusammengefasst.

- Zur Veranschaulichung des Versuchsablaufs werden die aufgebrachte Vertikalbelastung und die aufgebrachte Horizontalbelastung sowie die dabei gemessene Längsdehnung über der Versuchszeit in einem Diagramm abgebildet. Bei den Versuchen ohne Zugkraft wird in den Diagrammen die aufgebrachte Vertikalbelastung über die Versuchszeit dargestellt.
- Die Dehnsteifigkeit der Plattenstreifen wird durch das Diagramm der Beziehung zwischen aufgebrachter Zugkraft und aufgezeichneter Längsdehnung dargestellt. Bei den Versuchen ohne Zugkraft ist in den Diagrammen die Beziehung zwischen aufgebrachter Vertikalkraft und der aufgezeichneten Längsdehnung abgebildet.
- Die Biegesteifigkeit der Plattenstreifen wird durch die aufgebrachte Vertikalbelastung bezogen auf die Durchbiegung in Feldmitte in Diagrammform ausgedrückt. In den Diagrammen wird auch die im Bauteilversuch aufgebrachte Zugkraft bezogen auf die Vertikalverformung des größeren Feldes dargestellt.

Versuchsserie 1

Versuch VK-01-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,41 kN (je Lasteinleitung).

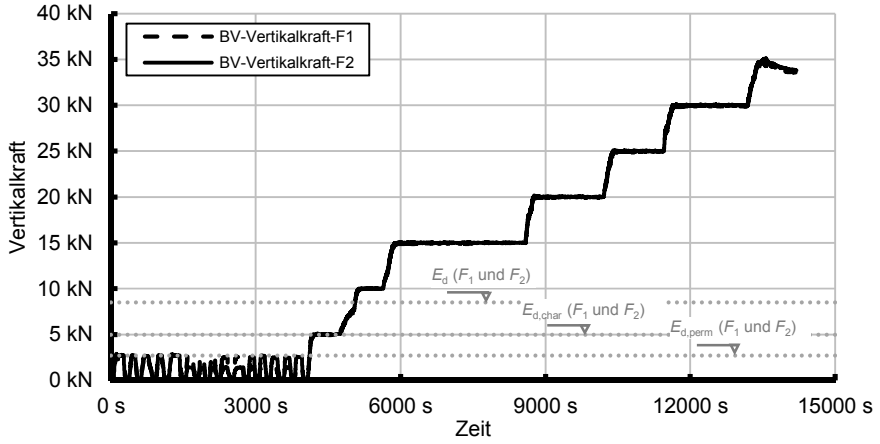


Abb. C.1: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S1

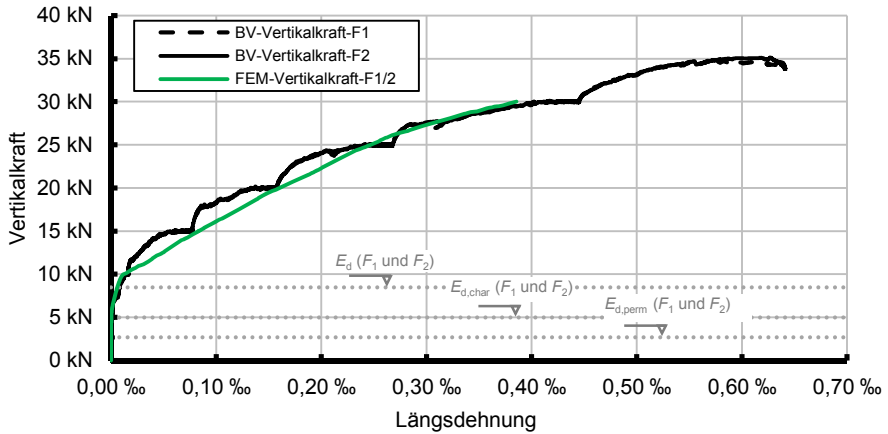


Abb. C.2: Vertikalkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S1 und dessen Nachrechnung

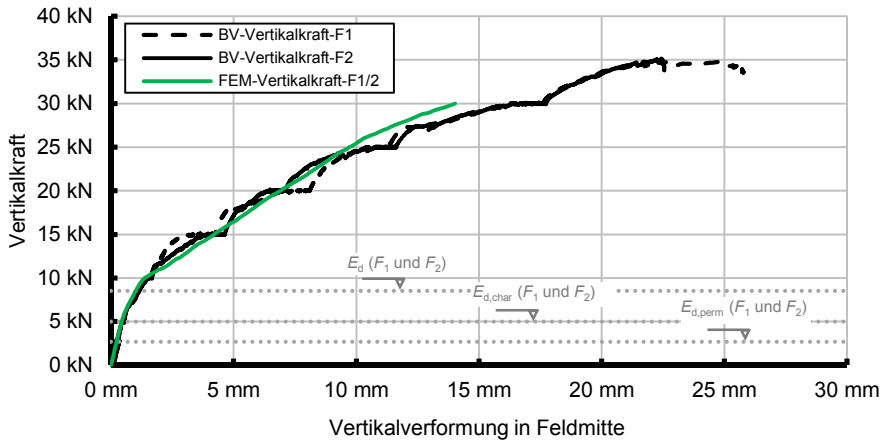


Abb. C.3: Vertikalkraft-Vertikalverformungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S1 und dessen Nachrechnung

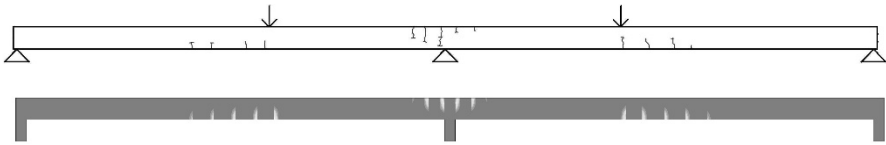


Abb. C. 4: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S1 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_1 = F_2 \approx 15$ kN

Versuch VK-02-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,41 kN (je Lasteinleitung).

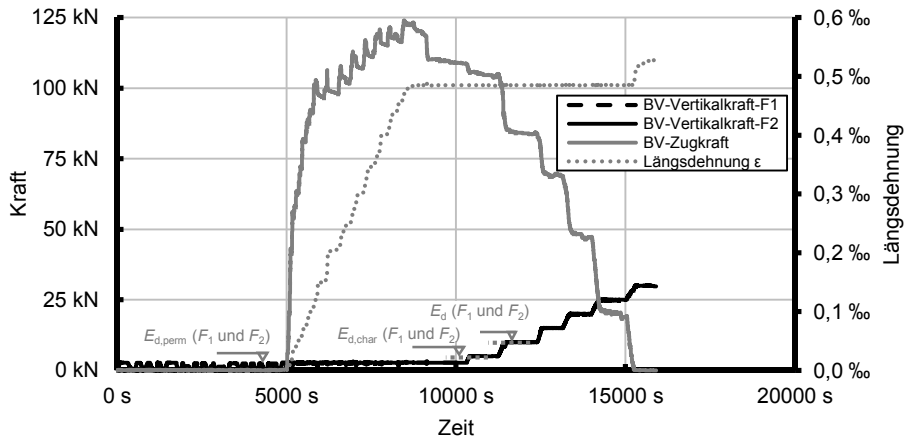


Abb. C.5: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02-S1

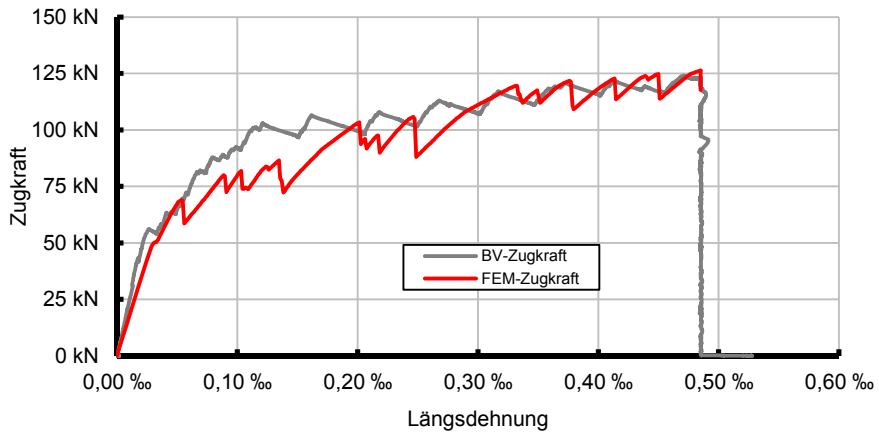


Abb. C.6: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-02-S1 und dessen Nachrechnung

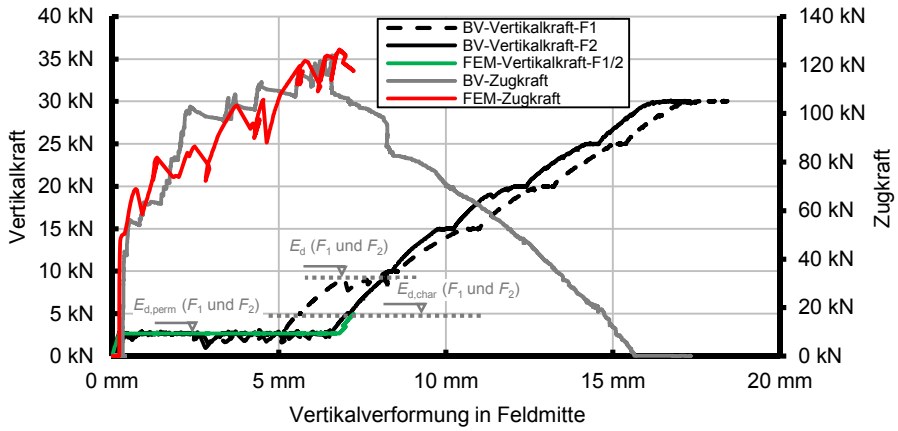


Abb. C.7: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-02-S1 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

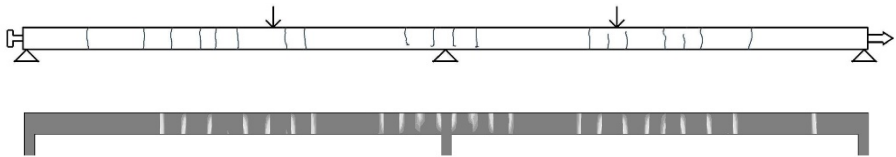


Abb. C.8: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02-S1 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,42 kN (je Lasteinleitung).

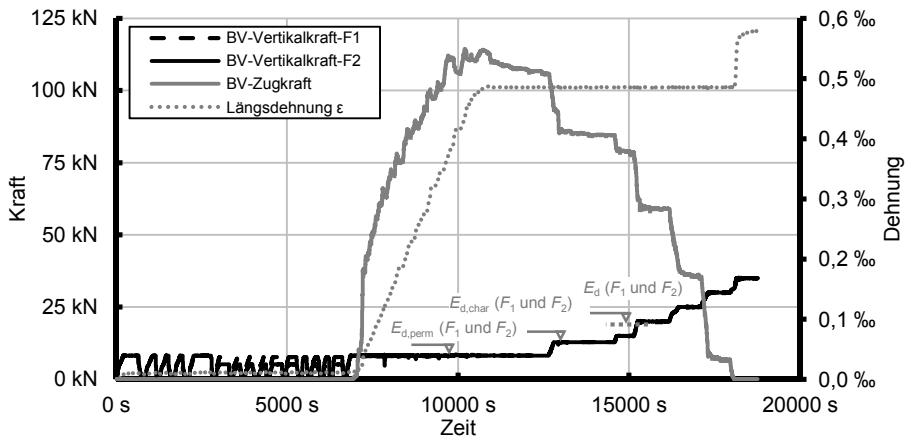


Abb. C.9: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03-S1

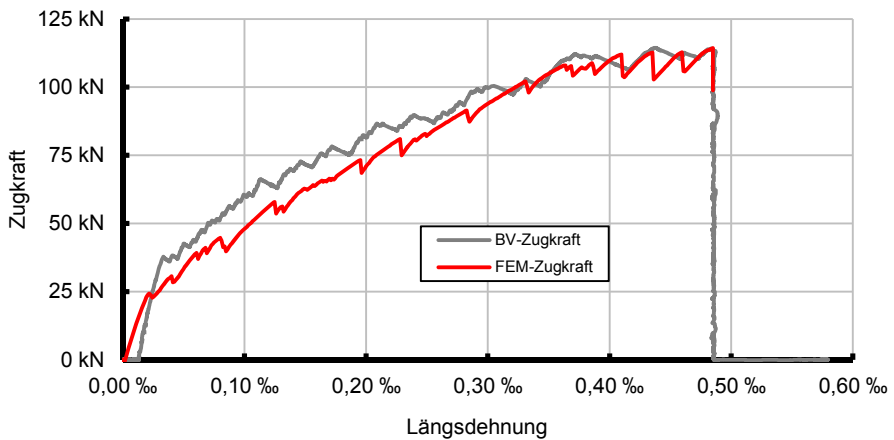


Abb. C.10: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-03-S1 und dessen Nachrechnung

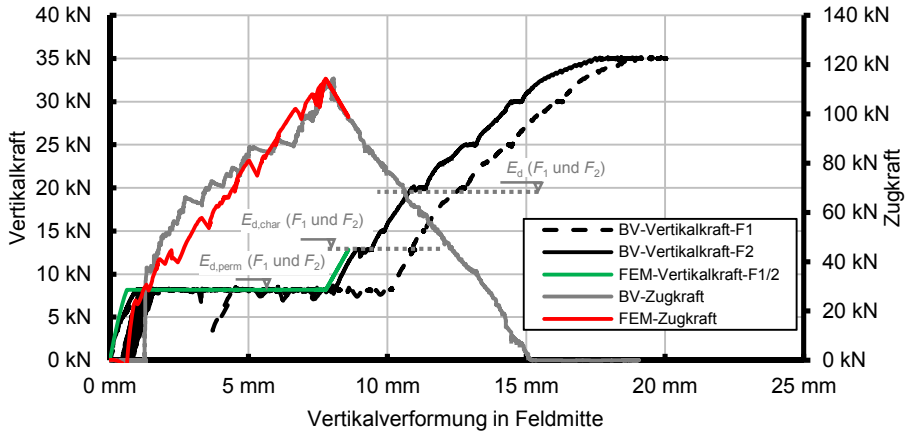


Abb. C.11: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-03-S1 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

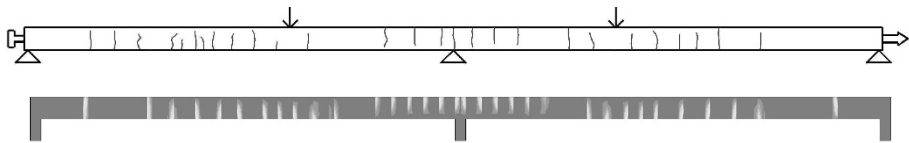


Abb. C.12: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-03-S1 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-04-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,42 kN (je Lasteinleitung).

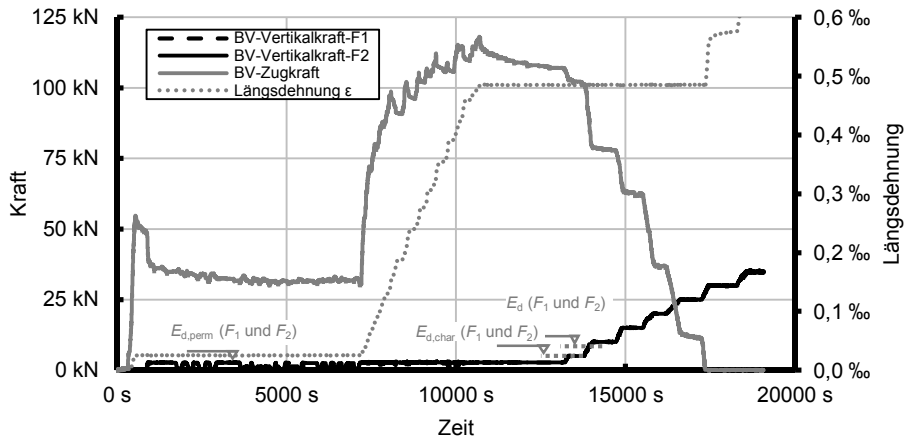


Abb. C.13: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-04-S1

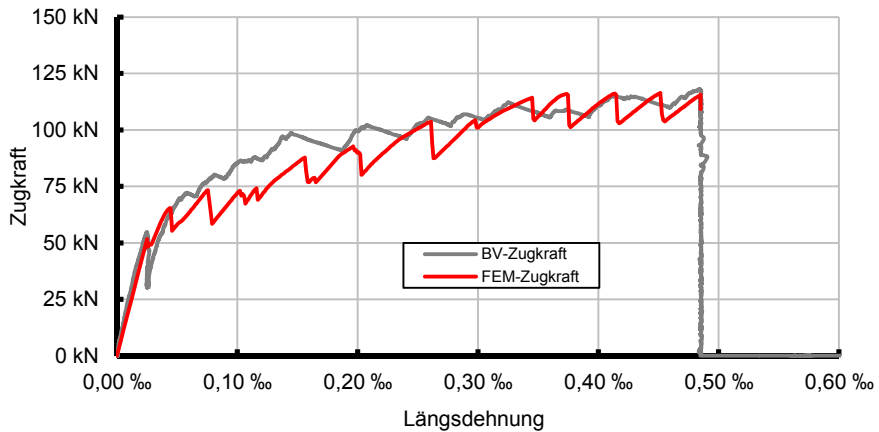


Abb. C.14: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-04-S1 und dessen Nachrechnung

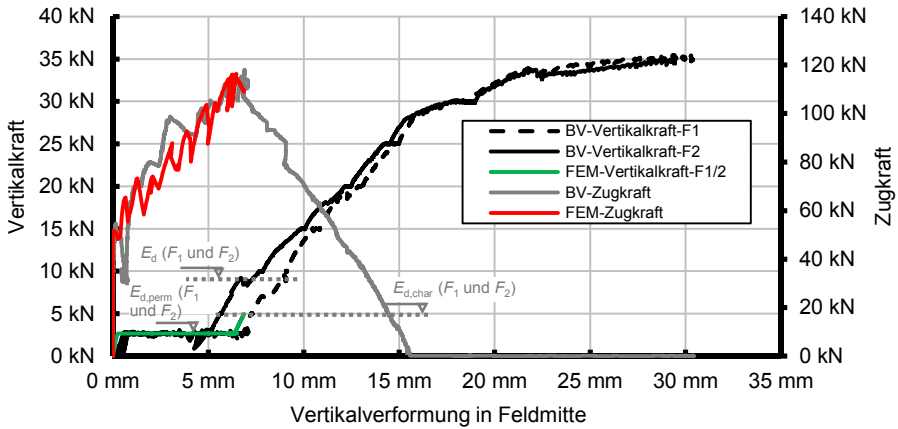


Abb. C.15: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-04-S1 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

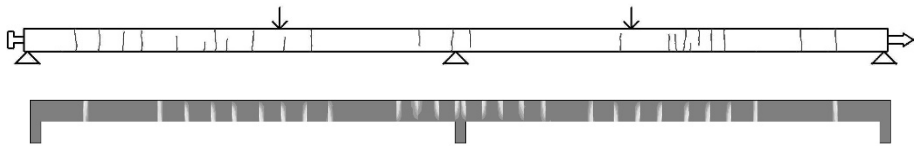


Abb. C.16: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-04-S1 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-05a/b-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,42 kN (je Lasteinleitung).

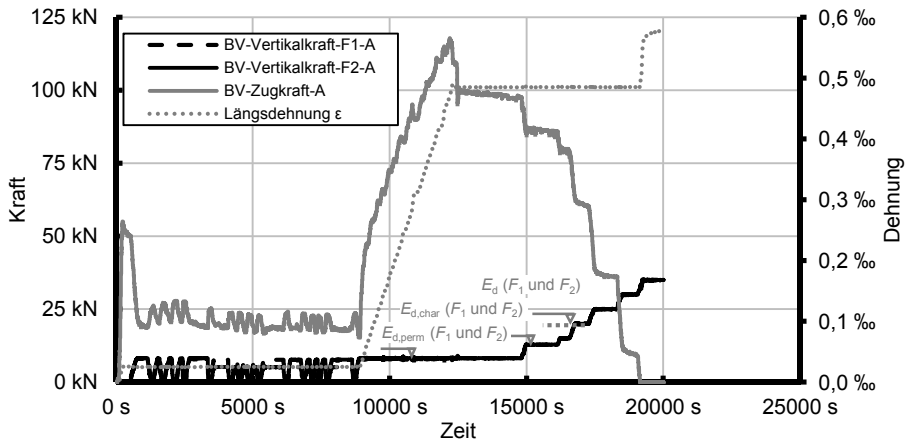


Abb. C.17: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05a-S1

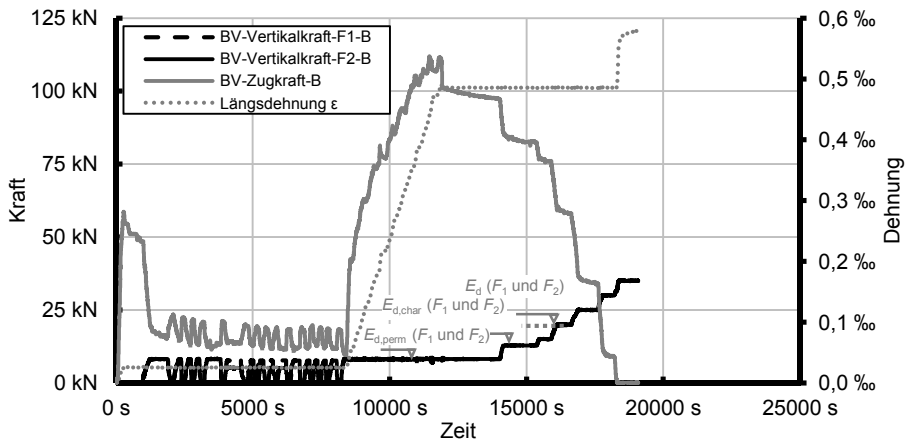


Abb. C.18: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05b-S1

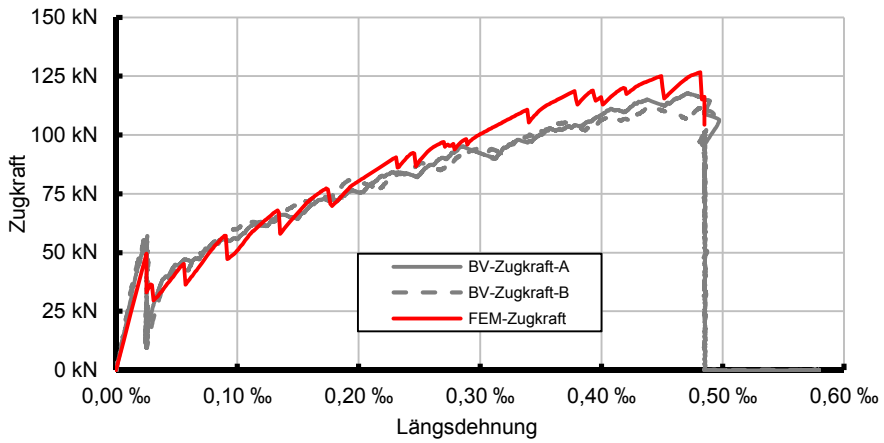


Abb. C.19: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung der Bauteilversuche VK-05a-S1 und VK-05b-S2 sowie deren Nachrechnung

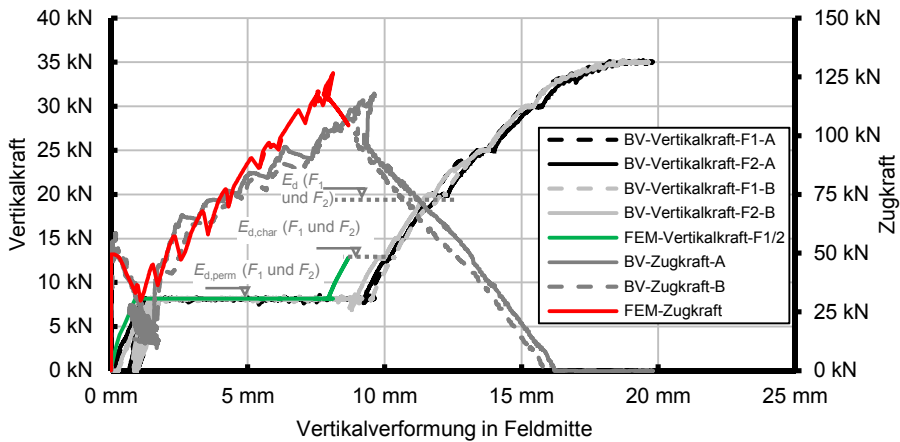


Abb. C.20: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm der Bauteilversuche VK-05a-S1 und VK-05b-S2 sowie deren Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

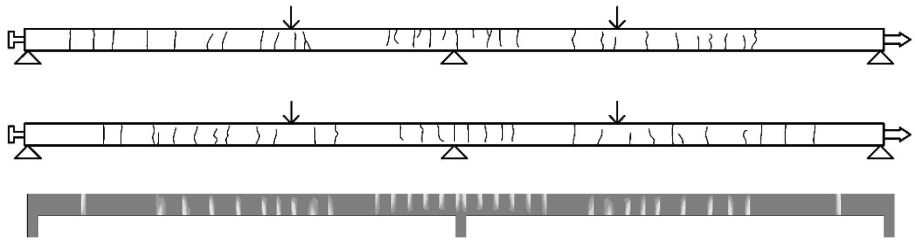


Abb. C.21: Gegenüberstellung der Rissbilder aus den Bauteilversuchen VK-05a-S1 (oben) und VK-05b-S1 (in der Mitte) sowie deren Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuchsserie 2

Versuch VK-01-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,28 kN (je Lasteinleitung).

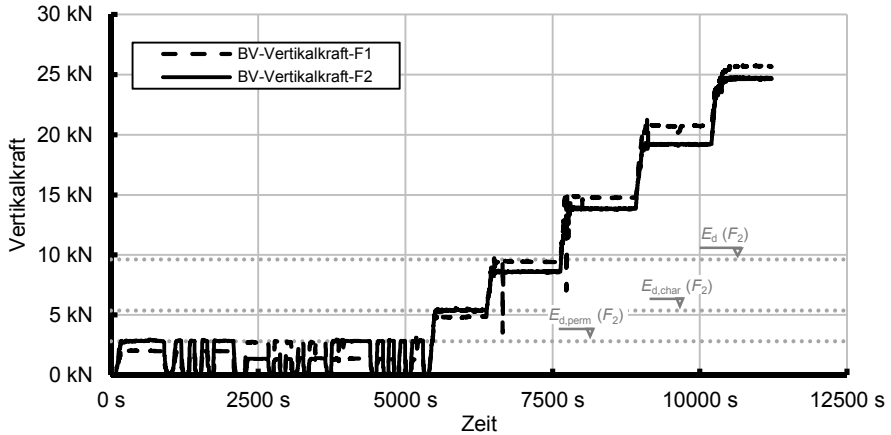


Abb. C.22: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S2

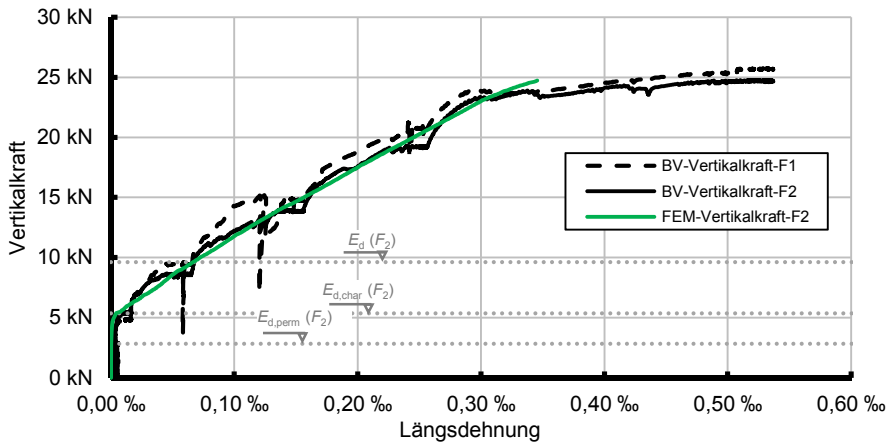


Abb. C.23: Vertikalkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S2 und dessen Nachrechnung

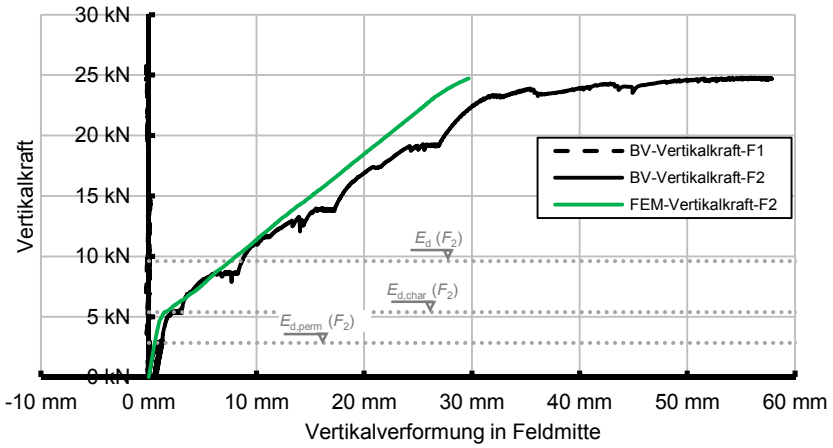


Abb. C.24: Vertikalkraft-Vertikalverformungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S2 und dessen Nachrechnung

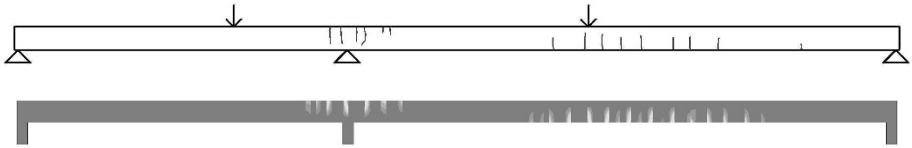


Abb. C.25: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S2 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_2 \approx 14$ kN

Versuch VK-02a/b-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,41 kN (je Lasteinleitung) bei dem Bauteilversuch VK-02a-S2 und 0,30 kN (je Lasteinleitung) bei dem Bauteilversuch VK-02b-S2.

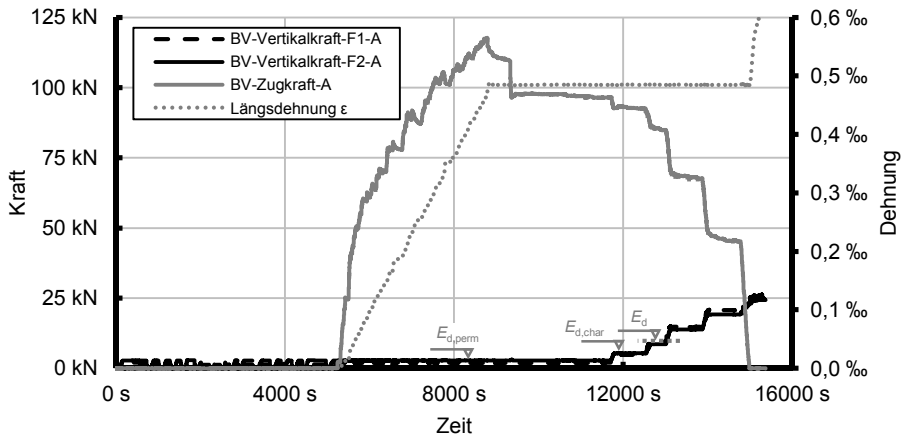


Abb. C.26: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02a-S2

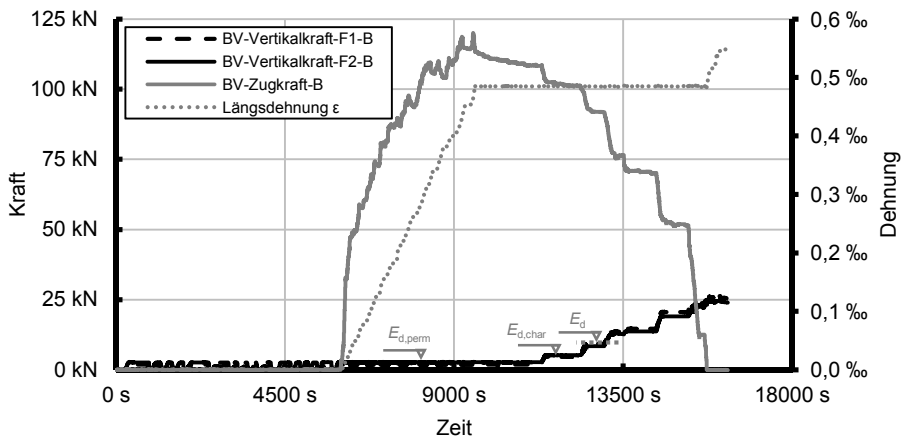


Abb. C.27: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02b-S2

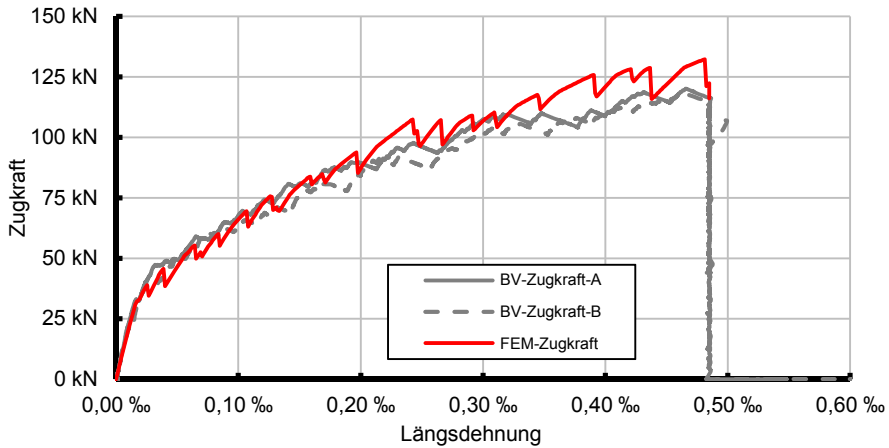


Abb. C.28: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung der Bauteilversuche VK-02a-S2 und VK-02b-S2 sowie deren Nachrechnung

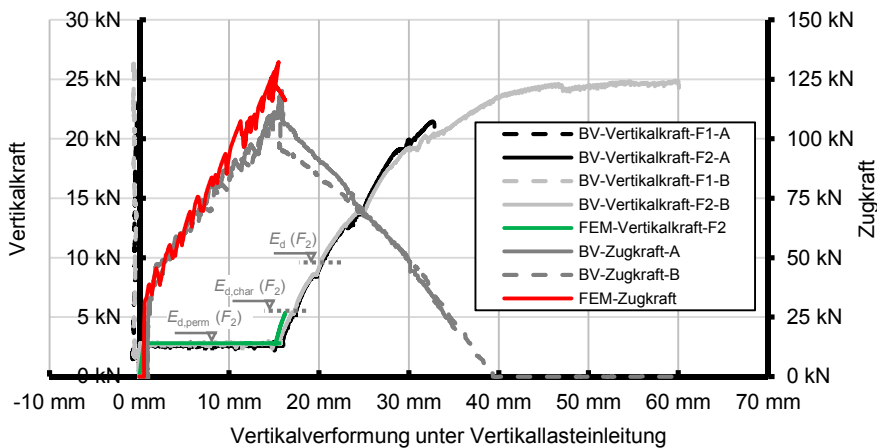


Abb. C.29: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm der Bauteilversuche VK-02a-S2 und VK-02b-S2 sowie deren Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

Es ist zu beachten, dass die Vertikalverformung anstatt in Feldmitte unter der Vertikallasteinleitung gemessen wurde. Zudem war bei dem Bauteilversuch VK-02a-S2 die maximal mögliche Messung der Durchbiegung auf ca. 35 mm begrenzt. Um eine Beschädigung der Messtechnik zu vermeiden, wurden bei dem Versuch nach dem Erreichen dieser Durchbiegung die Wegaufnehmer entfernt. Der Versuch wurde ohne Messung der Vertikalverformung im größeren Feld weiter durchgeführt. In den Plänen der Messtechnik (s. Anhang B) ist die Ist-Situation der Messtechnik dargestellt.

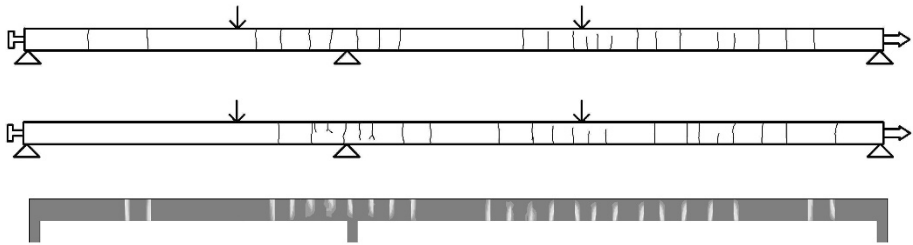


Abb. C.30: Gegenüberstellung der Rissbilder aus den Bauteilversuchen VK-02a-S2 (oben) und VK-02b-S2 (in der Mitte) sowie deren Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

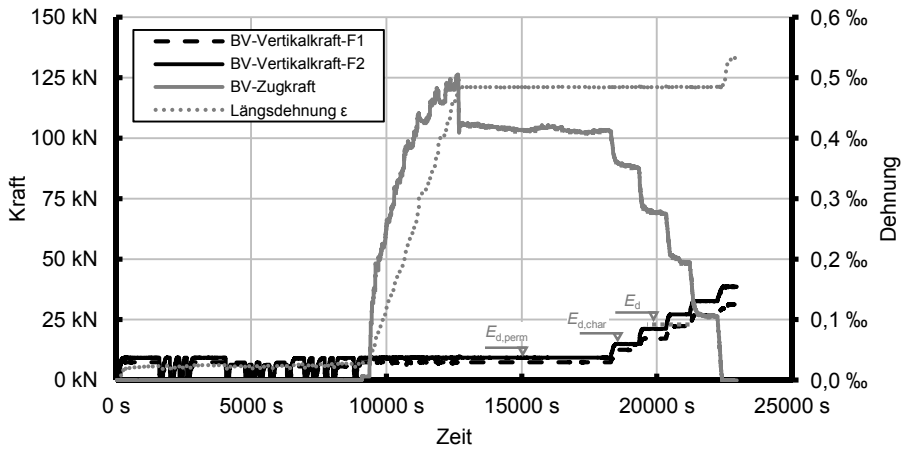


Abb.C.31: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03-S2

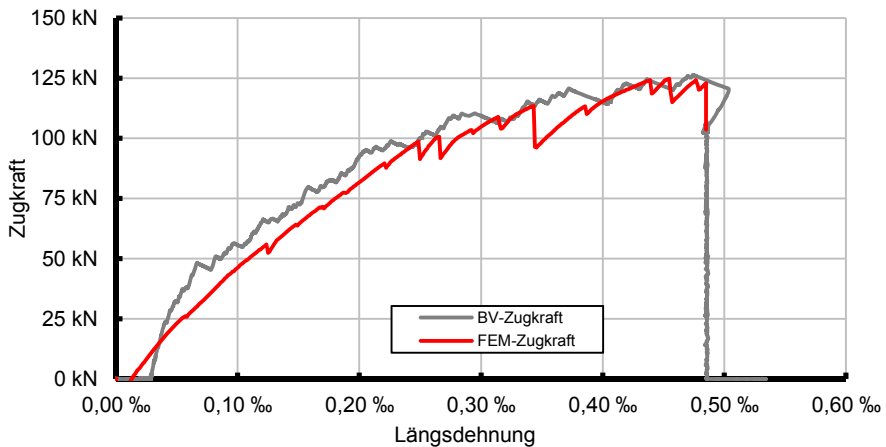


Abb. C.32: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-03-S2 und dessen Nachrechnung

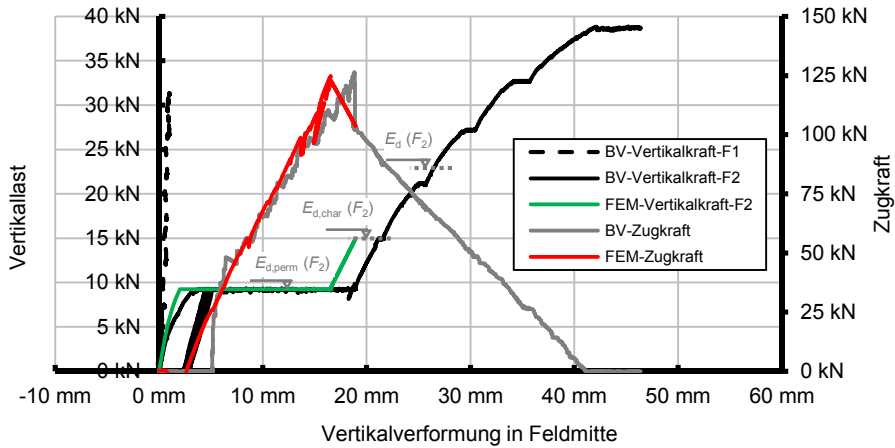


Abb. C.33: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-03-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

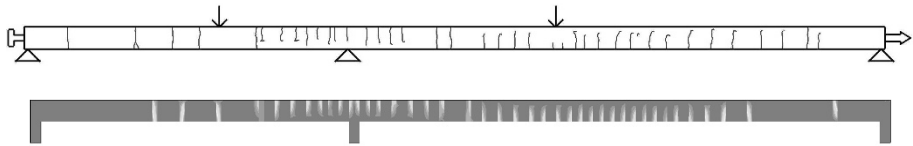


Abb. C.34: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-03-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-04-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,28 kN (je Lasteinleitung).

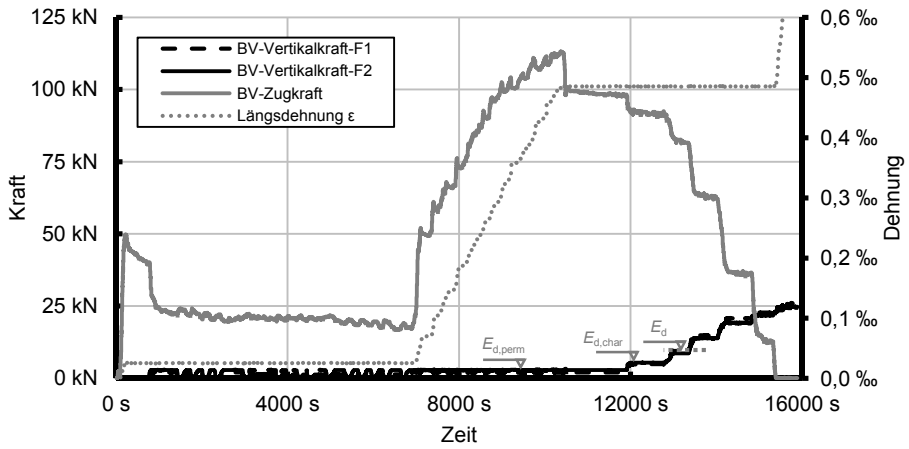


Abb. C.35: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-04-S2

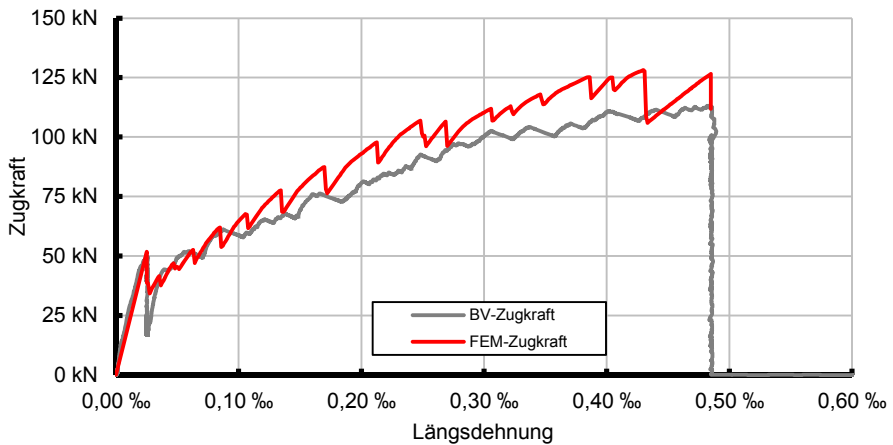


Abb. C.36: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-04-S2 und dessen Nachrechnung

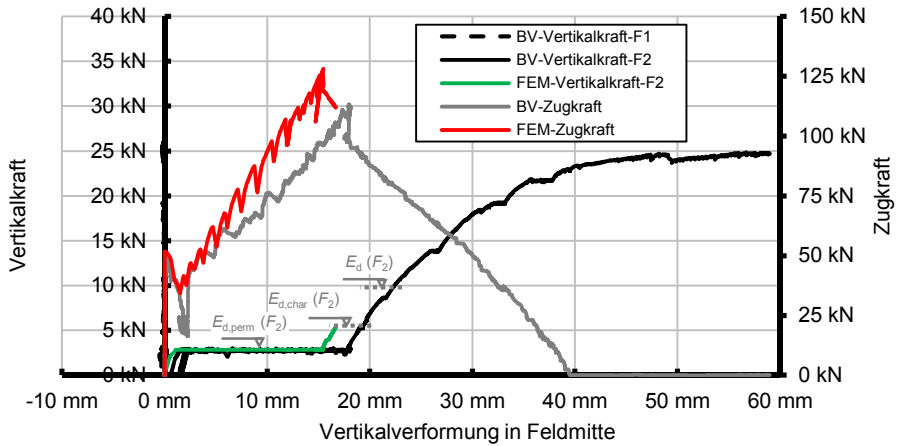


Abb. C.37: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-04-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

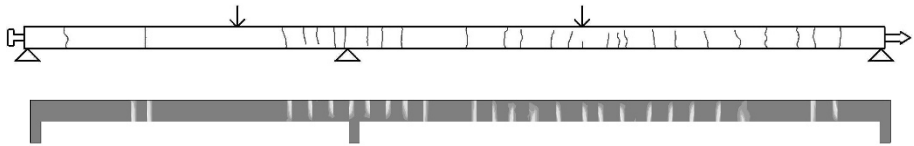


Abb. C.38: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-04-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-05-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

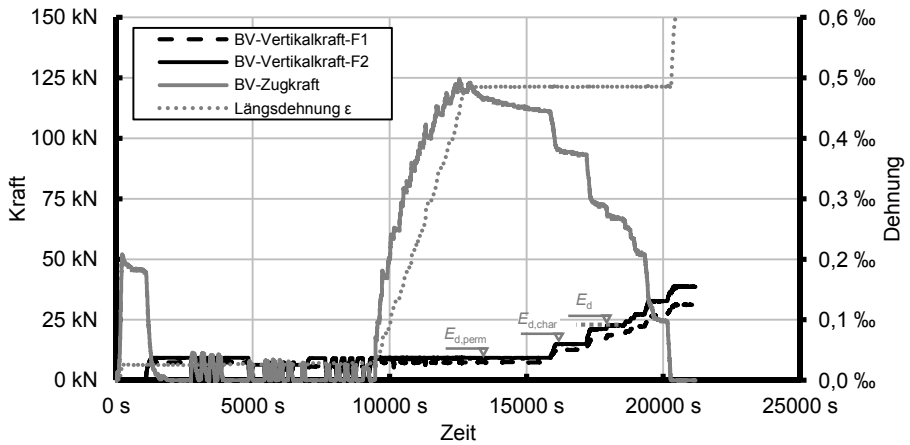


Abb. C.39: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05-S2

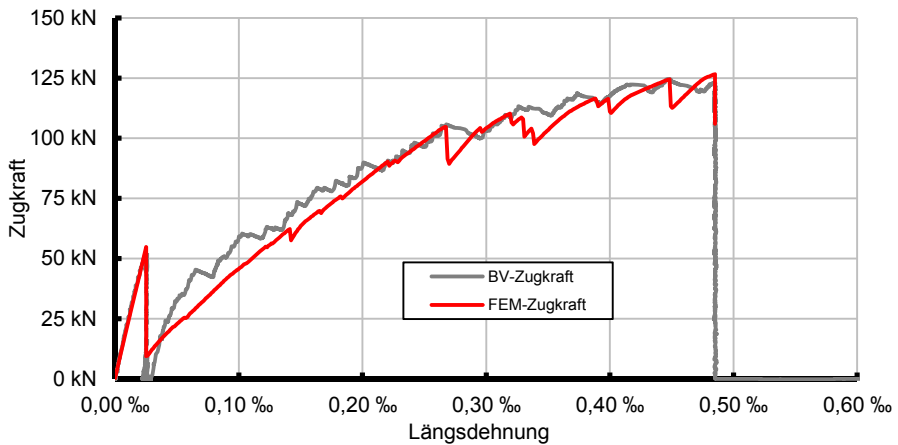


Abb. C.40: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-05-S2 und dessen Nachrechnung

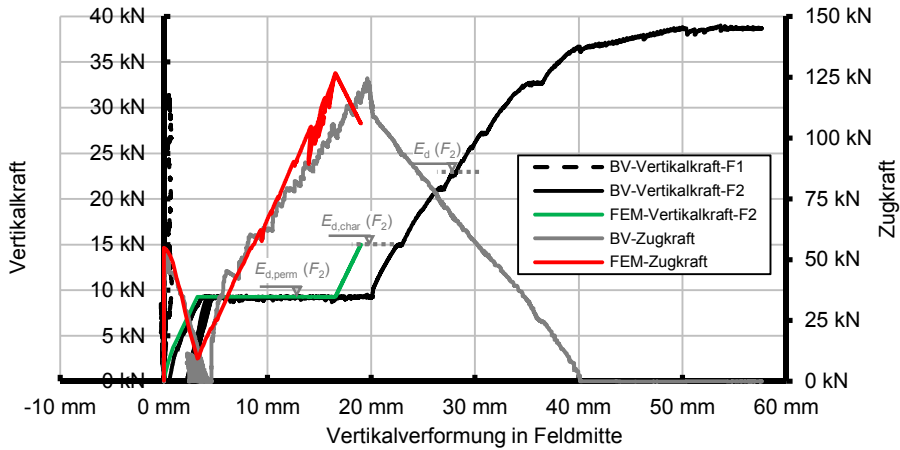


Abb. C.41: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-05-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

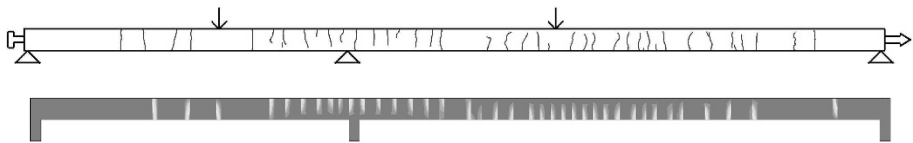


Abb. C.42: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-05-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-06-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

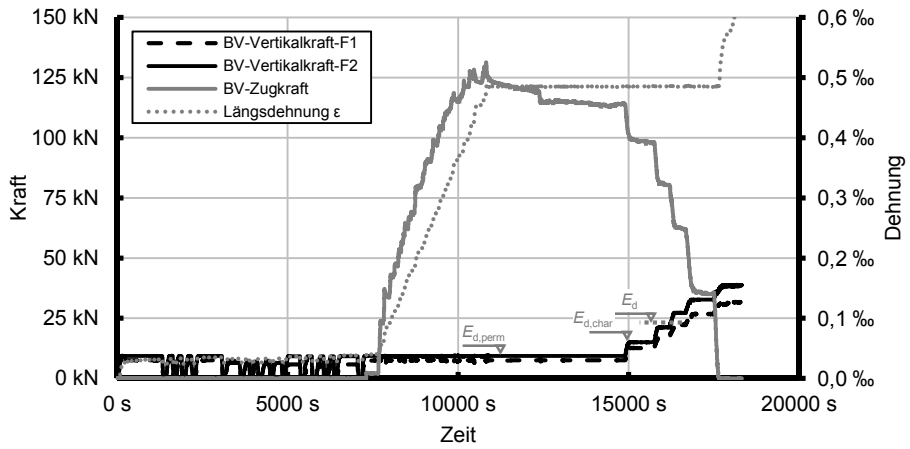


Abb. C.43: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-06-S2

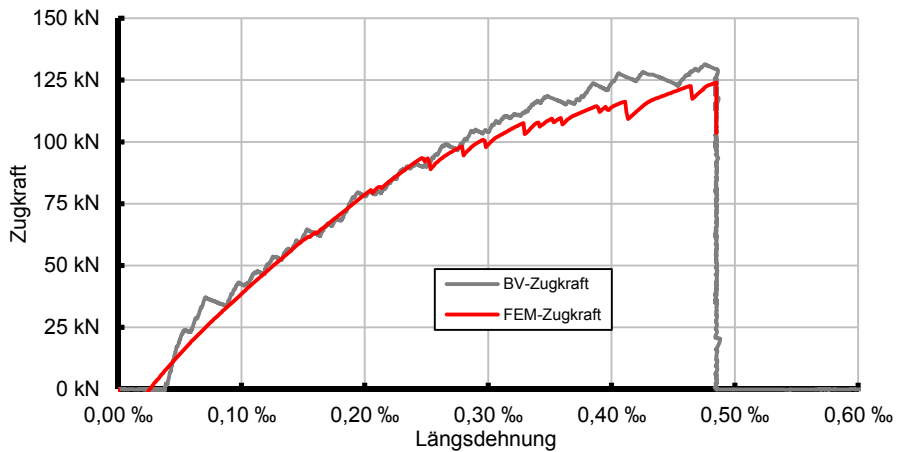


Abb. C.44: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-06-S2 und dessen Nachrechnung

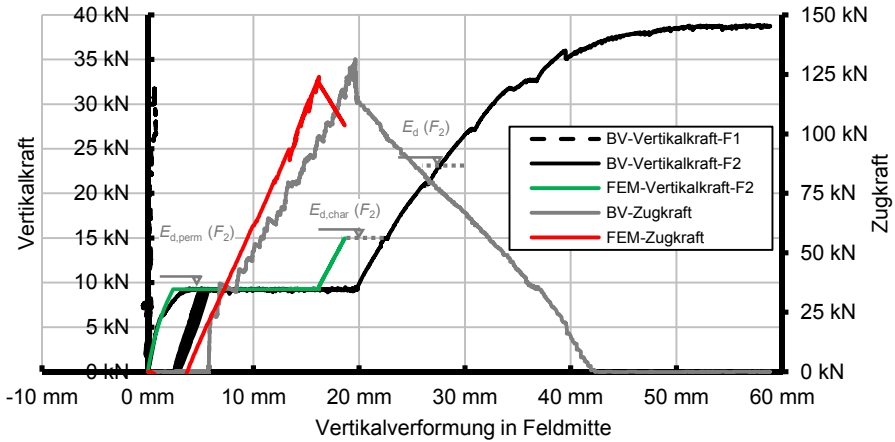


Abb. C.45: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-06-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

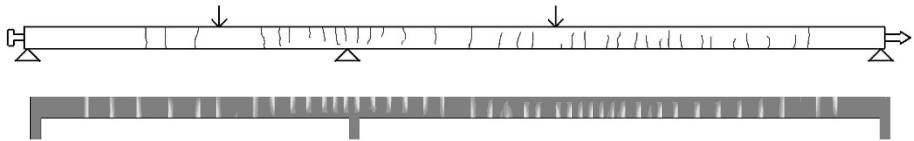


Abb. C.46: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-06-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-07-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,30 kN (je Lasteinleitung).

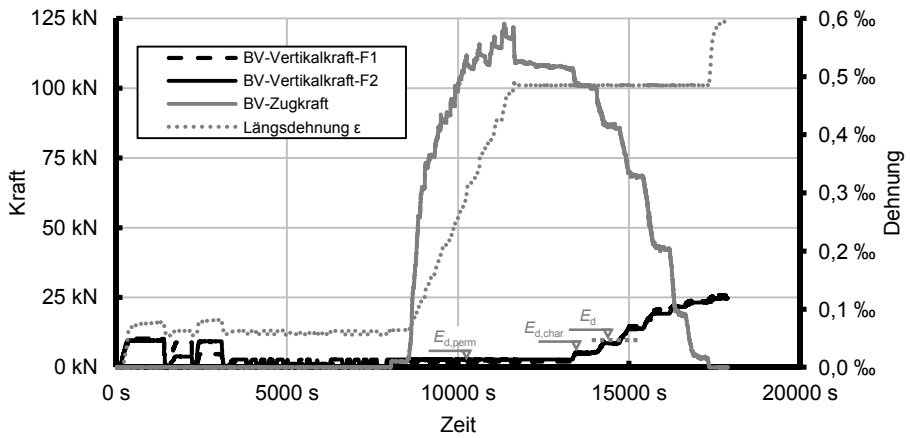


Abb. C.47: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-07-S2

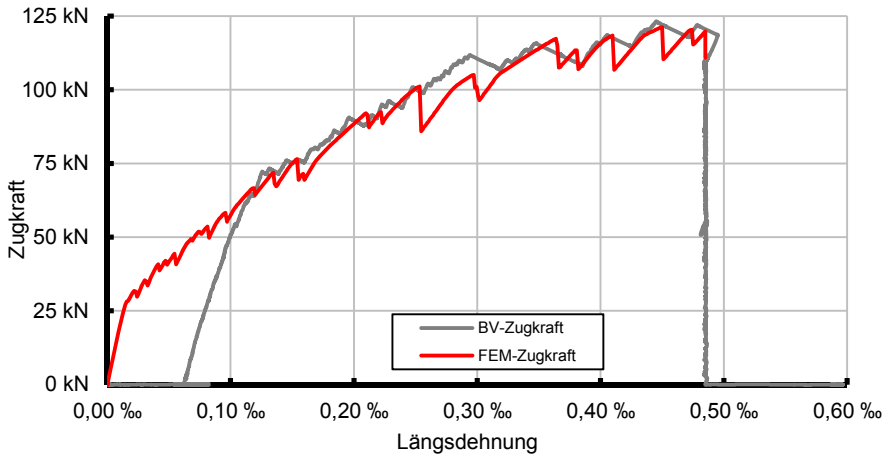


Abb. C.48: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-07-S2 und dessen Nachrechnung

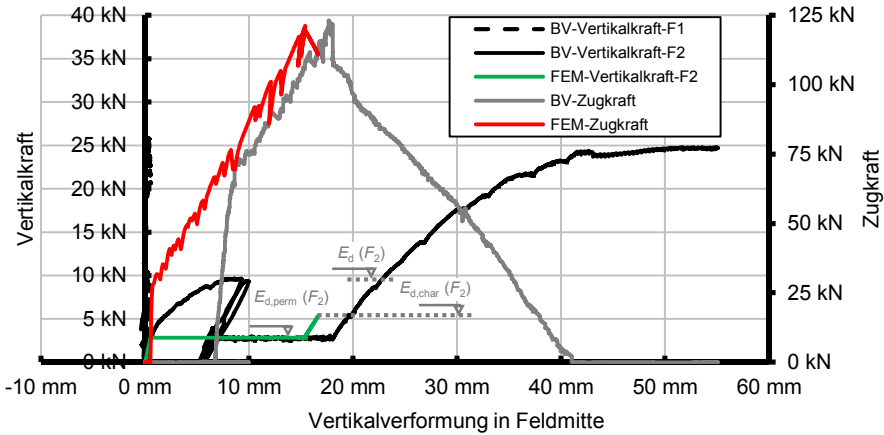


Abb. C.49: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-07-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

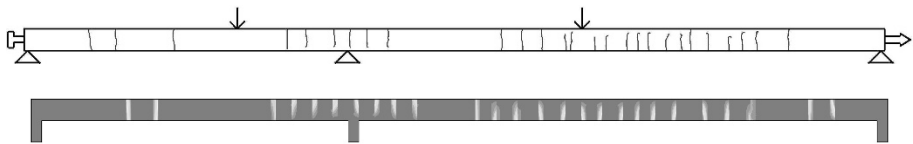


Abb. C.50: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-07-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-08-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,28 kN (je Lasteinleitung).

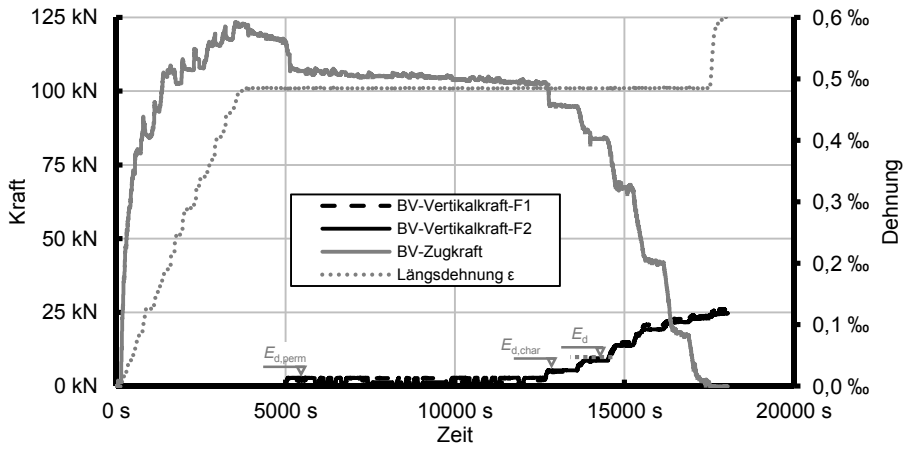


Abb. C.51: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-08-S2

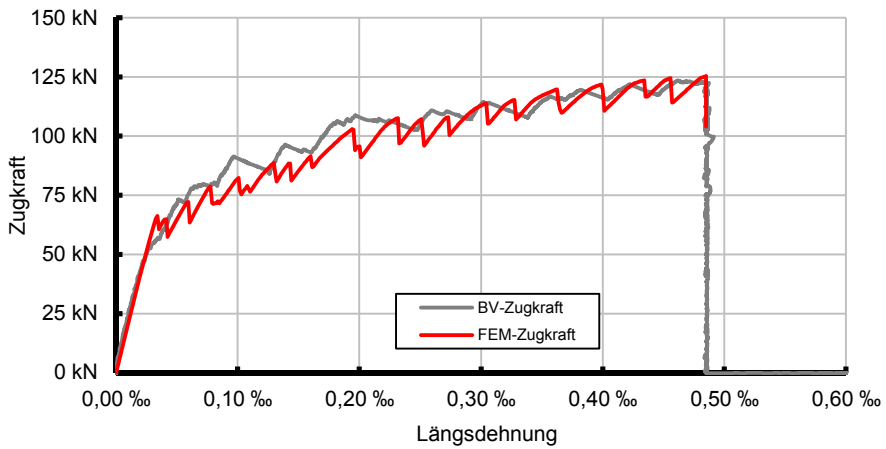


Abb. C.52: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-08-S2 und dessen Nachrechnung

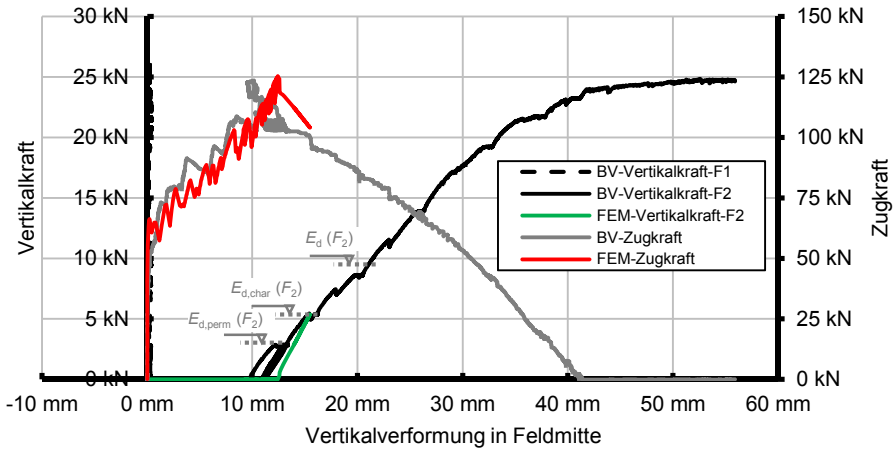


Abb. C.53: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-08-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

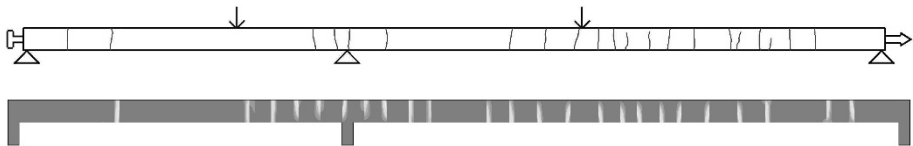


Abb. C.54: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-08-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-09-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,30 kN (je Lasteinleitung).

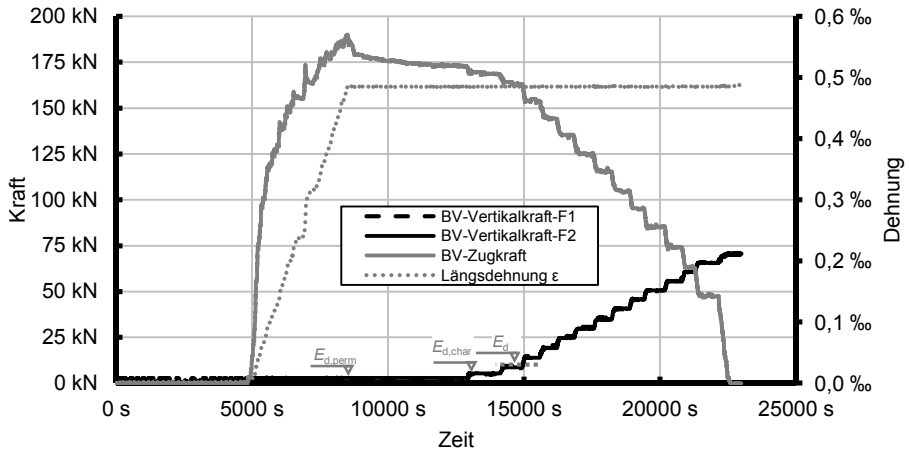


Abb. C.55: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-09-S2

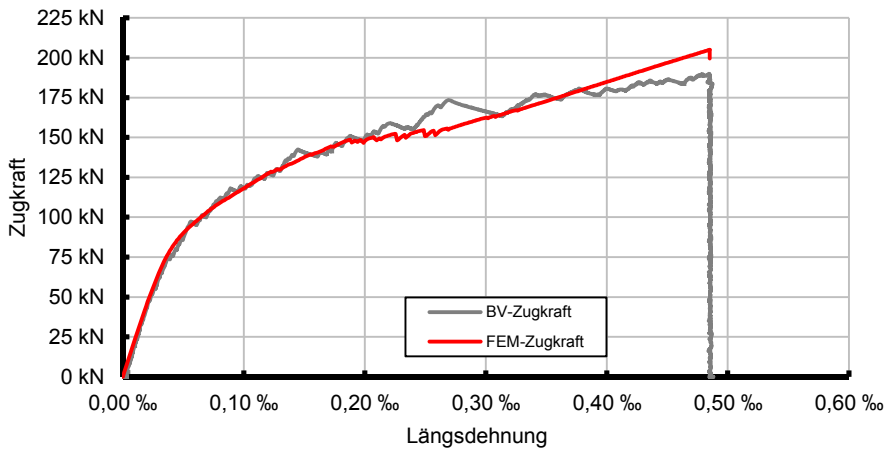


Abb. C.56: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-09-S2 und dessen Nachrechnung

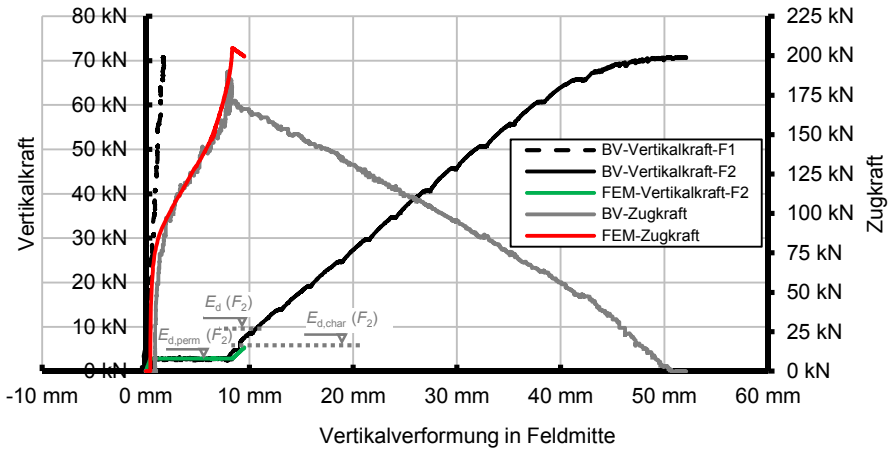


Abb. C.57: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-09-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

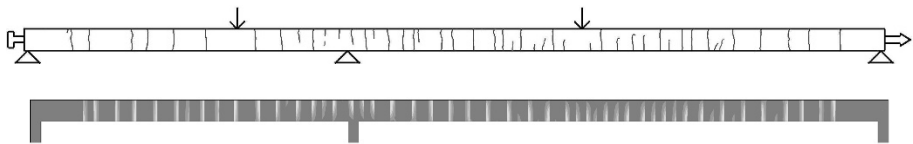


Abb. C.58: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-09-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-10-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,30 kN (je Lasteinleitung).

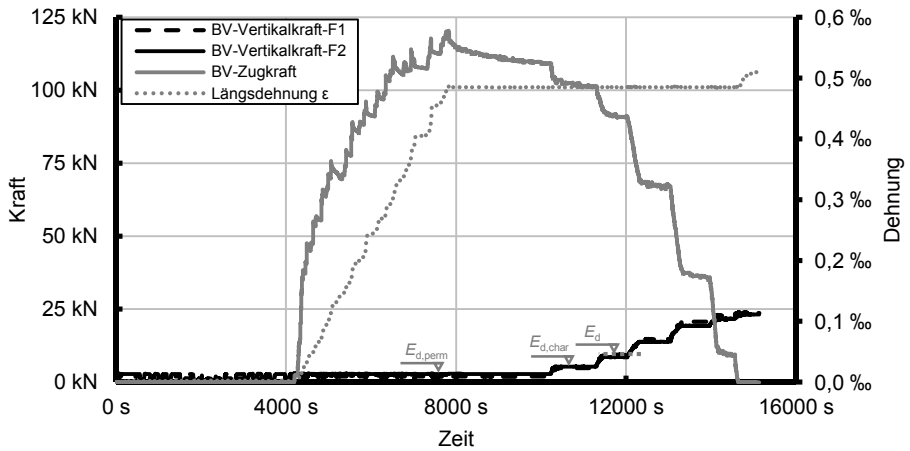


Abb. C.59: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-10-S2

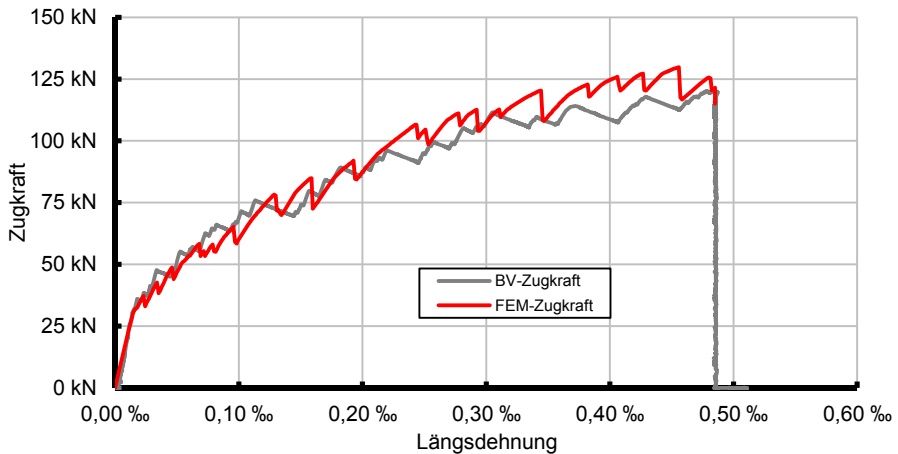


Abb. C.60: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-10-S2 und dessen Nachrechnung

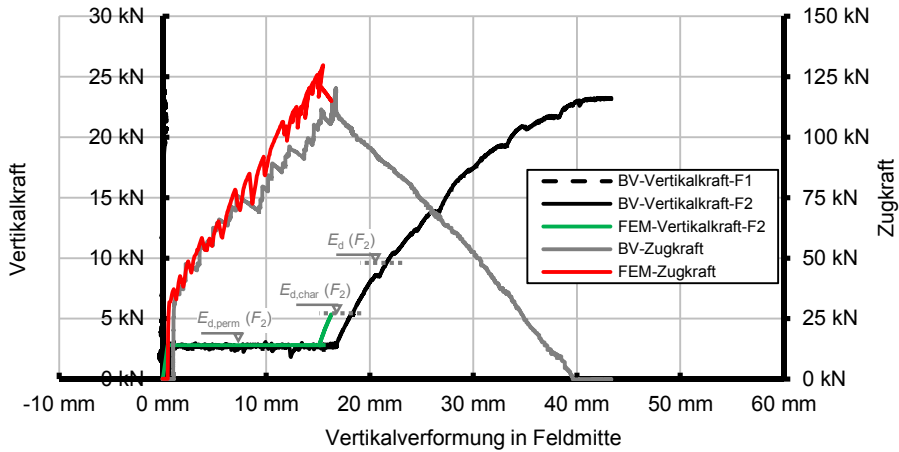


Abb. C.61: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-10-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

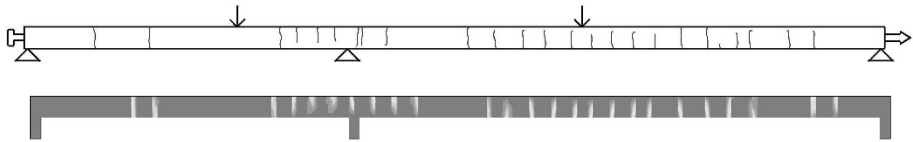


Abb. C.62: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-10-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-11-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

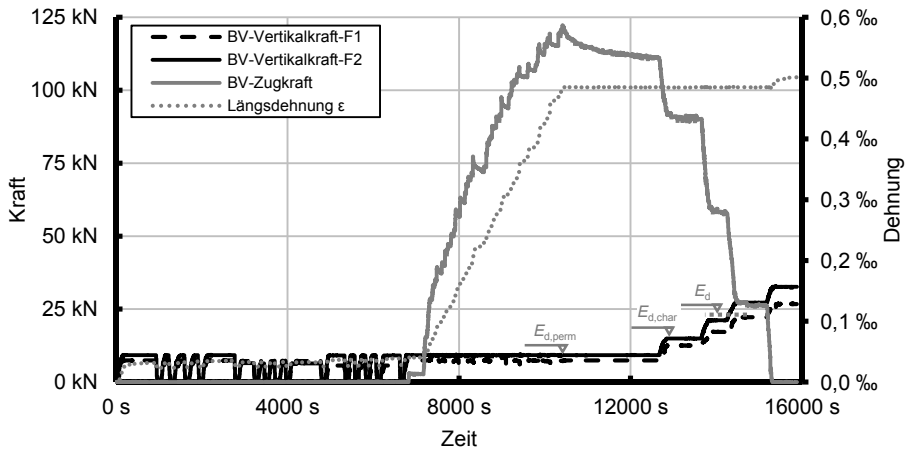


Abb. C.63: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-11-S2

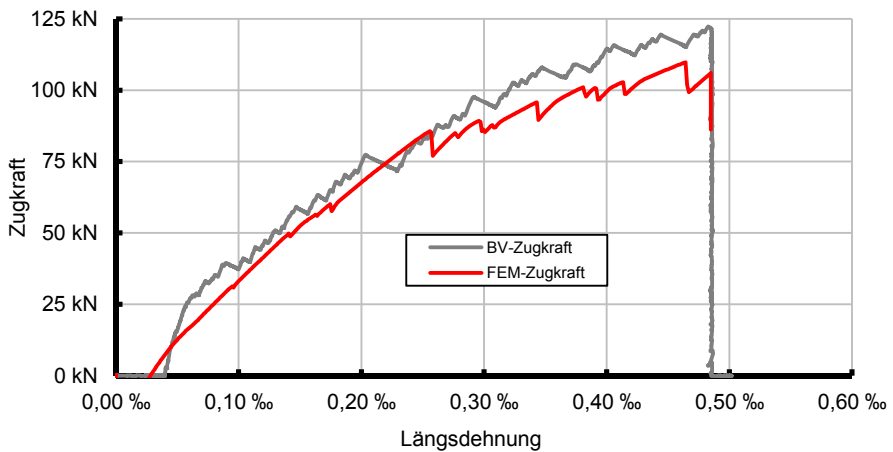


Abb. C.64: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-11-S2 und dessen Nachrechnung

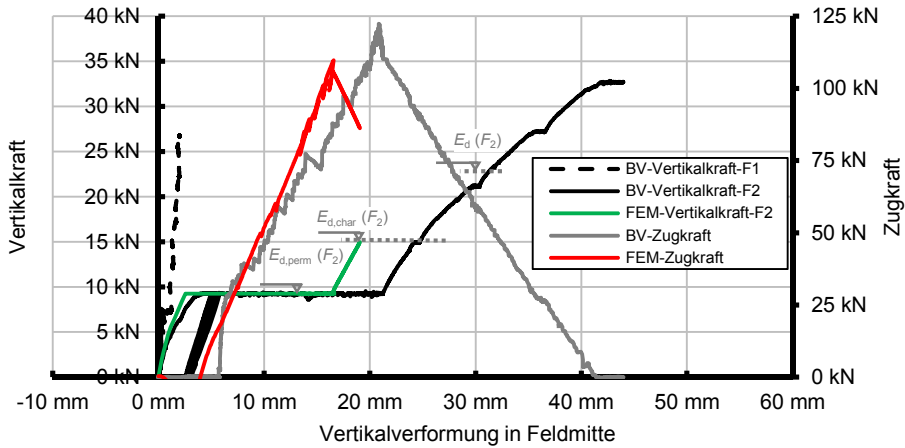


Abb. C.65: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-11-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

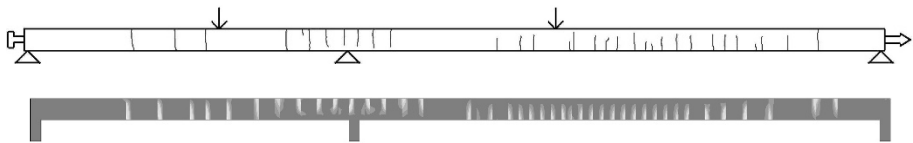


Abb. C.66: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-11-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuchsserie 3

Versuch VK-01-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

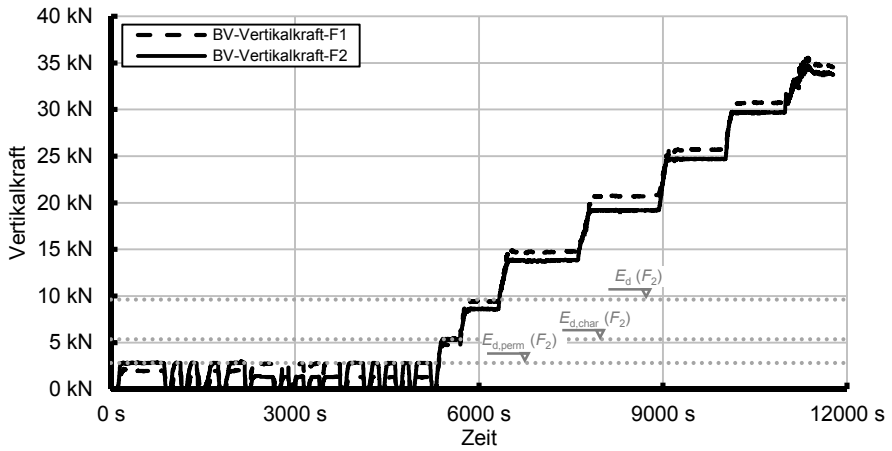


Abb. C.67: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S3

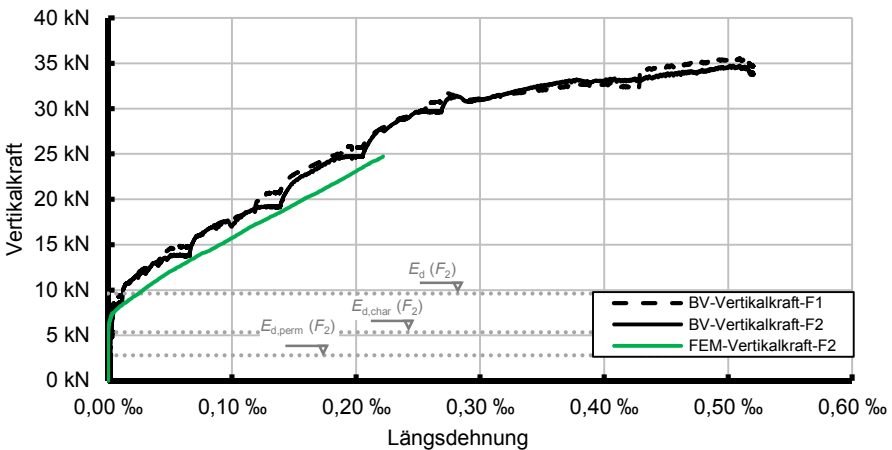


Abb. C.68: Vertikalkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S3 und dessen Nachrechnung

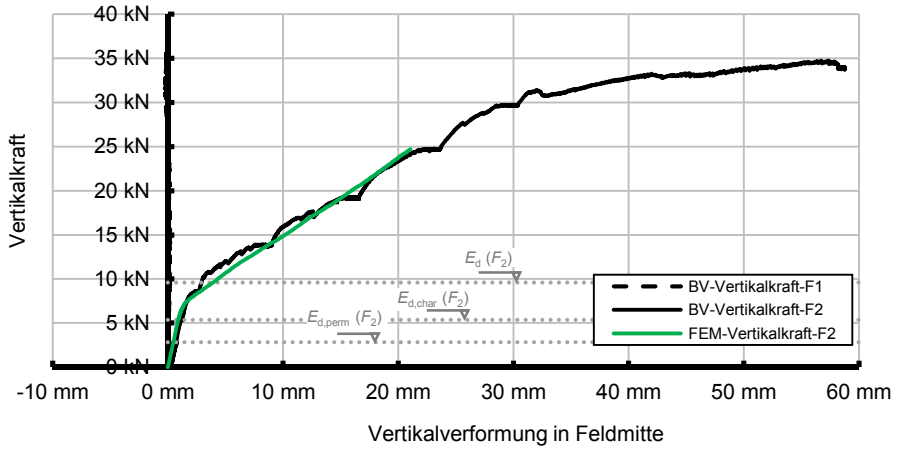


Abb. C.69: Vertikalkraft-Vertikalverformungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S3 und dessen Nachrechnung

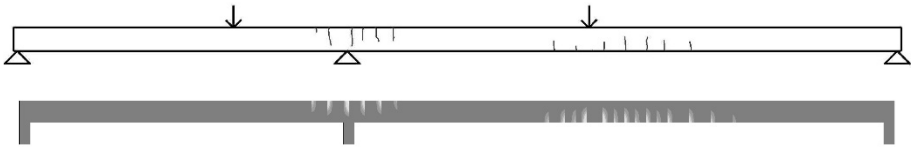


Abb. C.70: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S3 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_2 \approx 14$ kN

Versuch VK-02-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

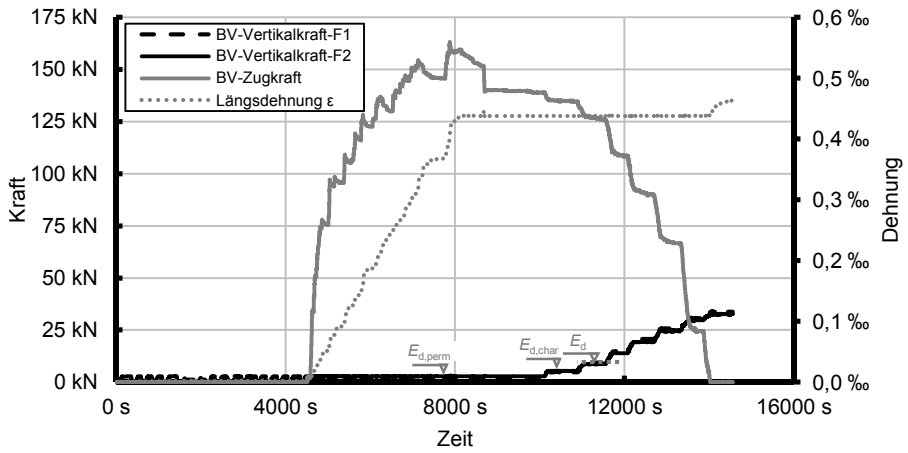


Abb. C.71: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02-S3

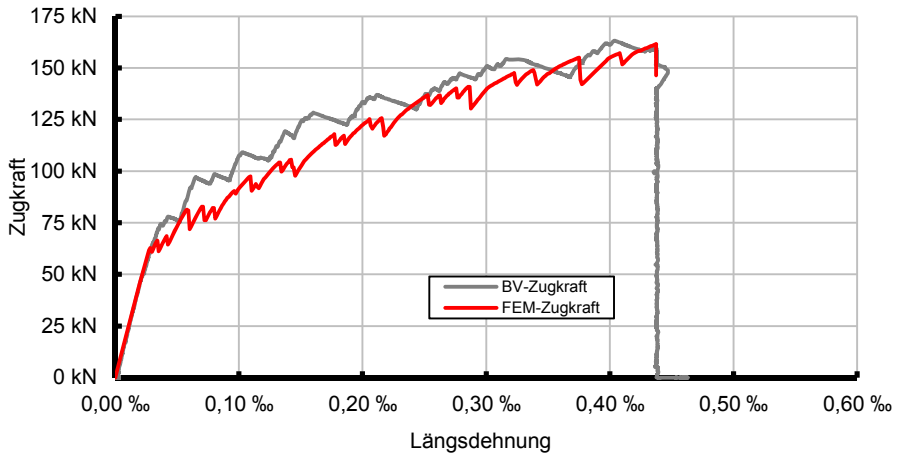


Abb. C.72: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-02-S3 und dessen Nachrechnung

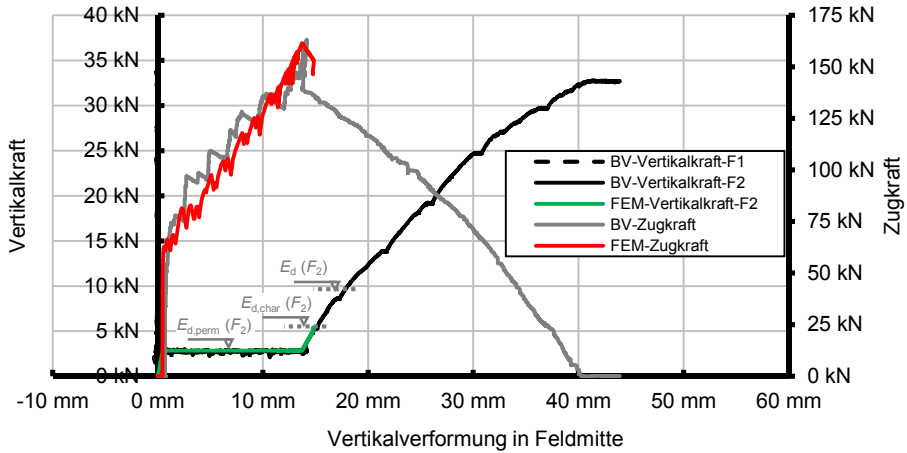


Abb. C.73: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-02-S3 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

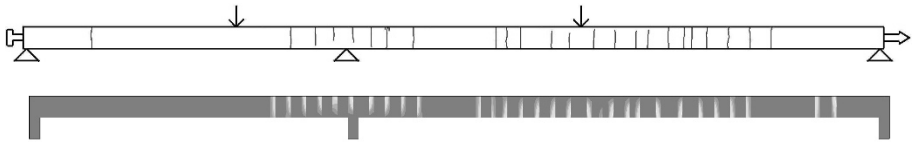


Abb. C.74: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02-S3 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,437 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03a/b-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

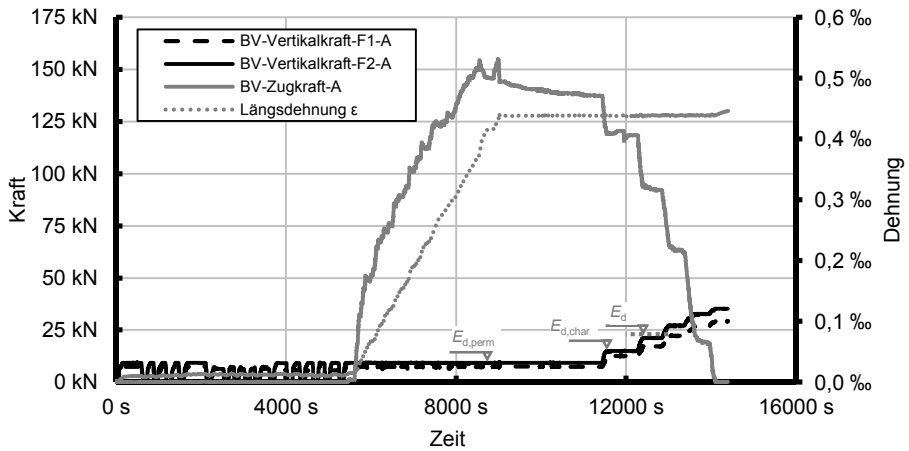


Abb. C.75: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03a-S3

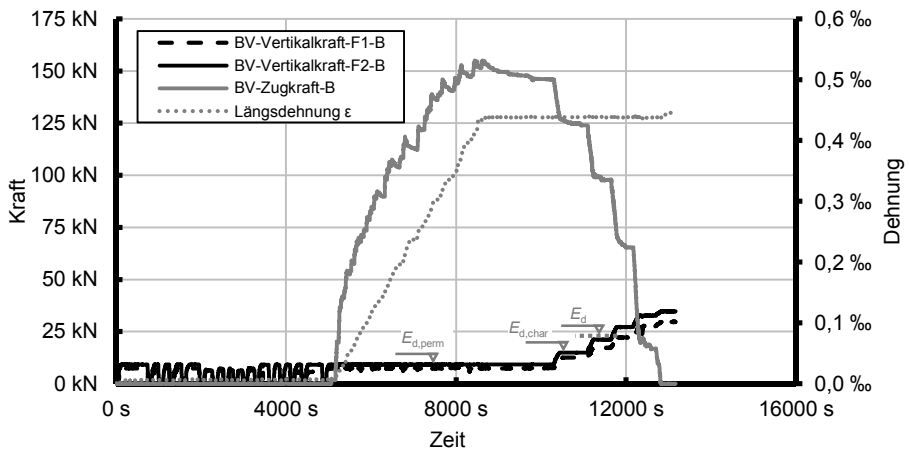


Abb. C.76: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03b-S3

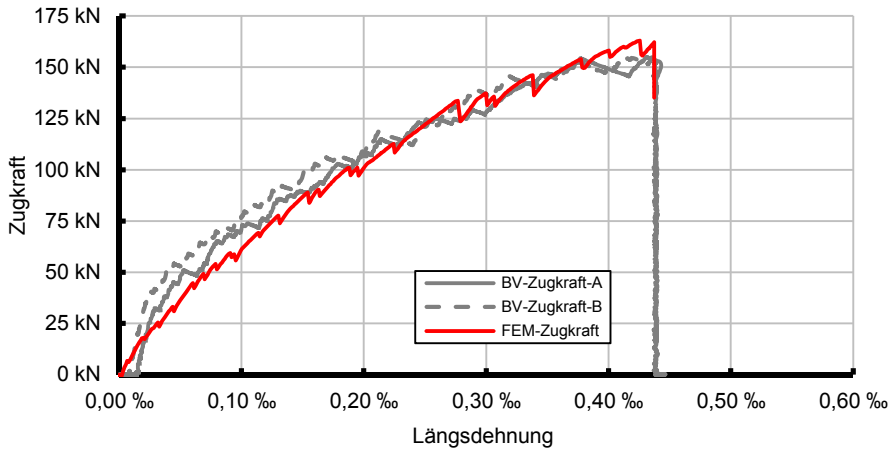


Abb. C.77: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung der Bauteilversuche VK-03a-S3 und VK-03b-S3 sowie deren Nachrechnung

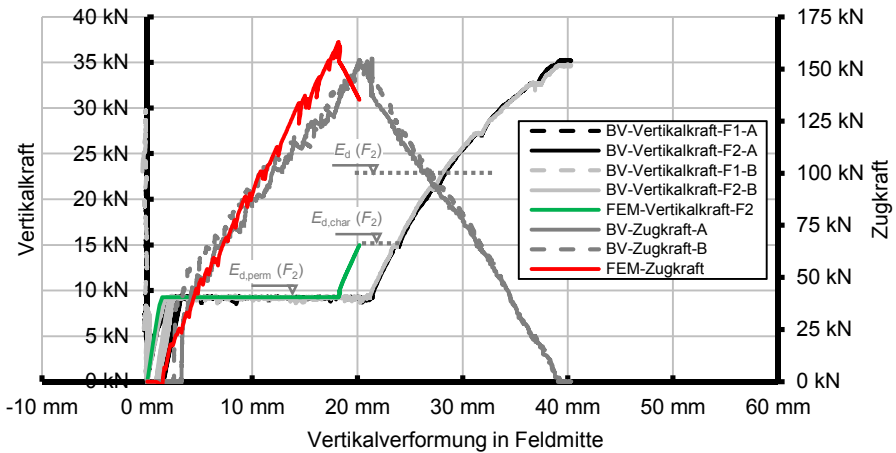


Abb. C.78: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm der Bauteilversuche VK-03a-S3 und VK-03b-S3 sowie deren Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

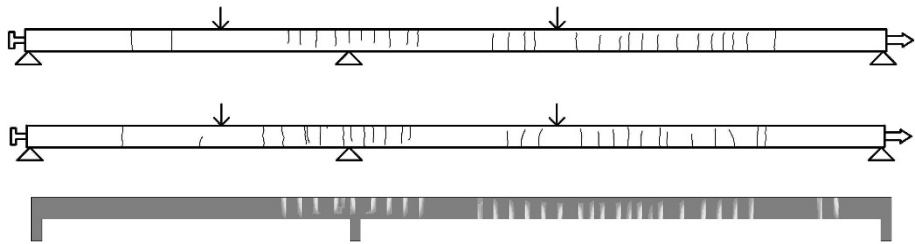


Abb. C.79: Gegenüberstellung der Rissbilder aus den Bauteilversuchen VK-03a-S3 (oben) und VK-03b-S3 (in der Mitte) sowie deren Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,437 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-04-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

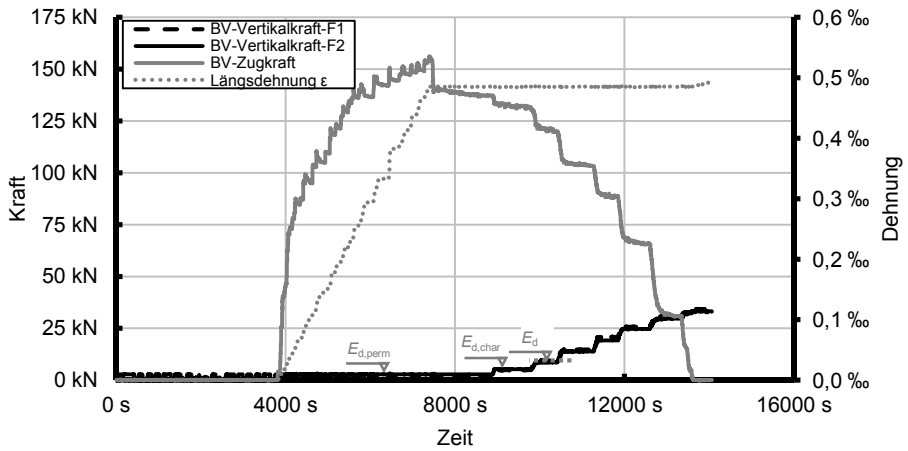


Abb. C.80: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-04-S3

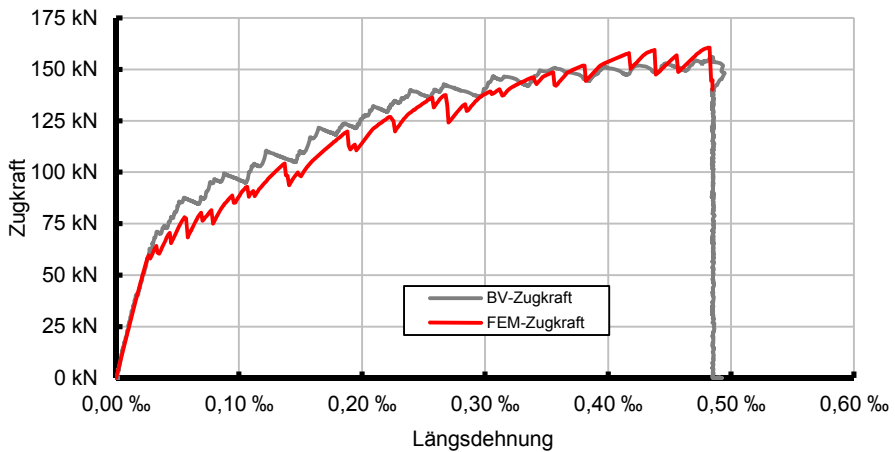


Abb. C.81: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-04-S3 und dessen Nachrechnung

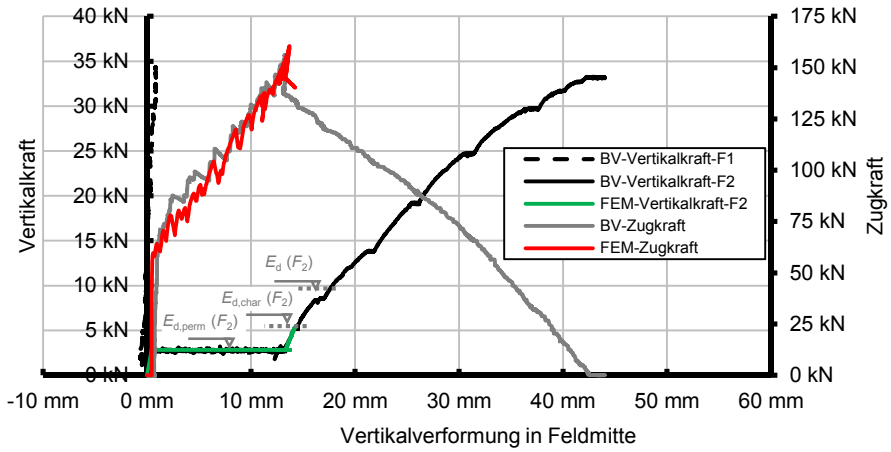


Abb. C.82: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-04-S3 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

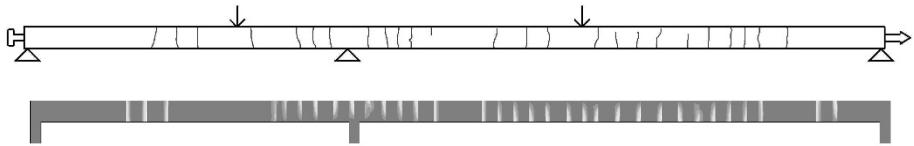


Abb. C.83: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-04-S3 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,437\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-05-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

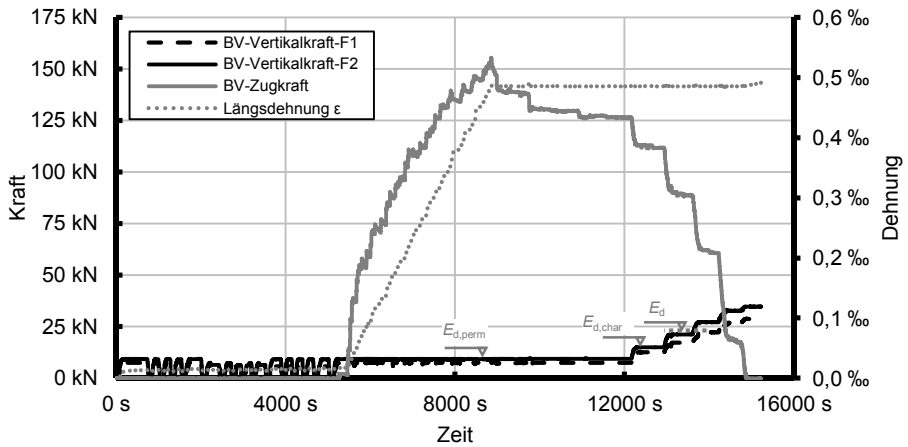


Abb. C.84: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05-S3

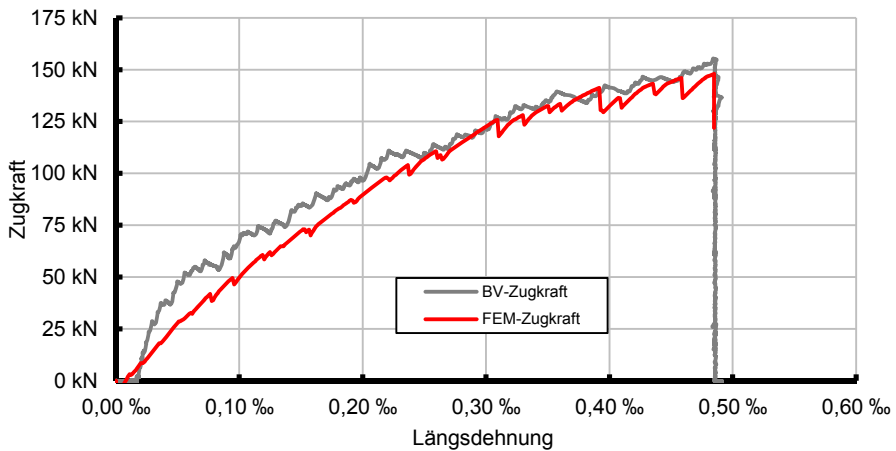


Abb. C.85: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-05-S3 und dessen Nachrechnung

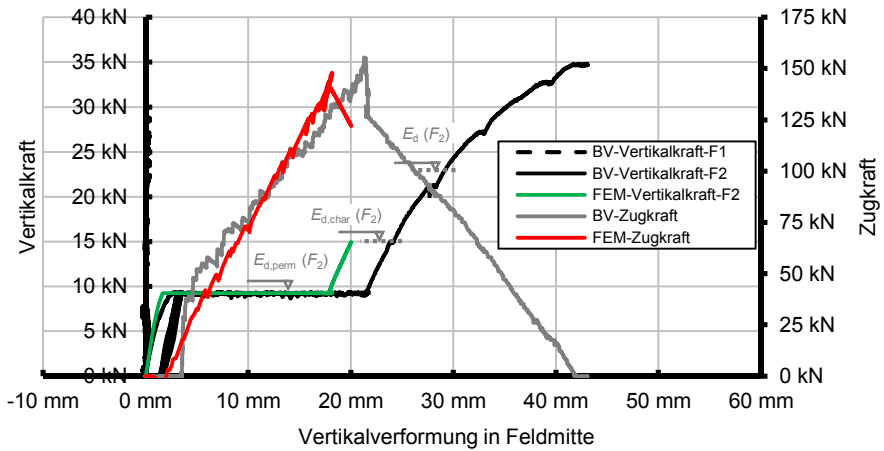


Abb. C.86: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-05-S3 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

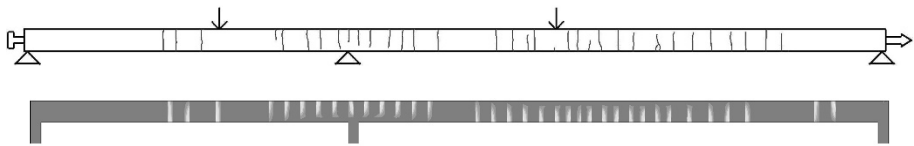


Abb. C.87: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-05-S3 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,437\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuchsserie 4

Versuch VK-01-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

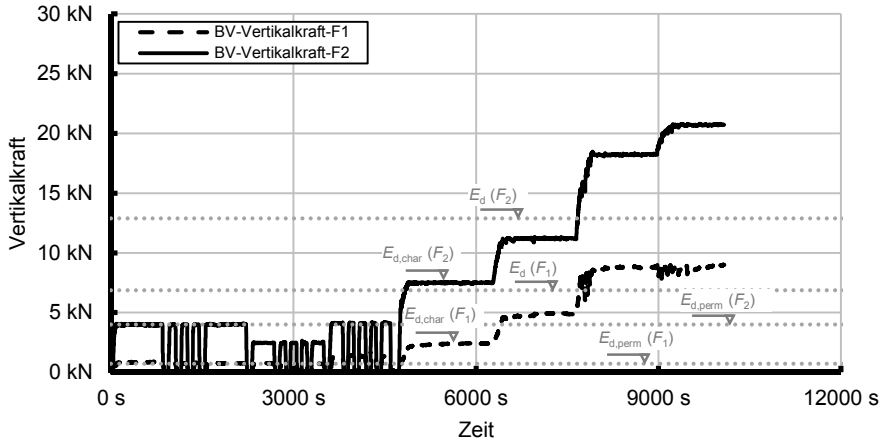


Abb. C.88: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S4

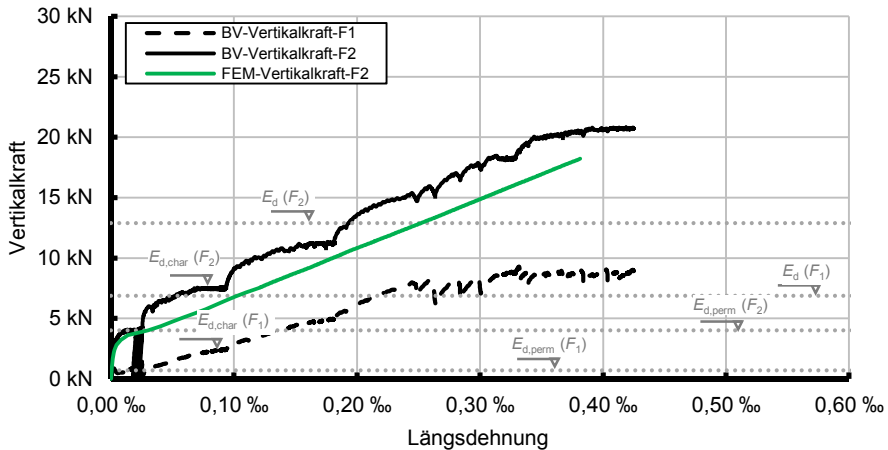


Abb. C.89: Vertikalkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S4 und dessen Nachrechnung

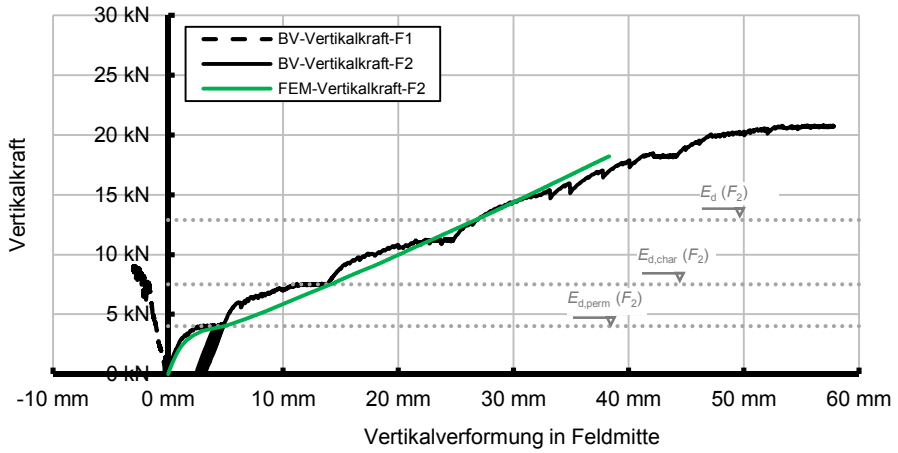


Abb. C.90: Vertikalkraft-Vertikalverformungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S4 und dessen Nachrechnung

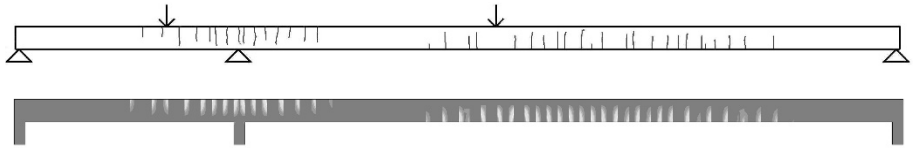


Abb. C.91: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S4 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_2 \approx 18,5$ kN

Versuch VK-02a-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

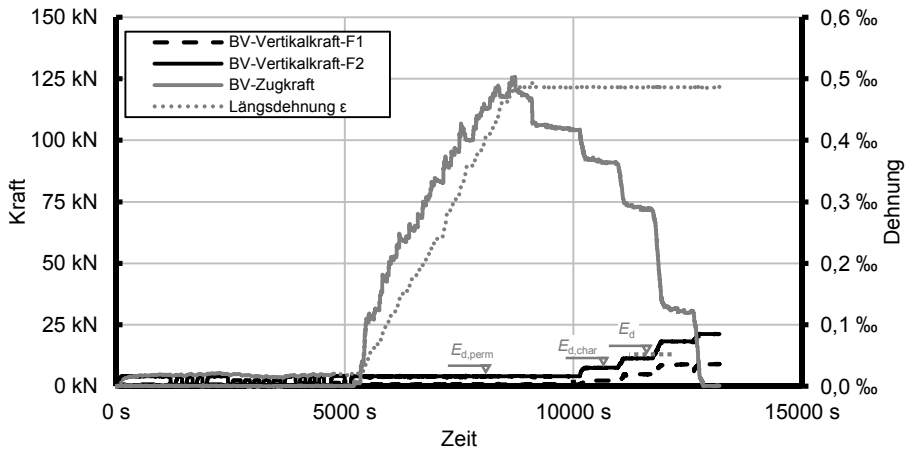


Abb. C.92: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02a-S4

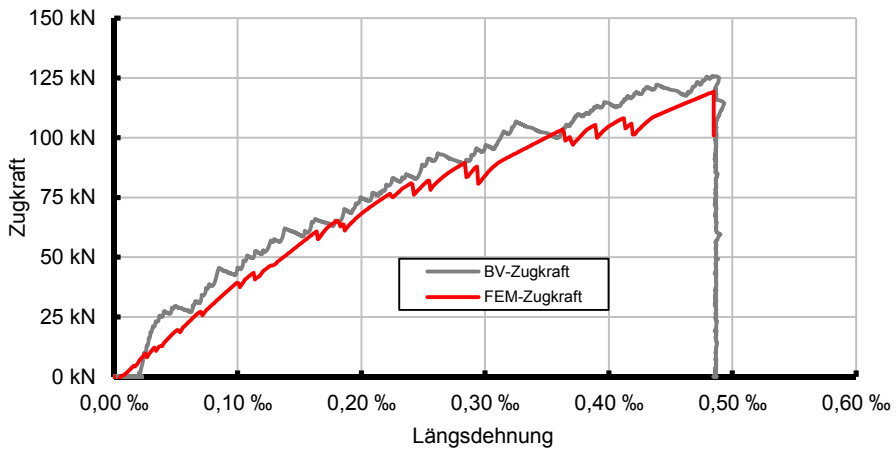


Abb. C.93: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-02a-S4 und dessen Nachrechnung

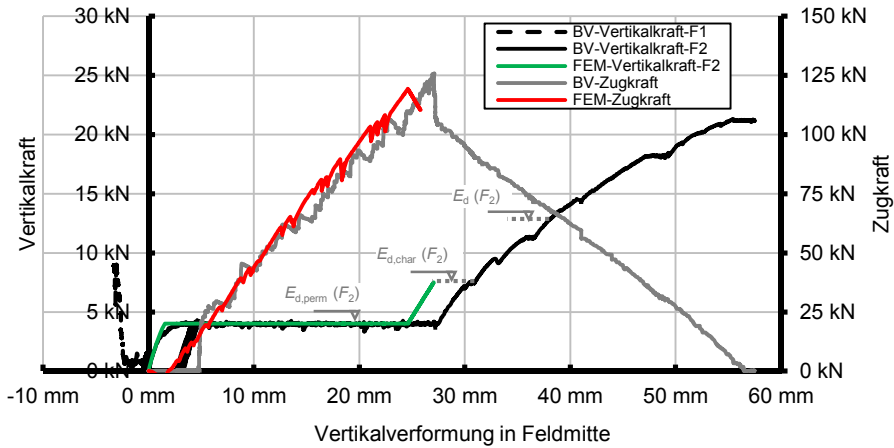


Abb. C.94: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-02a-S4 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

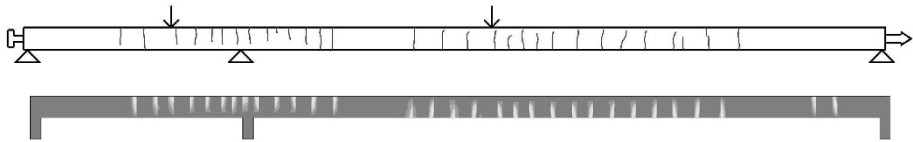


Abb. C.95: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02a-S4 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-02b-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

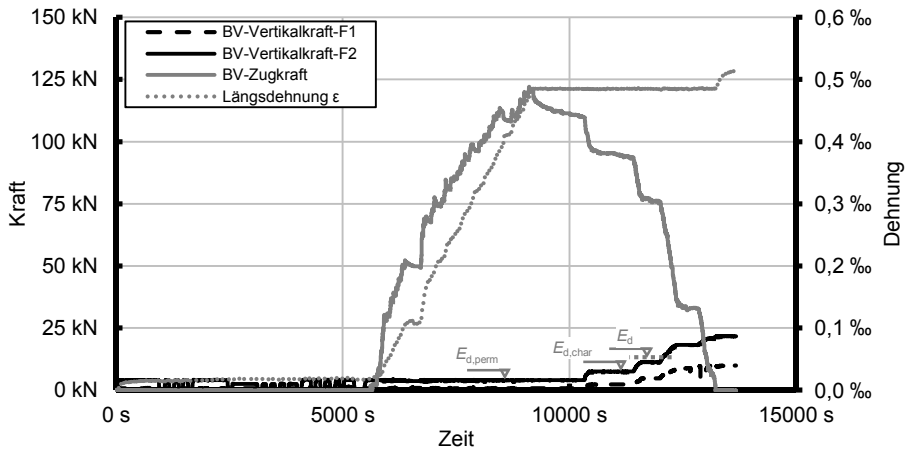


Abb. C.96: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02b-S4

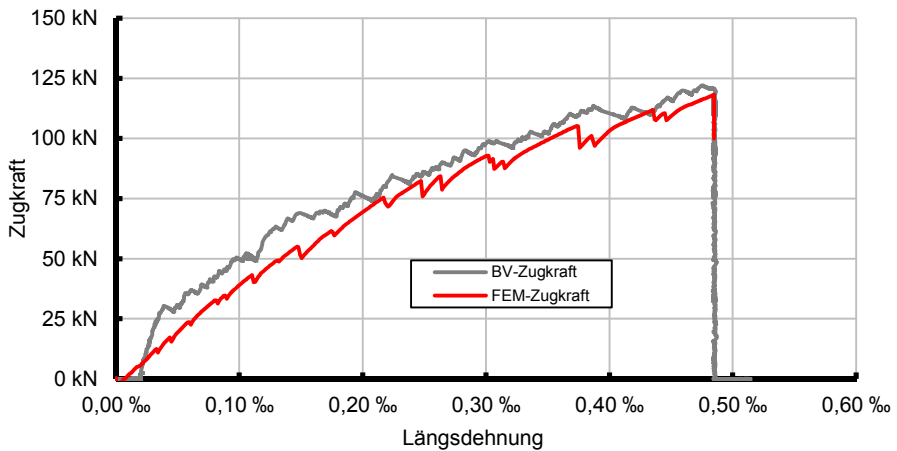


Abb. C.97: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-02b-S4 und dessen Nachrechnung

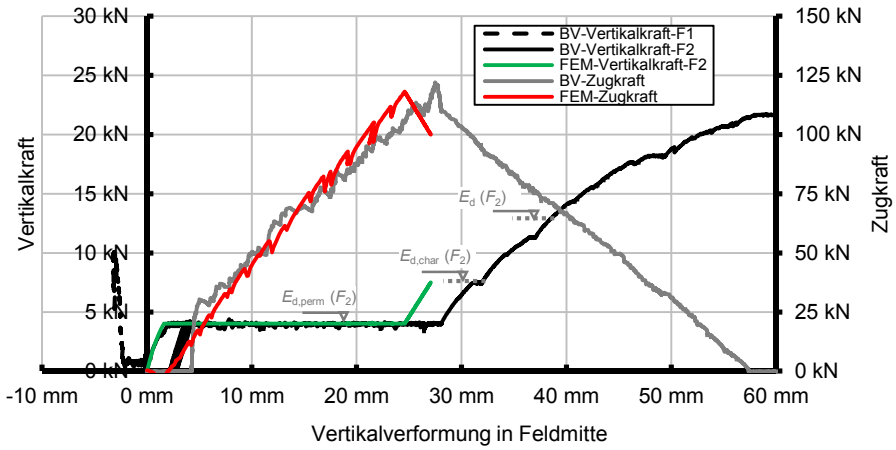


Abb. C.98: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-02b-S4 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

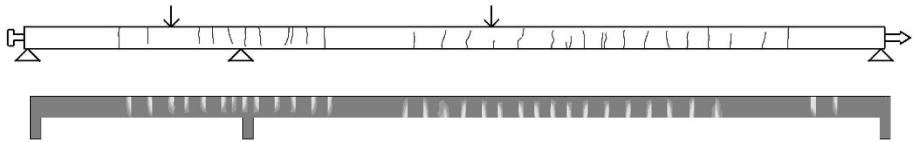


Abb. C.99: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02b-S4 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

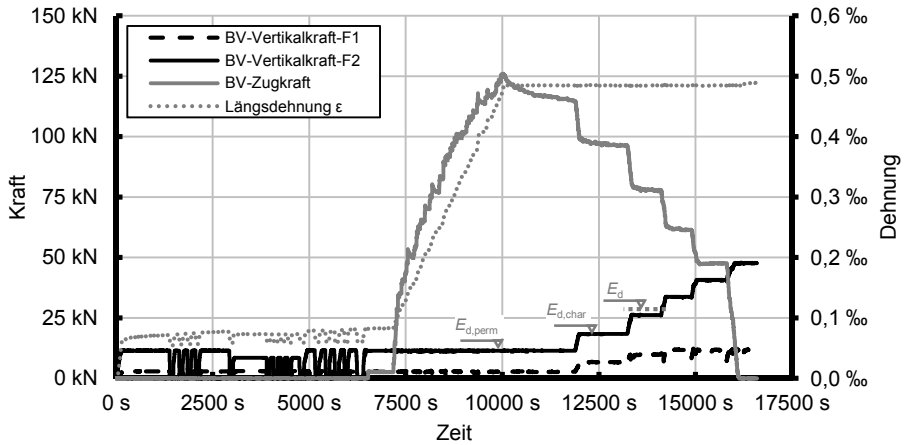


Abb. C.100:Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03-S4

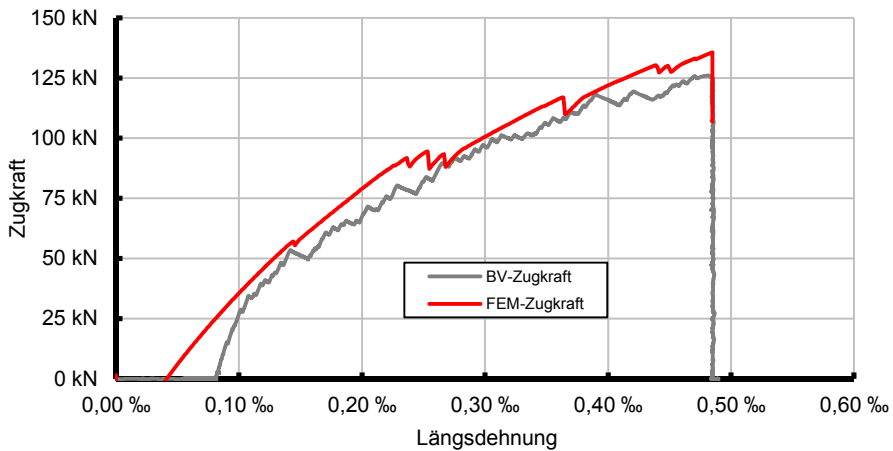


Abb. C.101:Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-03-S4 und dessen Nachrechnung

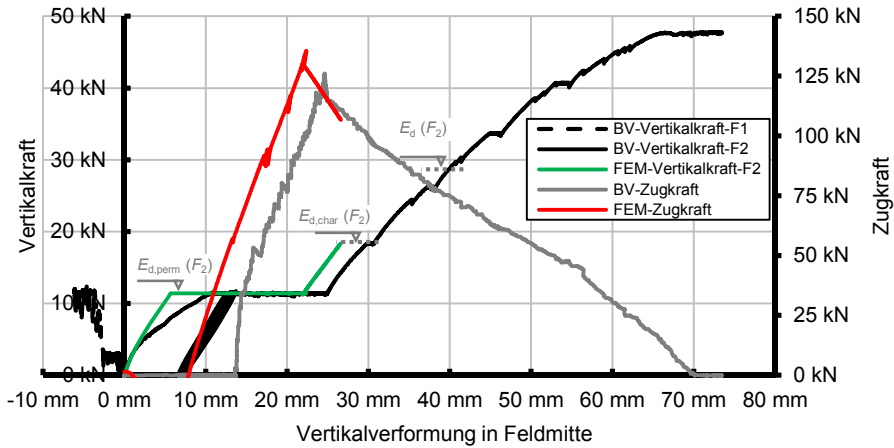


Abb. C.102:Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-03-S4 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

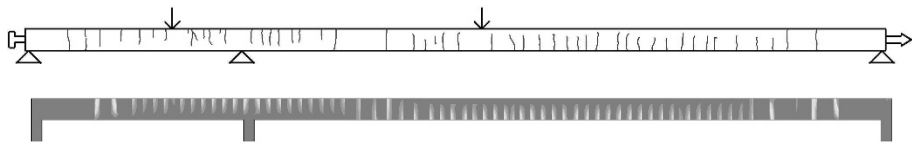
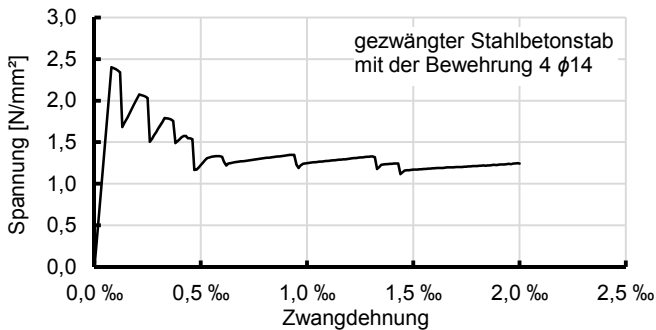


Abb. C.103:Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-03-S4 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

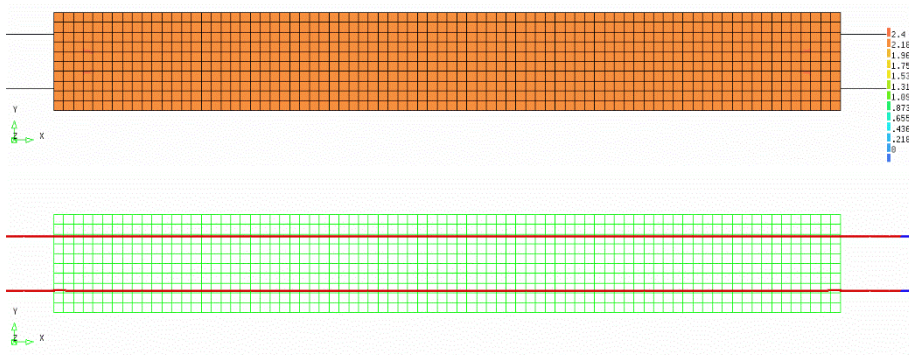
Anhang D

Im Folgenden sind die Ergebnisse der physikalisch nichtlinearen FEM-Berechnung an dem gezwängten Stahlbetonstab mit der Bewehrung 4 $\phi 14$ (vgl. Abschn. 4.8.1) zur Erläuterung des Verhaltens unter einer Zwangbeanspruchung ausführlich dokumentiert. Im Diagramm der Beziehung zwischen Normalspannung und Längsdehnung bezieht sich die auf der Ordinatenaachse abgetragene Spannung auf den ungerissenen Betonquerschnitt.



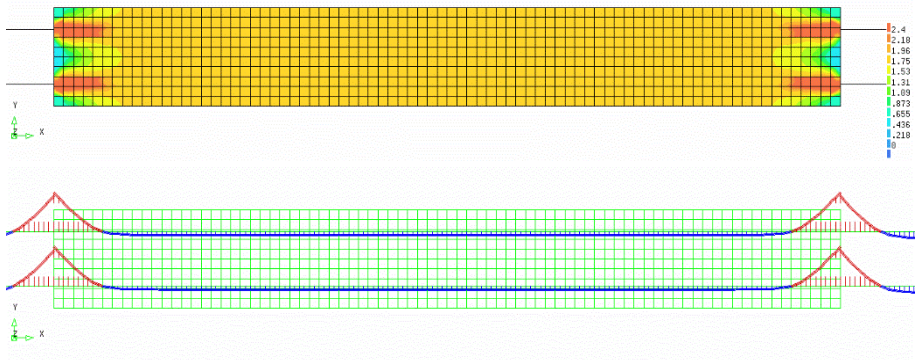
Zur Erläuterung der Rissbildung unter einer Zwangbeanspruchung sind nachfolgend stufenweise die Betonspannung (oben) und die Betonstahlspannung (unten) dargestellt. Dabei ist jeweils nur der Teilbereich des FEM-Modells mit physikalisch nichtlinearen Materialeigenschaften abgebildet, wo im Rahmen der numerischen Simulation Risse auftreten. Zur Gewährleistung der Übersichtlichkeit wurden die Bereiche des FEM-Modells mit linearen Materialeigenschaften ausgeblendet.

- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,08 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm^2):

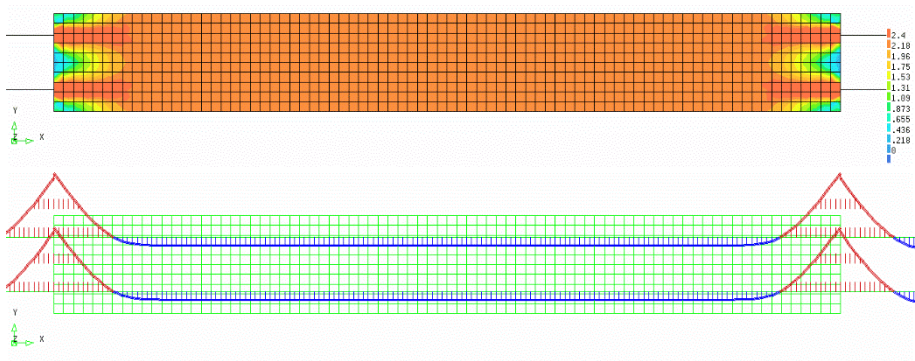


Anhang D

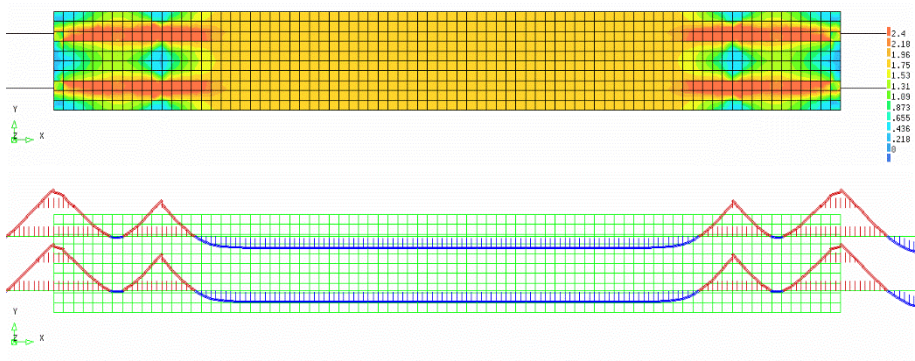
- aufgezogene Dehnung $\varepsilon = -0,13 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



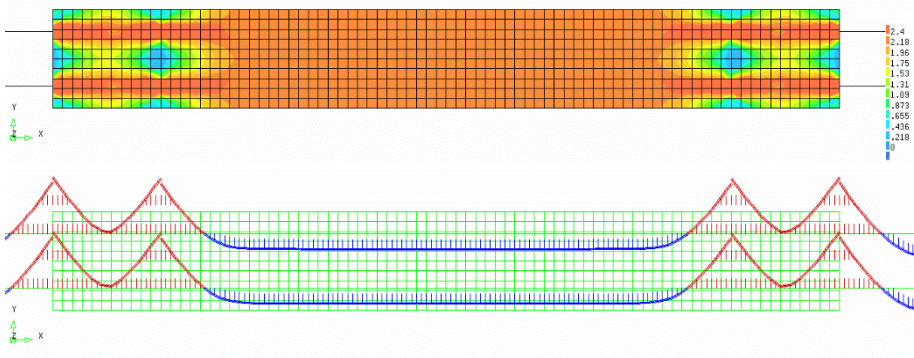
- aufgezogene Dehnung $\varepsilon = -0,21 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



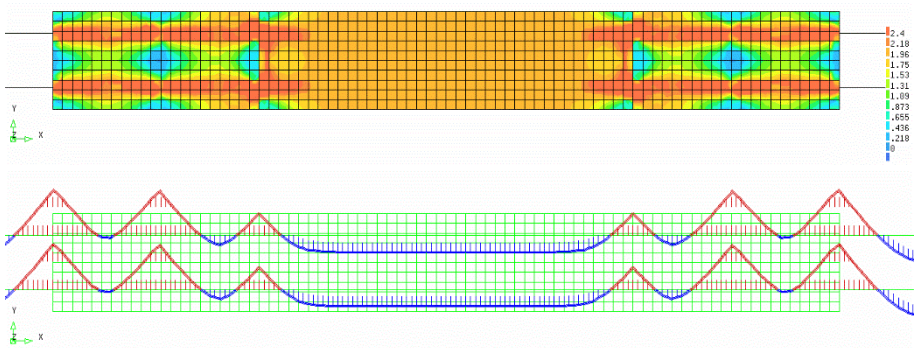
- aufgezogene Dehnung $\varepsilon = -0,26 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



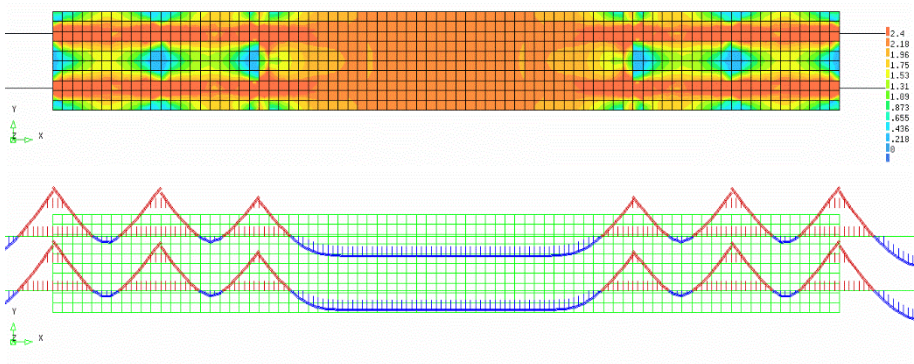
- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,33 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,38 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):

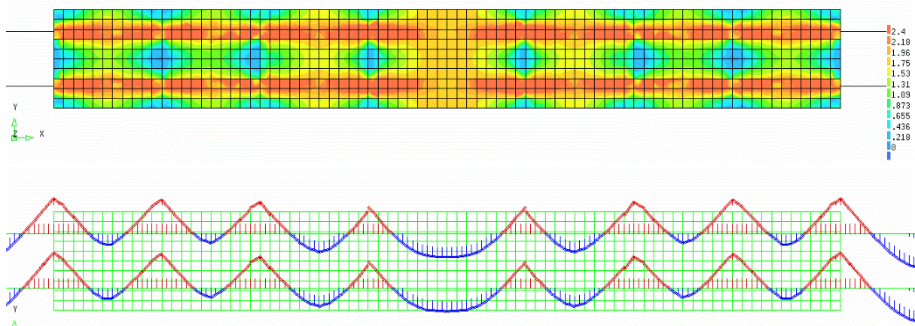


- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,43 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):

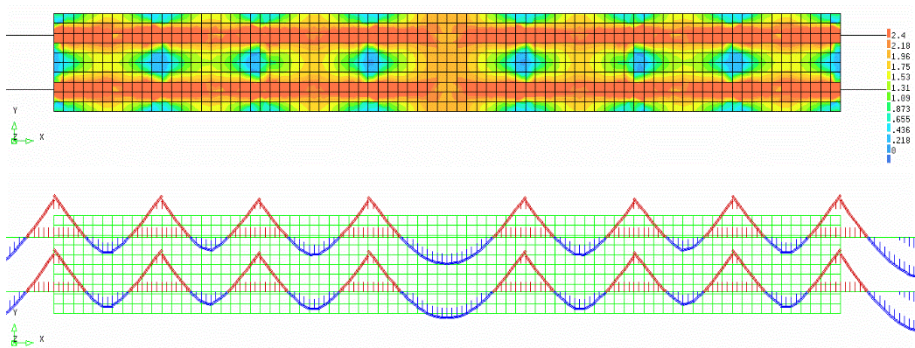


Anhang D

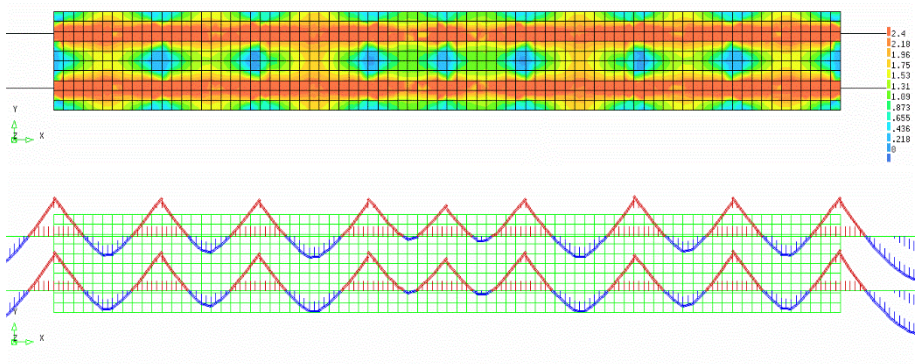
- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,47 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



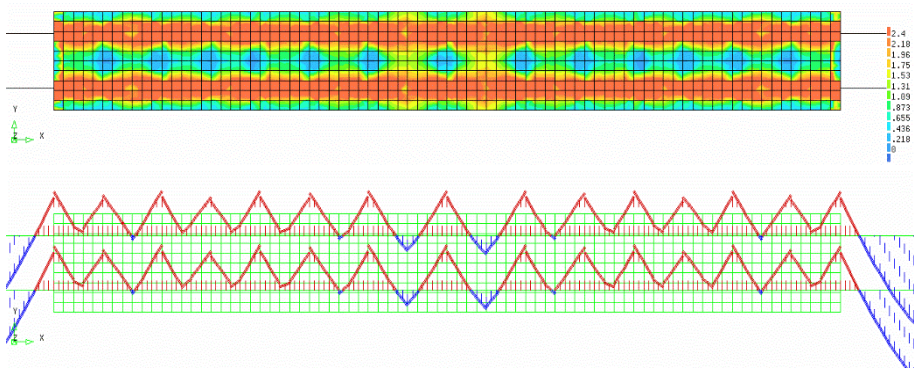
- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,56 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -0,62 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm²):



- aufgezwungene Dehnung $\varepsilon = -2,0 \text{ ‰}$ (Spannung in N/mm^2):



Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Andreas Dridiger
Geburtsjahr: 1983
Staatsangehörigkeit: deutsch

Beruflicher Werdegang

Seit 10.2018 Laboringenieur im Labor für Baustoffe und Konstruktiven Ingenieurbau an der Hochschule Bochum

01.2018 – 09.2018 Projektleiter / Projektingenieur Tragwerksplanung bei R&P Ruffert-Ingenieurgesellschaft mbH in Düsseldorf

01.2017 – 12.2017 Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

01.2016 – 01.2017 Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau an der Hochschule Bochum bei Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert

12.2014 – 12.2015 Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion an der Technischen Universität Kaiserslautern bei Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

09.2011 – 11.2014 Projektleiter / Projektingenieur Tragwerksplanung bei R&P Ruffert-Ingenieurgesellschaft mbH in Düsseldorf

Hochschulausbildung

09.2009 – 08.2011 Studium des Bauingenieurwesens an der Hochschule Bochum mit dem Studienprofil „Nachhaltiges Bauen“ und dem Abschluss „M.Sc.“

09.2006 – 08.2009 Studium des Bauingenieurwesens an der Hochschule Bochum mit dem Studienprofil „Konstruktiver Ingenieurbau“ und dem Abschluss „B.Sc.“