

F 3042

Jürgen Schnell, Andrej Albert, Andreas Dridiger

Ressourcenschonende Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken

F 3042

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2017

ISBN 978-3-7388-0077-7

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00
Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung

Ressourcenschonende Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken

-Endbericht-

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) gefördert.

(Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-14.17)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell
Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert

Projektbearbeiter: Andreas Dridiger (M.Sc.)

Kaiserslautern Juli 2017

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines	1
1.1	Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat	2
2	Motivation	4
3	Zielsetzung	6
4	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)	7
4.1	Allgemeines	7
4.2	Kriechen und Schwinden	7
4.3	Begrenzung der Biegeverformung	7
4.4	Begrenzung der Rissbreiten	7
5	Experimentelle Untersuchungen	10
5.1	Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“	10
5.1.1	Gegenstand der Untersuchungen	10
5.1.2	Versuchskörper.....	11
5.1.3	Geometrie der Versuchskörper	12
5.1.4	Biegeschlankheit.....	12
5.1.5	Betondeckung.....	13
5.1.6	Herstellung der Versuchskörper.....	14
5.1.7	Baustoffe	15
5.1.7.1	Betonstahl.....	15
5.1.7.2	Beton	15
5.1.7.3	Betonprüfung	16
5.1.8	Messtechnik.....	19
5.1.9	Belastung.....	19
5.1.9.1	Vertikallast	19
5.1.9.2	Zugbeanspruchung	20
5.1.10	Versuchsaufbau	23
5.1.11	Versuchsablauf.....	25
5.1.11.1	Allgemeines	25
5.1.11.2	Versuchsserie 1	26
5.1.11.3	Versuchsserie 2	27

5.1.11.4	Versuchsserie 3	28
5.1.11.5	Versuchsserie 4	30
5.1.12	Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen.....	30
5.1.12.1	Allgemeines	30
5.1.12.2	Zugkraft.....	31
5.1.12.3	Durchbiegung.....	34
5.1.12.4	Reduzierte Bewehrung.....	35
5.1.12.5	Belastungsgeschichte	38
5.1.12.6	Rissbreiten	40
5.1.12.7	Festbetonprüfung	41
5.1.12.8	Theorie III. Ordnung	42
5.2	Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“	44
5.2.1	Gegenstand der Untersuchungen	44
5.2.2	Versuchskörper.....	44
5.2.3	Geometrie der Versuchskörper	45
5.2.4	Biegeschlankheit.....	45
5.2.5	Betondeckung.....	45
5.2.6	Herstellung der Versuchskörper.....	45
5.2.7	Baustoffe	45
5.2.7.1	Betonstahl.....	45
5.2.7.2	Beton	47
5.2.7.3	Betonprüfung	47
5.2.8	Messtechnik.....	50
5.2.9	Vertikallast	50
5.2.10	Versuchsaufbau.....	51
5.2.11	Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen.....	52
5.3	Dauerstandzugversuche	55
5.3.1	Gegenstand der Untersuchungen	55
5.3.2	Versuchskörper.....	55
5.3.3	Geometrie der Versuchskörper	55
5.3.4	Betondeckung.....	55
5.3.5	Herstellung der Versuchskörper.....	55
5.3.6	Baustoffe	56
5.3.6.1	Betonstahl.....	56
5.3.6.2	Beton	57
5.3.6.3	Betonprüfung	57
5.3.7	Messtechnik.....	58
5.3.8	Versuchsaufbau und -durchführung	59

5.3.9	Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen.....	60
6	Theoretische Untersuchungen	63
6.1	Allgemeines	63
6.2	Materialmodell für Beton	63
6.2.1	Beton unter Druckspannungen.....	63
6.2.2	Beton unter Zugspannungen.....	64
6.2.3	Langzeitverhalten von Beton.....	67
6.2.3.1	Kriechen (Relaxation).....	68
6.2.3.2	Schwinden	70
6.3	Materialmodell für Bewehrungsstahl	70
6.4	Modell für Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton	71
6.5	FEM-Rechenmodell	72
6.5.1	Strukturelemente.....	72
6.5.2	Bewehrungselemente	73
6.5.3	Abbildung von gerissenem Beton.....	75
6.6	Numerische Lösungsverfahren	76
6.7	Nachrechnung von Bauteilversuchen	79
6.7.1	Nachrechnung der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“	79
6.7.1.1	Modelle	79
6.7.1.2	Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen	84
6.7.2	Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“	88
6.7.3	Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandzugversuche“	88
6.7.3.1	Modell	89
6.7.3.2	Ergebnisse der Versuchsnachrechnung	91
6.7.4	Zusammenfassung der Versuchsnachrechnungen	93
6.8	Parameterstudie.....	94
6.8.1	Grundsystem	94
6.8.2	Einfluss der Bewehrung auf die zentrische Zwangskraft unter kombinierter Beanspruchung.....	95
6.8.3	Betonalter beim Belastungsbeginn (Kriechen)	98
6.8.4	Material- und Systemparameter	99
6.8.5	Durchlaufplatten mit feldweise unterschiedlichen Stützweiten.....	101
7	Näherungsverfahren.....	106
8	Anwendungsbeispiel	112

8.1	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)	112
8.2	Rissbreitenbegrenzende Bewehrung für eine kombinierte Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang	113
8.3	Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung	115
9	Zusammenfassung und Ausblick	117
10	Literatur	120
Anhang A		123
Gegenüberstellung der Verläufe der Biegemomente für Versuchsserie 1		124
	Belastung $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$	124
	Belastung $\Delta g_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$	125
Gegenüberstellung der Verläufe der Biegemomente für Versuchsserie 2 bzw. 3		126
	Belastung $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$	126
	Belastung $\Delta g_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$	128
Gegenüberstellung der Verläufe der Biegemomente für Versuchsserie 4		130
	Belastung $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$	130
	Belastung $\Delta g_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$	131
Anhang B		134
Übersicht der Versuchslasten bei den Kurzzeitversuchen		135
Schal- und Bewehrungspläne der Bauteile im Rahmen der Kurzzeitversuche		137
Übersichtspläne der bei den Kurzzeitversuchen verwendeten Messtechnik		165
Anhang C		179
Versuchsserie 1		180
	Versuch VK-01-S1	180
	Versuch VK-02-S1	182
	Versuch VK-03-S1	184
	Versuch VK-04-S1	186
	Versuch VK-05a/b-S1	188
Versuchsserie 2		191
	Versuch VK-01-S2	191
	Versuch VK-02a/b-S2	193
	Versuch VK-03-S2	196
	Versuch VK-04-S2	198

Versuch VK-05-S2.....	200
Versuch VK-06-S2.....	202
Versuch VK-07-S2.....	204
Versuch VK-08-S2.....	206
Versuch VK-09-S2.....	208
Versuch VK-10-S2.....	210
Versuch VK-11-S2.....	212
Versuchsserie 3.....	214
Versuch VK-01-S3.....	214
Versuch VK-02-S3.....	216
Versuch VK-03a/b-S3.....	218
Versuch VK-04-S3.....	221
Versuch VK-05-S3.....	223
Versuchsserie 4.....	225
Versuch VK-01-S4.....	225
Versuch VK-02a-S4.....	227
Versuch VK-02b-S4.....	229
Versuch VK-03-S4.....	231

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1:	Modell der Rissbildung im Stahlbetonzugstab - Arbeitslinie und Dehnungsverteilung [Quelle: (DBV-Merkblatt 2016.05)]	4
Abbildung 2.2:	Schematische Darstellung der Ermittlung erforderlicher Bewehrung für einachsig gespannte Stahlbetondecke	5
Abbildung 5.1:	Biegeschlankheit ($K = 1,3$) der Versuchsserie 1 (links) und der Versuchsserie 2 (rechts) im Vergleich zu den Grenzwerten der Biegeschlankheit mit $\rho, = 0,0\%$ nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA).....	13
Abbildung 5.2:	Biegeschlankheit ($K = 1,3$) der Versuchsserie 3 (links) und der Versuchsserie 4 (rechts) im Vergleich zu den Grenzwerten der Biegeschlankheit mit $\rho, = 0,0\%$ nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA).....	13
Abbildung 5.3:	Herstellung der Versuchskörper im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“	14
Abbildung 5.4:	Vereinfachte Darstellung des Versuchsaufbaus des 6. Versuchs der Versuchsserie 2	23
Abbildung 5.5:	Übersicht des Prüfstandes bei dem Versuch VK-06-S2.....	23
Abbildung 5.6:	Lasteinleitung (links), Auflagerung des Versuchskörpers (rechts)	24
Abbildung 5.7:	Längskrafteinleitungskonstruktion (links) / skizzenhafte Darstellung (rechts).....	25
Abbildung 5.8:	Übersicht der Versuchsserie 1	26
Abbildung 5.9:	Übersicht der Versuchsserie 2	27
Abbildung 5.10:	Übersicht der Versuchsserie 3	29
Abbildung 5.11:	Übersicht der Versuchsserie 4	30
Abbildung 5.12:	Resultierendes Verformungsbestreben infolge Volumenänderung des Betons (links) und infolge Zugkraftbeanspruchung (rechts).....	31
Abbildung 5.13:	Physikalisch nichtlineare FEM-Berechnungen an einem Stahlbetonstab unter einer Zugkraft- und einer Zwangbeanspruchung.....	32
Abbildung 5.14:	Gegenüberstellung der rechnerischen Normalzugkräfte ($N_{cr,cal;0,05}$) mit den in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräften	33
Abbildung 5.15:	Maximale Biegeschlankheit der Versuchskörper und die in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräfte	34
Abbildung 5.16:	Vertikalverformung in der Feldmitte des größeren Feldes unter der kombinierten Beanspruchung aus der simulierten, auf beiden Feldern gleichwirkenden Vertikalbelastung ($E_{d,perm}$) und aus der Zugbeanspruchung, bei der die Gesamtschwinddehnung in Bauteillängsrichtung erreicht wurde.....	35
Abbildung 5.17:	Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2 und VK-10-S2	36
Abbildung 5.18:	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	36
Abbildung 5.19:	Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-03-S2 und VK-11-S2	37
Abbildung 5.20:	Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-03-S2 und VK-11-S2	37
Abbildung 5.21:	Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S4 und VK-02b-S4	38
Abbildung 5.22:	Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2 und VK-02b-S2	38

Abbildung 5.23:	Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-07-S2 und VK-08-S2.....	39
Abbildung 5.24:	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.....	40
Abbildung 5.25:	Maximale gemessene Rissbreiten auf Höhe der Zugbewehrung 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 der Bauteillängsachse	41
Abbildung 5.26:	Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S1	42
Abbildung 5.27:	Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S2	42
Abbildung 5.28:	Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S3	43
Abbildung 5.29:	Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S4	43
Abbildung 5.30:	Schematische Darstellung der Tastversuche	44
Abbildung 5.31:	Übersicht der Bewehrung des 1. Versuchskörpers (VK-01).....	46
Abbildung 5.32:	Übersicht der Bewehrung des 2. Versuchskörpers (VK-02).....	46
Abbildung 5.33:	Übersicht der Bewehrung des 3. Versuchskörpers (VK-03).....	47
Abbildung 5.34:	Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit und dem Festbetonalter	49
Abbildung 5.35:	Zusammenfassung der Prüfwerte der Spaltzugfestigkeit.....	49
Abbildung 5.36:	Zusammenfassung der Prüfwerte der Elastizitätsmodul	50
Abbildung 5.37:	Schematische Darstellung der Dauerstandbiegeversuche	50
Abbildung 5.38:	Dauerstandbiegeversuche	52
Abbildung 5.39:	Vertikalverformung in Feldmitte infolge Betonkriechen, Raumtemperatur und relative Luftfeuchte bei den Dauerstandbiegeversuchen	53
Abbildung 5.40:	Änderung der Rissbreiten im Zeitverlauf (Zeitangabe bezieht sich auf den Belastungsbeginn)	53
Abbildung 5.41:	Rissbild des 1. Versuchskörper VK-01 (oben), des 2. Versuchskörpers VK-02 (in der Mitte) und des 3. Versuchskörpers VK-03 (unten) nach den Tastversuchen.....	54
Abbildung 5.42:	Herstellung der Versuchskörper	56
Abbildung 5.43:	Übersicht der bewehrungstechnischen Parameter der Versuchskörper mit Längsbewehrung.....	56
Abbildung 5.44:	Übersicht der bewehrungstechnischen Parameter des Begleitkörpers ohne Längsbewehrung.....	57
Abbildung 5.45:	Versuchsrahmen zur Messung der Zwangkräfte	59
Abbildung 5.46:	Schematische Darstellung der Ermittlung der Steifigkeit des Prüfrahmens	59
Abbildung 5.47:	Versuchseinrichtung für die Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnung.....	60
Abbildung 5.48:	Schematische Darstellung der Kurzzeitzugversuche.....	60
Abbildung 5.49:	Versuchsergebnisse der Dauerstandversuche	61
Abbildung 5.50:	Ergebnisse der Zugversuche	62
Abbildung 6.1:	Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen [Quelle: (DIN EN 1992-1-1)]	63
Abbildung 6.2:	Linear elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Druckbeanspruchung eines Betonquerschnittes [Quelle: (DIANA 2016)].....	64

Abbildung 6.3:	Materialverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung allgemein [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]	64
Abbildung 6.4:	Verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Zugbelastung [Quelle: (DIANA 2016)]	65
Abbildung 6.5:	Beschreibung des tension-softening-Effektes nach dem Modell von (Hordijk 1991) [Quelle: (DIANA 2016)]	65
Abbildung 6.6:	Hookescher Körper (links), Newtonscher Körper (rechts) [Quelle: (Gross, Hauger et al. 2009)]	68
Abbildung 6.7:	Maxwell-Kette [Quelle: (DIANA 2016)]	69
Abbildung 6.8:	Kelvin-Kette [Quelle: (DIANA 2016)]	69
Abbildung 6.9:	Schematische Darstellung des isotropen Plastizitätsgesetzes nach Tresca und von Mises [Quelle: (DIANA 2016)]	70
Abbildung 6.10:	Verbundmodell "Power Law" (Verbundspannung t_t und Schlupf dt) [Quelle: (DIANA 2016)]	71
Abbildung 6.11:	Volumenelement allgemein (links) und 20-Knoten-Volumenelement CHX60 (rechts) [Quelle: (DIANA 2016)]	72
Abbildung 6.12:	Stabelement allgemein [Quelle: (DIANA 2016)]	73
Abbildung 6.13:	Dreidimensionale Knotenverschiebung des Seilelementes allgemein (links), Dehnung und Spannung des Seilelementes allgemein (rechts) [Quelle: (DIANA 2016)]	73
Abbildung 6.14:	3-Knoten-Stabelement CL9TR [Quelle: (DIANA 2016)]	74
Abbildung 6.15:	Topologie eines Sektors eines Stabelementes (Bewehrungsstabes) in einem Volumenelement [Quelle: (DIANA 2016)]	74
Abbildung 6.16:	„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)]	75
Abbildung 6.17:	Reguläre Newton-Raphson Iteration [Quelle: (DIANA 2016)]	76
Abbildung 6.18:	Grafische Darstellung der "Line-Search"-Methode [Quelle: (DIANA 2016)]	77
Abbildung 6.19:	Größen für Konvergenzkriterien [Quelle: (DIANA 2016)]	78
Abbildung 6.20:	Schematische Darstellung der Definition der Materialeigenschaften beim Finite-Elemente-Modell für die Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"	79
Abbildung 6.21:	Im Finite-Elemente-Modell abgebildete Bewehrung (hier FEM-Modell zur Nachrechnung des Bauteilversuches VK-02-S2)	79
Abbildung 6.22:	Gegenüberstellung der aus der Betonwürfeldruckfestigkeit rechnerisch ermittelten Betonspaltzugfestigkeit $f_{ctm, sp, cal}$ und der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit $f_{ctm, sp, e}$	81
Abbildung 6.23:	Spannungs-Dehnung-Beziehung nach Erreichen der Grenzzugfestigkeit gemäß (Hordijk 1991) für 100 % und 70 % der Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Gleichung (6.1))	82
Abbildung 6.24:	Schematische Darstellung der Auflagerung und der Belastung des Finite-Elemente-Modells	84
Abbildung 6.25:	Längszugkrafteinleitungsstruktur	84
Abbildung 6.26:	Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2	85
Abbildung 6.27:	Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2	85
Abbildung 6.28:	Rissbild im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2 unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikalkraft (quasi-ständige Einwirkungs-kombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$)	85
Abbildung 6.29:	Gegenüberstellung der numerisch berechneten und der im Bauteilversuch gemessenen Normalzugkräfte (links) und der Durchbiegungen in Feldmitte (Feld mit der größten Spannweite)	

	(rechts) unter kombinierter Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)	87
Abbildung 6.30:	Gegenüberstellung der numerisch berechneten und der im Bauteilversuch gemessenen Rissbreiten an Bauteilober- und unterseite in der Biegezugzone unter kombinierter Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)	87
Abbildung 6.31:	Auswirkungen des Kriechens auf die Querschnittsverkrümmung [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]	88
Abbildung 6.32:	Schematische Darstellung der Definition der Materialeigenschaften beim Finite-Elemente-Modell für die Nachrechnung der Kurzzeitzugversuche	89
Abbildung 6.33:	Darstellung der Bewehrung, der Auflagerung und der Belastung des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Kurzzeitzugversuche	89
Abbildung 6.34:	Mittelwerte der aufgezeichneten relativen Luftfeuchte für einzelne zeitliche Abschnitte der Dauerstandversuche	90
Abbildung 6.35:	Experimentell und rechnerisch bestimmte Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung	92
Abbildung 6.36:	Experimentelle und rechnerische Bestimmung der Zwangskraft	92
Abbildung 6.37:	Rechnerisch mit $RH = 59 \%$ und experimentell bestimmte Schwinddehnung	92
Abbildung 6.38:	Rechnerisch mit $RH = 46 \%$ und experimentell bestimmte Schwinddehnung	93
Abbildung 6.39:	Rechnerisch mit $RH = 30 \%$ und experimentell bestimmte Schwinddehnung	93
Abbildung 6.40:	Statisches System für die numerischen Untersuchungen der Parameterstudie	94
Abbildung 6.41:	Zentrische Zwangskraft infolge Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften in Abhängigkeit von der Biegezugbewehrung (links) und von der Biegedruckbewehrung (rechts)	96
Abbildung 6.42:	Zentrische Zwangskraft unter kombinierter Beanspruchung bei variierendem Randabstand der Biegezugbewehrung	96
Abbildung 6.43:	Sukzessive Rissbildung auf Risskraftniveau in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades [Quelle: (Schlicke 2014)]	97
Abbildung 6.44:	Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge Betonschwinden (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)	97
Abbildung 6.45:	Gegenüberstellung der Rissbilder von einachsig gespannten Deckenplatten mit einer Längsbewehrung von $\emptyset 10/6$ bzw. $\emptyset 16/15$ in der Biegezugzone (nichtlineare FEM-Berechnung)	98
Abbildung 6.46:	Entwicklung der Zwangnormalkraft infolge Betonschwinden (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung mit erster Lastbeanspruchung zu unterschiedlichen Zeitpunkten $t_0 = 12 \text{ d} / 30 \text{ d} / 60 \text{ d}$)	98
Abbildung 6.47:	Vergleich der Dehnungszustände mit und ohne Berücksichtigung des Kriechens [Quelle: (Pfeiffer 2004)] (hier reine Biegebeanspruchung)	99
Abbildung 6.48:	Statische Grundsysteme eines Einfeldträgers	99
Abbildung 6.49:	Beziehung der bezogenen Größen bei den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen von Einfeldträgern mit verschiedenen Parameterkonstellationen	101
Abbildung 6.50:	Feder-System zur Veranschaulichung des Berechnungsansatzes bei Durchlaufdeckenplatten mit feldweise unterschiedlichen Spannweiten ...	102
Abbildung 6.51:	Kriechkurven eines alternden viskoelastischen Materials (= Beton) [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]	104

Abbildung 7.1:	Dimensionslose Interaktionsdiagramme zur Bestimmung der Normalkraft-beanspruchung infolge späten Zwangs (Schwinden).....	106
Abbildung 7.2:	Zwangspannungsaufbau infolge Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 $RH = 50\%$	108
Abbildung 8.1:	Statisches System der einachsigen gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente unter quasi-ständiger Last.....	112
Abbildung 8.2:	Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen aus Zwang und äußerer Last.....	114
Abbildung 8.3:	Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung).....	115
Abbildung 8.4:	Rissbild unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)...	116

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5-1:	Übersicht der Versuchskörper.....	12
Tabelle 5-2:	Übersicht der Betoniertermine im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“	15
Tabelle 5-3:	Übersicht der Termine der Bauteilversuche und der Festbetonprüfungen.....	17
Tabelle 5-4:	Zusammenfassung der Ergebnisse der Festbetonprüfung im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“.....	18
Tabelle 5-5:	Tabellarische Zusammenfassung der simulierten Beanspruchungen der Plattenstreifen bei den durchgeführten Bauteilversuchen.....	22
Tabelle 5-6:	Art und Anzahl der Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390	48
Tabelle 5-7:	Art und Anzahl der Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390	58
Tabelle 5-8:	Ergebnisse der Festbetonprüfung	58
Tabelle 6-1:	Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"	83
Tabelle 6-2:	maximale im Bauteilversuch (VK-05-S2) gemessene bzw. mithilfe der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung berechnete Rissbreiten an der Bauteiloberfläche in der Biegezugzone unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikallasten (quasi-ständige Einwirkungskombination) und der Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$).....	86
Tabelle 6-3:	Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Dauerstandzugversuche"	91
Tabelle 6-4:	Zusammenfassung der Definition der Materialmodelle bei den im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen.....	95
Tabelle 6-5:	Parameterkonstellationen von Einfeldträgern in den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen.....	100
Tabelle 7-1:	Maximale Zwangspannung infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ $RH = 50\%$	110

1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsprojektes, gefördert von der Bundesinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR), wurde die Frage nach einer ressourcenschonenden Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken unter der kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang experimentell und theoretisch untersucht. Das Forschungsprojekt wurde im Rahmen einer Kooperation zwischen den Forschungspartnern Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell und Hochschule Bochum, Fachgebiet Massivbau unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert bearbeitet.

Die experimentellen Untersuchungen fanden an der TU Kaiserslautern statt. Anhand von 39 Großversuchen als Kurzzeitversuche und teilweise als Dauerstandversuche wurde das Verhalten von einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang experimentell erforscht.

Die theoretischen Untersuchungen zur kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang bei Stahlbetonhochbaudecken wurden mit Hilfe von numerischen, physikalisch nichtlinearen Berechnungen an Finite-Elemente-Modellen von dem Forschungspartner an der HS Bochum durchgeführt.

Der vorliegende Endbericht beinhaltet die Ergebnisse aus den experimentellen und den theoretischen Untersuchungen.

1.1 Projektbegleitung / Wissenschaftlicher Beirat

Das Projekt wird seitens des BBSR begleitet von:

Dipl.-Ing. Steffen Kisseler

KISSELER ING°

i. A. des Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR)

im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR)

Prälat-Marschall-Str. 95

42781 Haan

Tel.: +49 2104 7830835

steffen.kisseler@ing.kisseler.de

Als weitere Mitglieder des Beratergremiums / der Arbeitsgruppe wurden berufen:

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Technische Universität Kaiserslautern

Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion

Paul-Ehrlich-Straße – Gebäude 14

67663 Kaiserslautern

Tel.: +49 631 205-2157

juergen.schnell@bauing.uni-kl.de

Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert

Hochschule Bochum

Lennershofstraße 140

44801 Bochum

Tel.: +49 234 3210208

andrej.albert@hs-bochum.de

Dr.-Ing. Dieter Lehnen

ZPP Ingenieure AG

Lise-Meitner-Allee 11

44801 Bochum

Tel.: +49 234 9204-1205

leh@zpp.de

Dr.-Ing. Markus Aldejohann

R&P RUFFERT Ingenieurgesellschaft mbH

Derendorfer Allee 33

40476 Düsseldorf

Tel.: +49 211 687765-0

markus.aldejohann@ruffert-ingenieure.de

Dr.-Ing. Gerd Rimmel

Rimmel+Sattler Ingenieurgesellschaft mbH

Lindleystraße 12

60314 Frankfurt am Main

Tel.: +49 69 405669-0

office@rsp-ingenieure.de

Dipl.-Ing.(FH) Franz-J. Donauer

BORAPA Ingenieurgesellschaft mbH
Stelzenberger Weg 5
67661 Kaiserslautern
Tel.: +49 631-35182-24
donauer@borapa.de

Dr.-Ing. Paul Uwe Budau

P. A. Budau Bauunternehmen GmbH & Co. KG
Mackenrodter Weg 5-9
55743 Idar-Oberstein
Tel.: +49 6781943-43
u.budau@budau.com

2 Motivation

Stahlbetondeckenplatten dominieren aufgrund ihres hohen Widerstandes gegenüber physikalischen und chemischen Einwirkungen in der Bauweise von Geschossdecken im Hochbau. Durch aussteifende Bauteile (Kerne, Wände) können Deckenplatten im Grundriss in ihrem Bestreben sich infolge Temperatureinwirkung und / oder infolge Schwinden des Betons sich zu verkürzen behindert werden, was zu einer Zwangzugkraftbeanspruchung in Längsrichtung der Deckenplatten führt. Die Stahlbetondecken werden somit einer kombinierten Beanspruchung aus Last und Zwang ausgesetzt.

Bei Stahlbetondeckenplatten wird eine lastunabhängige Verformung in Längsrichtung üblicherweise durch das Abfließen der Hydratationswärme, eine Abkühlung (vor allem während der Bauzeit) sowie durch das Schwinden des Betons hervorgerufen.

Die Biegebemessung von Stahlbetonhochbaudecken im Grenzzustand der Tragfähigkeit für mit Hilfe einer linear elastischen Berechnung ermittelten Schnittgrößen ergibt grundlegend befriedigend genaue Ergebnisse. Die Auslegung von Stahlbetonhochbaudecken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für Schnittgrößen infolge indirekter Einwirkungen, die unter der Zugrundelegung des ungerissenen Zustandes I ermittelt werden, ist jedoch grundsätzlich falsch, da diese Schnittgrößen von den absoluten Steifigkeiten abhängig sind.

Angesichts der direkten Verknüpfung mit der Steifigkeit (und somit mit dem Stadium der Rissbildung einzelner Tragwerksbereiche) lassen sich Zwangbeanspruchungen nur mit sehr hohem Aufwand exakt vorhersagen. Dies spiegelt sich in der großen Zahl der an Bauwerken auftretenden Schäden wider, die durch Fehleinschätzungen der auftretenden Zwangbeanspruchungen verursacht wurden.

Eine Überlagerung von Last- und Zwangsschnittgrößen ist komplex und kann mit üblicher Bemessungssoftware nicht wirklichkeitsnah erfasst werden.

Mit der Annahme, dass bei einer Zwangdehnung von 0,8 ‰ ein abgeschlossenes Rissbild erreicht wird (Abbildung 2.1), bei dem keine nennenswerte Reduktion der Dehnsteifigkeit durch Rissbildung mehr eintreten kann und die Zwangsschnittgröße im Wesentlichen von der Bewehrung abhängig ist, lässt (DIN EN 1992-1-1/NA) bei gleichzeitigem Auftreten von Last und Zwang eine voneinander unabhängige Betrachtung der beiden Beanspruchungsarten zu, wenn die Zwangdehnung kleiner als 0,8 ‰ ist.

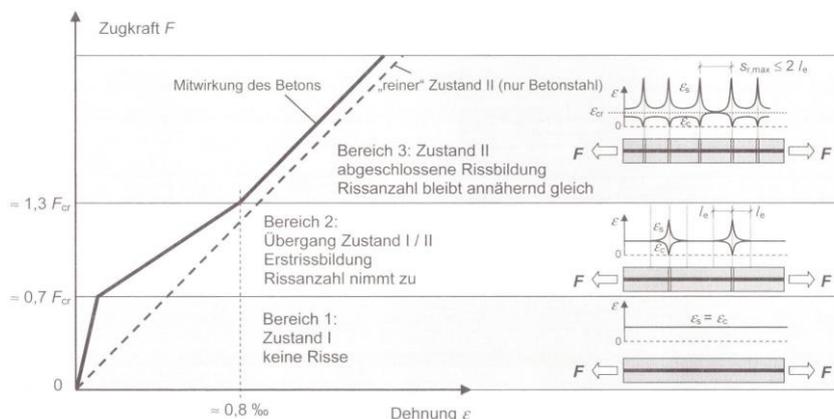


Abbildung 2.1: Modell der Rissbildung im Stahlbetonzugstab - Arbeitslinie und Dehnungsverteilung [Quelle: (DBV-Merkblatt 2016.05)]

Bei üblichen Hochbauten wird diese Grenze durch die im Wesentlichen infolge abfließender Hydratationswärme, Schwindens oder Temperaturunterschiede auftretenden Zwängungen so gut wie nie überschritten.

In der Praxis wird deshalb bei der Bemessung von Stahlbetonhochbaudecken überwiegend so vorgegangen, dass die erforderliche Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Last und zusätzlich die Mindestbewehrung für zentrischen Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermittelt wird. An jeder Stelle wird dann in die obere und untere Bewehrungslage der größere der beiden ermittelten Bewehrungsquerschnitte eingelegt.

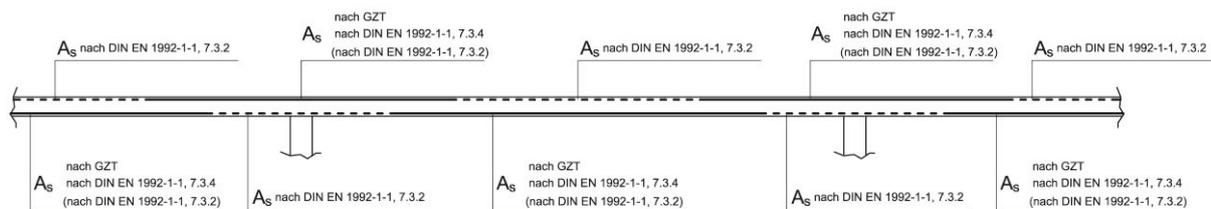


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der Ermittlung erforderlicher Bewehrung für einachsige gespannte Stahlbetondecke

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 der Betonrisskraft sind.

Eine solche Vorgehensweise, bei der die Schnittgrößen und die erforderliche Bewehrung für beide Beanspruchungsarten völlig 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.

Diese Vorgehensweise haben auch *(Djouahra 2008)* und *(Fehling u. Leutbecher 2003)* bemängelt. *(Fehling u. Leutbecher 2003)* haben durch Herleitung eines Näherungsverfahrens auf der Grundlage der Risstheorie mit stark vereinfachenden Annahmen für Innenfelder von einachsigen gespannten Deckenplatten mit konstanter Feldweite gezeigt, dass in einigen Fällen durch eine vereinfachte, getrennte Bemessung für Last und Zwang nach *(DIN 1045-1)* nicht genügend rissbreitenbegrenzende Bewehrung auf der Biegezugseite von Hochbaudecken vorgesehen wird. *(Djouahra 2008)* kam im Rahmen einer umfangreichen Parameterstudie anhand numerischer Simulationen zu der Schlussfolgerung, dass die Regelung der *(DIN 1045-1)*, die Rissbreiten für Last und Zwang 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. Sowohl *(Djouahra 2008)* als auch *(Fehling u. Leutbecher 2003)* haben auf ein großes Einsparpotenzial für die Bewehrung auf der Biegedruckseite von Hochbaudecken hingewiesen.

3 Zielsetzung

Im Mittelpunkt des Forschungsvorhabens stand die Frage nach einer geeigneten rissbreitenbeschränkenden Zwangbewehrung. Es sollten die Anwendbarkeit und die Modellsicherheit des bestehenden Bemessungskonzeptes nach (*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 werden.

Die Untersuchungen sollten sowohl experimentell als auch computergestützt durchgeführt werden. Bei den experimentellen Untersuchungen waren die Bauteilversuche, die ein baupraktisch relevantes und möglichst breites Spektrum von Parameterkonstellationen abdecken, zu planen und durchzuführen.

Für die numerischen Untersuchungen sollten Finite-Elemente-Modelle entwickelt werden, die das Verhalten von einachsig gespannten Stahlbetondecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang darstellen. Dabei war es von großer Bedeutung, die zeitabhängigen Materialeigenschaften des Betons mit geeigneten, physikalisch nichtlinearen Materialmodellen zu erfassen.

Eine realistische Vorhersage der Rissbreite 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 kombinierter Beanspruchung, ohne jeglichen Verlust an der Gebrauchstauglichkeit der Deckenplatten ermöglichen, entwickelt werden.

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

4 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)

4.1 Allgemeines

Bei der Auslegung von Stahlbetonbauteilen sind neben der Tragfähigkeit die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit unter Gebrauchsbedingungen – unter den real auftretenden Einwirkungen während der Nutzung – sicherzustellen. (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) schreibt die Begrenzung der Biegeverformung und der Rissbreite zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit sowie der Dauerhaftigkeit von schlafbewehrten Stahlbetonhochbaudecken vor. Da Verformungen und Rissbreiten über die gesamte Lebensdauer des Tragwerkes klein gehalten werden müssen, sind die Auswirkungen des Kriechens und Schwindens von Beton von entscheidender Bedeutung.

4.2 Kriechen und Schwinden

Kriechen und Schwinden stellen die wichtigsten, zeitabhängigen Materialeigenschaften des Betons dar. Während das Schwinden des Betons lastunabhängig ist, wird das Kriechen des Betons von der Dauer und Größe der Belastung, sowie von dem Grad der Erhärtung des Betons beim erstmaligen Aufbringen der Belastung beeinflusst. Die beiden Phänomene (Kriechen und Schwinden des Betons) hängen aber von der Betonzusammensetzung, der Umgebungsfeuchte und den Bauteilabmessungen ab und treten in realen Tragstrukturen immer gemeinsam auf, sodass sie sich gegenseitig beeinflussen. Die formelmäßige Trennung der Vorhersagemodelle von Schwind- und Kriechprozessen nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) ist als Rechenvereinfachung anzusehen.

4.3 Begrenzung der Biegeverformung

Nach normativen Regeln lassen sich die Biegeverformungen von Bauteilen und Tragwerken auf unbedenkliche Grenzwerte durch eine explizite Berechnung der Verformung und einen Vergleich mit Grenzwerten, oder durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit begrenzen. Als allgemein anerkannte Richtwerte empfiehlt (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) zur Vermeidung der Beeinträchtigung des Erscheinungsbildes und der Gebrauchstauglichkeit den Durchhang biegebeanspruchter Bauteile (Balken und Platten) auf $1/250$ der Stützweite sowie zur Vermeidung der Beschädigung von angrenzenden Bauteilen des Tragwerkes die Durchbiegung biegebeanspruchter Bauteile (Balken und Platten) auf $1/500$ der Stützenweite zu begrenzen.

4.4 Begrenzung der Rissbreiten

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

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite wird mit der Gleichung (4.1) basierend auf der Betonrisskraft bestimmt.

$$A_{s,\min} = \frac{k \cdot k_c \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s,\text{lim}}} \quad (4.1)$$

k	Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen. Der Wert k ist in Abhängigkeit von der Querschnittshöhe aus (<i>DIN EN 1992-1-1</i>) und (<i>DIN EN 1992-1-1/NA</i>) zu entnehmen.
k_c	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelarmes
$f_{ct,\text{eff}}$	Wirksame Zugfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt des Auftretens der ersten Risse. Gemäß (<i>DIN EN 1992-1-1/NA/A1</i>) ist für Normalbeton mindestens $3,0 \text{ N/mm}^2$ zu berücksichtigen.
A_{ct}	Fläche der Betonzugzone im ungerissenen Zustand
$\sigma_{s,\text{lim}}$	maximal zulässige Stahlspannung zur Einhaltung von Rissbreite. Die zulässige Stahlspannung wird in Abhängigkeit von Stabdurchmesser und zulässiger Rissbreite nach Gleichung (4.2) berechnet.

$$\sigma_{s,\text{lim}} = \sqrt{\frac{w_k \cdot 6 \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot E_s}{\phi_s}} \quad (4.2)$$

Unter Berücksichtigung des Wirkungsbereiches der Bewehrung darf die Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreiten bei dicken Bauteilen unter zentrischem Zwang mit der Gleichung (4.3) je Bauteilseite berechnet werden.

$$A_{s,\min} = \frac{f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{c,\text{eff}}}{\sigma_{s,\text{lim}}} \geq \frac{k \cdot f_{ct,\text{eff}} \cdot A_{ct}}{\sigma_{s,\text{lim}}} \quad (4.3)$$

$A_{c,\text{eff}}$	Wirkungsbereich der Bewehrung nach Bild 7.1DE der (<i>DIN EN 1992-1-1/NA</i>)
--------------------	---

Alternativ können die zu erwarteten Rissbreiten mit den Gleichungen (4.4) und (4.5) rechnerisch abgeschätzt werden oder darauf basierend die in (*DIN EN 1992-1-1/NA*) zur Vereinfachung in tabellarischer Form angegebenen Grenzdurchmesser bzw. Höchstwerte der Stababstände zum Nachweis der Rissbreitenbegrenzung herangezogen werden. Hierbei ist es laut der Norm bei einer resultierenden Dehnung infolge von Zwang im gerissenen Zustand unter dem Wert von $0,8 \text{ ‰}$ ausreichend, die Rissbreite für den größeren Wert der Spannung σ_s aus Zwang- oder Lastbeanspruchung zu ermitteln.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.5)$$

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

5 Experimentelle Untersuchungen

Alle experimentelle Untersuchungen fanden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern statt. Das Forschungsprojekt umfasste insgesamt drei Versuchsreihen.

- Die „Kurzzeitversuche“ wurden als einachsig gespannte Biegeversuche mit zentrischer Zugbeanspruchung durchgeführt. Es wurden 28 Plattenstreifen ($h/b = 20/40$ cm) als Durchlaufträger mit unterschiedlichen Spannweiten getestet. Dabei wurden die Rissbreiten sowie das Verformungsverhalten der Stahlbetondecken unter kombinierter Beanspruchung aus einer Vertikalbelastung und einer in der Längsachse wirkenden Zugbeanspruchung, die die Zwangnormalkraft infolge Schwinden des Betons simuliert, studiert.
- In Dauerstandversuchen mit Biegebeanspruchung wurden Versuchskörper über einen längeren Zeitraum mit „festgesetzten“ Vertikallasten beansprucht. Die Untersuchungen erfolgten an 3 Plattenstreifen als Einfeldträger mit einer Spannweite von 3,0 m und den Querschnittsabmessungen $h/b = 15/40$ m. Das Ziel dieser Versuche war es, die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte (Kriechen) auf die Rissbreiten und die Vertikalverformung zu erfassen und mittels der Versuchsergebnisse die Ergebnisse der FEM-Simulation zu verifizieren.
- Bei den Dauerstandversuchen unter Zwangbeanspruchung wurden zwei 1 Meter lange Stahlbetonstäbe mit dem Querschnitt 15×15 cm und der Längsbewehrung $4 \text{ } \varnothing 8$ mm derart in einen Stahlrahmen eingespannt, dass sie sich in Längsrichtung nicht verkürzen konnten. Die dabei entstehende Zwangskraft wurde mit Hilfe von Kraftmessdosen aufgezeichnet. An zwei weiteren Versuchskörpern identischer Ausführung wurde die entstehende Schwindverformung in Längsrichtung der Versuchskörper begleitend gemessen. Der Schwerpunkt der Untersuchung lag in der Erfassung der Wechselwirkung von Schwind- und Kriechprozessen des Betons.

5.1 Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

5.1.1 Gegenstand der Untersuchungen

Im Rahmen dieser Versuchsreihe wurden die Bauteilversuche in vier Versuchsserien durchgeführt. Es wurden insgesamt 28 Plattenstreifen mit unterschiedlichen Konstellationen getestet. Abbildung 5.8 bis Abbildung 5.11 geben eine Übersicht der einzelnen Versuchsserien wieder.

Gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) kann der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung bei Stahlbetonbauteilen durch die Anordnung einer Mindestbewehrung, durch eine Begrenzung der Durchmesser oder der Abstände der Bewehrungsstäbe oder durch eine Berechnung der Rissbreite erbracht werden. Überschreitet die resultierende Dehnung infolge Zwang im gerissenen Zustand den Wert $0,8 \text{ ‰}$ nicht, so kann die Ermittlung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung mit Hilfe der Spannung infolge der Zwang- oder Lastbeanspruchung erfolgen.

Diese Nachweisführung kann nicht nur unwirtschaftlich sein, sondern auch auf der unsicheren Seite liegen, wie es (*Fehling u. Leutbecher 2003*) mit stark vereinfachenden Annahmen für Innenfelder von einachsig gespannten Deckenplatten mit konstanter Feldweite gezeigt haben.

In den Bauteilversuchen sollten Kenntnisse zu den Rissbreiten und zum Verformungsverhalten von Stahlbetondecken unter kombinierter Beanspruchung infolge Zwang, der bei den Bauteilversuchen durch eine in Längsrichtung wirkende Zugbeanspruchung simuliert wird, und Vertikallast gesammelt wurden. Die Versuchsergebnisse werden anschließend zur Verifizierung der Ergebnisse der nichtlinearen FEM-Berechnungen und bei Nichtübereinstimmung für die Verbesserung des Rechenmodells verwendet.

5.1.2 Versuchskörper

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern 28 Großversuche als einachsig gespannte Biegeversuche mit zentrischer Zugkraftbeanspruchung durchgeführt. Fast alle Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass sie die konventionellen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie die Konstruktionsregeln der Vollplatte erfüllen. Ausgenommen waren nur die Plattenstreifen, die bei den Versuchsserien 2 und 4 mit den 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 zu quantifizieren, überschreitet die Biegeschlankheit der Plattenstreifen in diesen Versuchen die nach Gl. (7.16a/b) der (*DIN EN 1992-1-1/NA*) definierten Grenzwerte der Biegeschlankheit (s. Kap. 5.1.4).

Zur Verifizierung der möglichen Streuungen im Versuch und für eine bessere Kalibrierung der FEM-Berechnungen wurde immer ein Versuchstyp in den ersten drei Versuchsserien zweimal wiederholt (s. Kap. 5.1.11). In der Versuchsserie 4 wurde darauf verzichtet. Anstatt den Versuch VK-02-S4 zweimal zu fahren, wurde bei dem Plattenstreifen für den Versuch VK-02b-S4 die Bewehrung in der Biegedruckzone im Feld reduziert (s. Kap. 5.1.11.5). Die Einzelheiten zu der Bewehrung können den Schal- und Bewehrungsplänen (s. Anhang B) entnommen werden.

Tabelle 5-1: Übersicht der Versuchskörper

Versuchsserie	Versuche	Geometrie			Beton Festigkeits-klasse	Längsbewehrungsgrad der Biegezugbewehrung		
		Höhe h [cm]	Breite b [cm]	Gesamtlänge L [m]		im kleinen Feld	im großen Feld	über Mittelaufleger
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%

5.1.3 Geometrie der Versuchskörper

Wie in Tabelle 5-1 ersichtlich ist, hatten alle Versuchskörper eine Länge von 8,06 m, eine Querschnittshöhe von 20 cm und eine Querschnittsbreite von 40 cm.

5.1.4 Biegeschlankheit

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

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

In den Abbildungen (Abbildung 5.1 und Abbildung 5.2) ist das Verhältnis der Biegeschlankheit 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.

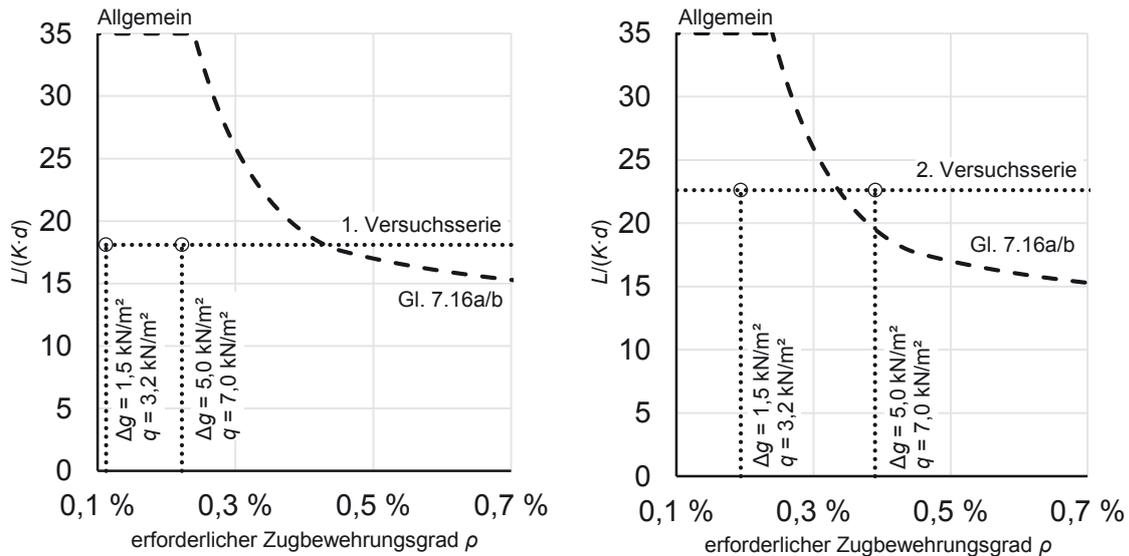


Abbildung 5.1: Biegeschlankheit ($K = 1,3$) der Versuchsserie 1 (links) und der Versuchsserie 2 (rechts) im Vergleich zu den Grenzwerten der Biegeschlankheit mit $\rho' = 0,0\%$ nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)

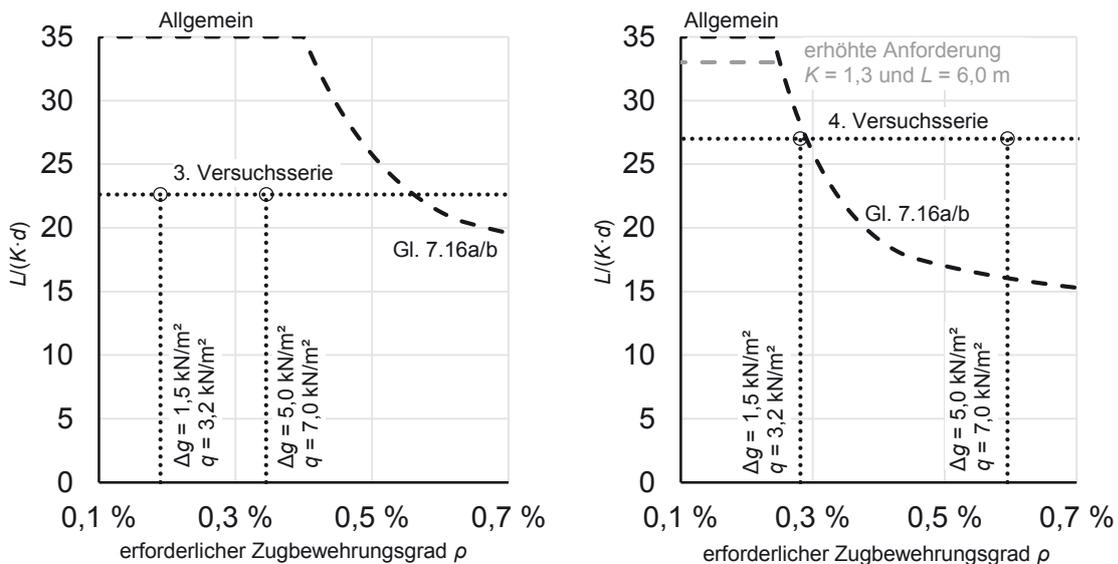


Abbildung 5.2: Biegeschlankheit ($K = 1,3$) der Versuchsserie 3 (links) und der Versuchsserie 4 (rechts) im Vergleich zu den Grenzwerten der Biegeschlankheit mit $\rho' = 0,0\%$ nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)

5.1.5 Betondeckung

Die Plattenstreifen wurden überwiegend in Längsrichtung mit Betonstabstahl $\varnothing_{s,l} = 10 \text{ mm}$ bewehrt. Die minimale Betondeckung der Stablängsbewehrung beträgt nach (DIN EN 1992-1-1/NA) für die Expositionsklasse XC1, die Betonfestigkeitsklasse C20/25 und einen Stabdahldurchmesser von $\varnothing_{s,l} = 10 \text{ mm}$:

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

Bei einigen Versuchskörpern wurden Bewehrungsstäbe mit größeren Durchmessern verwendet (s. Schal- und Bewehrungspläne), was eine Erhöhung des Verlegemaßes c_v erforderte. Um einen Vergleich zwischen den einzelnen Versuchskörpern zu gewährleisten, wurde das Verlegemaß der Stablängsbewehrung für alle Versuchskörper auf $c_v = 25$ mm festgelegt.

5.1.6 Herstellung der Versuchskörper

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, geschützt vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung, Wind und Regen gelagert. Aus technischen und logistischen Gründen wurden pro Betontage zwei Versuchskörper hergestellt.



Abbildung 5.3: Herstellung der Versuchskörper im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

Aus Tabelle 5-2 können die einzelnen Betoniertermine entnommen werden.

Tabelle 5-2: Übersicht der Betoniertermine im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

Betonage	Datum	Versuchskörper
1	08.09.2015	VK-01-S1 und VK-02-S1
2	14.09.2015	VK-03-S1 und VK-04-S1
3	21.09.2015	VK-05a-S1 und VK-05b-S1
4	25.09.2015	VK-02a-S2 und VK-02b-S2
5	29.09.2015	VK-01-S2 und VK-04-S2
6	05.10.2015	VK-07-S2 und VK-08-S2
7	09.10.2015	VK-09-S2 und VK-10-S2
8	13.10.2015	VK-03-S2 und VK-05-S2
9	19.10.2015	VK-06-S2 und VK-11-S2
10	23.10.2015	VK-01-S3 und VK-02-S3
11	27.10.2015	VK-04-S3 und VK-05-S3
12	02.11.2015	VK-03a-S3 und VK-03b-S3
13	06.11.2015	VK-02a-S4 und VK-02b-S4
14	10.11.2015	VK-01-S4 und VK-03-S4

5.1.7 Baustoffe

5.1.7.1 Betonstahl

Für die Bewehrung wurde Betonstahl B500B nach (*DIN 488-1*) mit einer charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Der geometrische Bewehrungsgrad bezogen auf die Biegezugbewehrung ist in Tabelle 5-1 für alle Versuchskörper zusammengefasst.

Aus konstruktiven Gründen (z. B. zur Lagesicherung der Längsbewehrung während der Betonage) wurde eine Querbewehrung $\varnothing 8/25$ in allen Versuchskörpern eingebaut. Die eingebaute Querbewehrung entspricht der Mindestbewehrung in der Querrichtung bei einachsig gespannten Platten (*DIN EN 1992-1-1/NA*).

Alle bewehrungstechnischen Parameter sind in den Schal- und Bewehrungsplänen dargestellt.

5.1.7.2 Beton

Es wurden Versuche mit den Betonfestigkeitsklassen C20/25 und C40/50 durchgeführt (s. Tabelle 5-1). Die verwendeten Betonzusammensetzungen gemäß Werksangaben sind im Folgenden aufgeführt.

Beton für 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 für 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: $w/z = 0,38$

5.1.7.3 Betonprüfung

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

Die Plattenstreifen aus einer Betonage wurden fast immer paarweise binnen zwei Tagen getestet. Die Festbetoneigenschaften wurden am zweiten Tag der Bauteilversuche geprüft. Eine Ausnahme bildeten nur die Versuche VK-05a-S1 und VK-05b-S1. Zwischen den beiden Versuchen lagen drei Tage, demzufolge wurden die Festbetoneigenschaften für diese Plattenstreifen einzeln an den beiden Tagen der Bauteilversuche bestimmt. In der folgenden Tabelle sind die Termine der Bauteilversuche und die Termine der Prüfung der Festbetoneigenschaften aufgeführt.

Tabelle 5-3: Übersicht der Termine der Bauteilversuche und der Festbetonprüfungen

Versuchstyp	Datum des Bauteilversuchs	Datum der Prüfung der Festbetoneigenschaften
Versuchsserie 1		
VK-01-S1	21.09.2015	22.09.2015
VK-02-S1	22.09.2015	
VK-04-S1	28.09.2015	29.09.2015
VK-03-S1	30.09.2015	
VK-05a-S1	01.10.2015	01.10.2015
VK-05b-S1	05.10.2015	05.10.2015
Versuchsserie 2		
VK-02a-S2	07.10.2015	08.10.2015
VK-02b-S2	08.10.2015	
VK-01-S2	12.10.2015	13.10.2015
VK-04-S2	13.10.2015	
VK-08-S2	14.10.2015	15.10.2015
VK-07-S2	15.10.2015	
VK-09-S2	20.10.2015	21.10.2015
VK-10-S2	21.10.2015	
VK-03-S2	26.10.2015	27.10.2015
VK-05-S2	27.10.2015	
VK-06-S2	28.10.2015	29.10.2015
VK-11-S2	29.10.2015	
Versuchsserie 3		
VK-01-S3	02.11.2015	03.11.2015
VK-02-S3	03.11.2015	
VK-04-S3	09.11.2015	10.11.2015
VK-05-S3	10.11.2015	
VK-03a-S3	16.11.2015	17.11.2015
VK-03b-S3	17.11.2015	
Versuchsserie 4		
VK-02a-S4	23.11.2015	24.11.2015
VK-02b-S4	24.11.2015	
VK-01-S4	25.11.2015	26.11.2015
VK-03-S4	26.11.2015	

Die Betondruckfestigkeiten wurden anhand von drei Würfeln gemäß (DIN EN 12390-3) ermittelt. Die ermittelte Würfeldruckfestigkeit wurde in die Zylinderdruckfestigkeit für die späteren, anhand der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen durchzuführenden Versuchsnachrechnungen mit der Gleichung (5.1) umgerechnet.

$$f_{cm,cube} = 0,82 \cdot f_{cm,zyl} \quad (5.1)$$

Da bei der Bestimmung der Elastizitätsmoduln 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 beschädigt werden. Deshalb wurden die Betonzylinder nach der Bestimmung der Elastizitätsmoduln noch zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach (DIN EN 12390-6) verwendet.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} wurde mithilfe der Näherungsformel aus (DIN EN 1992-1-1) Kapitel 3.1.2 (8) berechnet

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \quad (5.2)$$

Tabelle 5-4: Zusammenfassung der Ergebnisse der Festbetonprüfung im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

Betongage:	Versuchskörper: (Plattenstreifen)	Versuchskörper: (Würfel / Zylinder)	Alter [d]	Druckfestigkeit:		Zugfestigkeit:		E-Modul		Rohdichte: D_m [kg/m ³]	Eigenlast: g_k [kN/m ²]
				$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]		
1	VK-01-S1 VK-02-S1	1	14	34,3	34,2	2,8	2,8	21571,91	21310,53	2258,7	22,2
		2		35,5		2,5		21275,74			
		3		32,6		3,0		21083,95			
2	VK-03-S1 VK-04-S1	1	15	42,1	42,1	2,4	2,5	26003,11	25677,36	2290,1	22,5
		2		42,4		2,6		25480,72			
		3		41,9		2,5		25548,26			
3	VK-05a-S1	1	10	37,0	37,1	2,8	2,9	23276,57	24553,26	2271,1	22,3
		2		38,0		3,1		25512,03			
		3		36,3		2,8		24871,19			
	VK-05b-S1	1	14	39,7	38,7	2,7	2,8	24825,11	24130,13	2261,3	22,2
		2		39,7		2,8		23531,47			
		3		36,7		2,8		24033,80			
4	VK-02a-S2 VK-02b-S2	1	13	40,5	40,9	2,9	3,1	25477,18	24488,50	2267,2	22,2
		2		41,7		3,2		23924,42			
		3		40,6		3,2		24063,89			
5	VK-01-S2 VK-04-S2	1	14	40,8	39,7	3,0	3,0	25390,43	25776,26	2260,4	22,2
		2		39,5		3,1		25457,50			
		3		38,8		2,9		26480,85			
6	VK-07-S2 VK-08-S2	1	10	35,0	34,4	2,6	2,6	26024,12	25766,21	2273,5	22,3
		2		34,4		2,7		26330,86			
		3		33,8		2,6		24943,64			
7	VK-09-S2 VK-10-S2	1	12	39,2	40,5	2,7	2,8	27837,78	27410,49	2289,3	22,5
		2		37,7		2,7		26488,55			
		3		44,6		2,9		27905,13			
8	VK-03-S2 VK-05-S2	1	14	41,3	41,4	2,7	2,8	26889,14	27176,42	2271,7	22,3
		2		41,1		2,9		27365,60			
		3		41,8		2,8		27274,51			
9	VK-06-S2 VK-11-S2	1	10	30,6	27,1	2,4	2,4	24050,97	25478,09	2261,8	22,2
		2		21,8		2,5		26292,14			
		3		29,0		2,3		26091,15			
10	VK-01-S3 VK-02-S3	1	11	60,9	60,2	3,1	3,5	28727,36	28571,16	2333,7	22,9
		2		57,7		3,5		28823,55			
		3		62,1		3,7		28162,56			
11	VK-04-S3 VK-05-S3	1	14	56,3	55,6	3,4	3,4	28551,88	29111,75	2331,5	22,9
		2		52,9		3,6		29587,09			
		3		57,8		3,1		29196,28			
12	VK-03a-S3 VK-03b-S3	1	15	68,7	65,6	4,0	3,9	31293,92	30579,22	2321,0	22,8
		2		59,1		3,6		30136,94			
		3		68,9		3,9		30306,81			
13	VK-02a-S4 VK-02b-S4	1	18	44,8	41,2	3,4	3,2	27603,37	27409,74	2292,3	22,5
		2		33,9		3,1		28128,05			
		3		44,9		3,0		26497,80			
14	VK-01-S4 VK-03-S4	1	16	37,1	36,9	2,6	2,6	24419,70	23917,08	2256,4	22,1
		2		36,5		2,8		24279,64			
		3		37,2		2,4		23051,91			

5.1.8 Messtechnik

Die verwendete Messtechnik ist in den Übersichtsplänen der Messtechnik detailliert dargestellt. Die Zugnormalkraft wurde über eine Ringkraftmessdose (Messbereich 500 kN) gemessen. Die Vertikalkräfte wurden über zwei Kraftmessdosen (Messbereich 100 kN) gemessen. Die vertikale Bauteilverformung wurde über induktive Wegaufnehmer (Messbereich 50 mm bzw. 100 mm) erfasst. Die horizontale Bauteilverformung wurde über induktive Wegaufnehmer (Messbereich 20 mm) gemessen. Zur Erfassung eines möglichen Abhebens des Versuchskörpers 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.

Die einzelnen Positionen der Messtechnik sind aus den Übersichtsplänen der Messtechnik (s. Anhang B) zu entnehmen.

5.1.9 Belastung

5.1.9.1 Vertikallast

Eine übliche Flächenlast einer Stahlbetonhochbaudecke beträgt ca. 1,50 kN/m² Ausbaulast und ca. 3,20 kN/m² Nutzlast. Mit einer Flächenlast von 3,20 kN/m² als Nutzlast werden gemäß (*DIN EN 1991-1-1/NA*) eine Nutzung der Büro- und Arbeitsflächen ohne schwere Geräte bzw. der Wohn- und Aufenthaltsräume sowie auch 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. Trittschaldämmung und einer TGA (technische Gebäudeausrüstung) mit einer Flächenlast von 0,5 kN/m² abgedeckt.

Mit dieser 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 nach theoretischer Betrachtung ungerissen (s. Anhang A). Um die Auswirkungen der Größe der vertikalen Nutzlasten auf die Zwanglängskräfte zu studieren, wurden die Bauteile bei einigen Versuchen (s. Tabelle 5-5) mit 5,0 kN/m² als Ausbaulast und 7,0 kN/m² als Nutzlast vertikal belastet. Die Lasten wurden so hoch angenommen, um das Reißen des Bauteils unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination im Feldbereich auszulösen. Diese erhöhte Vertikalbelastung entspricht jedoch nicht den üblichen Nutzlasten von Hochbauten.

Die Simulation einer Flächen- bzw. einer Linienlast im Labor ist kaum möglich. Deswegen wurden die Flächenlasten in repräsentative 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 der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens ermittelt.

Die Position der Einzellasten wurde für den GZT bestimmt, wenn beide Felder gleichmäßig durch die Verkehrslast belastet sind. Die Einzellastpositionen blieben für die weiteren Lastfälle und Einwirkungskombinationen unverändert. Die maximalen Biegemomente wurden durch eine Erhöhung bzw. durch eine Verringerung der Größe der Einzellasten erzielt.

Das Eigengewicht ist im Bauteil „eingepreßt“, demzufolge wurden bei den Bauteilversuchen durch die beiden Einzellasten die Ausbaulasten, die Verkehrslasten sowie die Sicherheitsbeiwerte 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. Dies wurde beim Bewehren der Bauteile berücksichtigt. Der Verlauf der Biegemomente infolge der Einzellasten und infolge Linienlasten ist im Anhang A zum Vergleich gegenübergestellt.

Die Position und die Größe der Einzellasten, die die Flächenlasten in den Bauteilversuchen darstellen, sind für alle Versuche aus der Übersicht der Versuchslasten zu entnehmen (s. Anhang B).

5.1.9.2 Zugbeanspruchung

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

Die Werte $\varepsilon = 0,485 ‰$ bei der Betonfestigkeitsklasse C20/25 und $\varepsilon = 0,437 ‰$ bei der Betonfestigkeitsklasse C40/50 entsprechen den gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) ermittelten Gesamtschwinddehnungen einer 20 cm starken Platte aus Beton der entsprechenden Festigkeitsklasse mit der Zementklasse N bei einer relativen Luftfeuchte von $RH = 50 ‰$ im Alter $t = \infty$. Im Gegensatz zur Realität, wo sich Schwinddehnungen aus der Volumenverringerung der Betonbauteile ergeben, wurden in den Bauteilversuchen für die Simulation der Verformungsbehinderung die Plattenstreifen in Längsrichtung bis zum Erreichen der o.g. Dehnungen in der Schwerachse gezogen.

$$\Delta L = L \cdot \varepsilon = 8000 \text{ mm} \cdot 0,485 \cdot 10^{-3} = 3,88 \text{ mm}$$

bzw.

$$\Delta L = L \cdot \varepsilon = 8000 \text{ mm} \cdot 0,437 \cdot 10^{-3} = 3,50 \text{ mm.}$$

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 aus. Somit wirkt das autogene Schwinden auf Stahlbetonhochbaudecken vor der vertikalen Belastung der Decken.

Gemäß (*DAfStb Heft 525*) spielt aber das autogene Schwinden bei normalfestem Beton kaum eine Rolle. Der Anteil der autogenen Schwinddehnung wurde in den Berechnungsansatz der Schwindvorhersage wegen der Weiterentwicklung dieses Ansatzes auf hochfesten Beton eingeführt. Der durch den vereinfachten, linearisierten und zementunabhängigen Ansatz gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) berechnete Anteil der autogenen Schwinddehnung ist an der Gesamtschwinddehnung bei normalfesten Betonen relativ gering.

Nach (Fastabend, Schäfers et al. 2012) treten bei Deckenplatten die Verformungsbehinderungen in der Frühphase der Bauwerkserrichtung weniger ausgeprägt auf, da einerseits die Bauteilabmessungen deutlich geringer als bei Bodenplatten ausfallen und andererseits die Schalung keinen entscheidenden Verformungswiderstand liefert. Letztlich darf auch angenommen werden, dass Deckenplatten bei Hochbauten in mehreren Abschnitten hergestellt werden und dadurch die jeweiligen Teilverkürzungen eher gering ausfallen. Die entstehenden Zwangspannungen infolge abfließender Hydratationswärme werden durch das hohe Relaxations- und Kriechvermögen des Betons im jungen Alter zum Großteil abgebaut. Demzufolge sind die Zwangbeanspruchung und die Eigenspannung im frühen Bauwerksalter für Deckenplatten von untergeordneter Bedeutung.

Dennoch wurden bei einigen Versuchen die Auswirkungen einer Bauteilvordehnung untersucht, indem die Plattenstreifen vor der Vertikalbelastung auf die Dehnung des in (DIN EN 1992-1-1) definierten, autogenen Schwindens vorgedehnt wurden.

Die Trocknungsschwinddehnung beträgt zum Zeitpunkt $t = \infty$ $\varepsilon_{cd} = 0,460$ ‰ (C20/25) und führt zu einer Verkürzung (im Versuch zu einer Ausdehnung) eines 8 m langen Trägers von

$$\Delta L = L \cdot \varepsilon = 8000 \text{ mm} \cdot 0,460 \cdot 10^{-3} = 3,68 \text{ mm.}$$

Die in (DIN EN 1992-1-1) definierte, autogene Schwinddehnung beträgt $\varepsilon_{ca} = 0,025$ ‰ (C20/25) und führt zu einer Verkürzung (im Versuch zu einer Ausdehnung) eines 8 m langen Trägers von

$$\Delta L = L \cdot \varepsilon = 8000 \text{ mm} \cdot 0,025 \cdot 10^{-3} = 0,20 \text{ mm.}$$

In Tabelle 5-5 sind die durch die Einzellasten in den Bauteilversuchen simulierten Vertikalflächenlasten und die Zugbeanspruchung der Plattenstreifen zusammengefasst.

Tabelle 5-5: Tabellarische Zusammenfassung der simulierten Beanspruchungen der Plattenstreifen bei den durchgeführten Bauteilversuchen

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

Tabelle 5-5: Fortsetzung

Versuchsserie 4			
VK-01-S4	1,5 kN/m ² / 3,2 kN/m ²	-	-
VK-02a-S4	1,5 kN/m ² / 3,2 kN/m ²	-	$\Delta L = 3,88 \text{ mm}$
VK-02b-S4	1,5 kN/m ² / 3,2 kN/m ²	-	$\Delta L = 3,88 \text{ mm}$
VK-03-S4	5,0 kN/m ² / 7,0 kN/m ²	-	$\Delta L = 3,88 \text{ mm}$

5.1.10 Versuchsaufbau

Die Bauteilversuche wurden als einachsig gespannte Biegeversuche mit zentrischer Zugkraftbeanspruchung durchgeführt. Abbildung 5.4 stellt exemplarisch den Versuchsaufbau des Versuchs (VK-06-S2) der Versuchsserie 2 dar. Der Versuchsaufbau der weiteren Bauteilversuche ist den Plänen der Messtechnik (s. Anhang B) zu entnehmen.

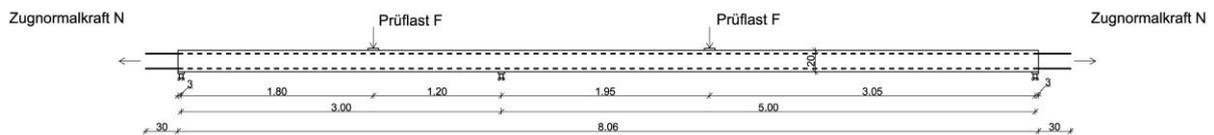


Abbildung 5.4: Vereinfachte Darstellung des Versuchsaufbaus des 6. Versuchs der Versuchsserie 2

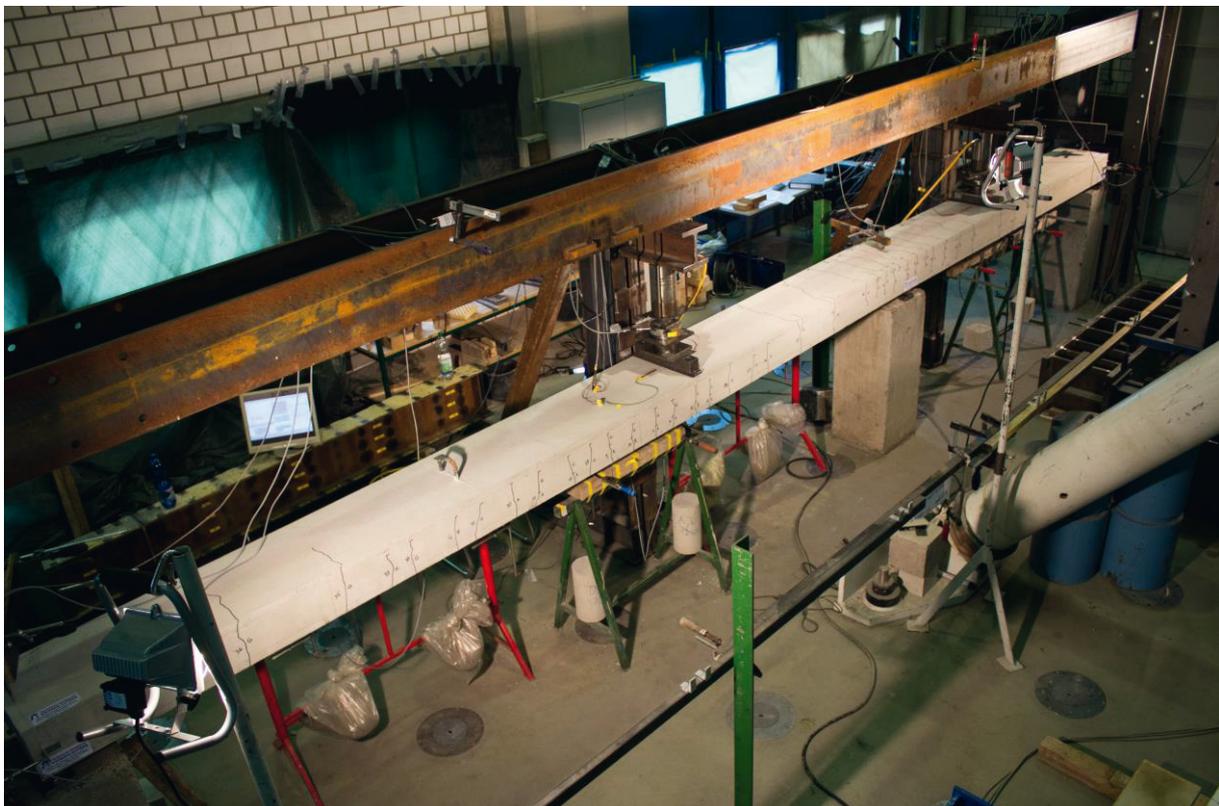


Abbildung 5.5: Übersicht des Prüfstandes bei dem Versuch VK-06-S2

Die vertikale Lasteinleitung erfolgte mit Hilfe von Hydraulikhandpumpen und einfach wirkenden hydraulischen Zylindern mittig im Lastverteilungsträger. 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 des Versuchskörpers 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 auch hier eine Verdrehung zu ermöglichen. Zwischen dem Auflager aus Rollenlagern und den Versuchskörpern wurden jeweils eine Stahlplatte und ein Elastomerlager ($b = 60 \text{ mm}$) eingebaut.

Der Versuchsaufbau ist beispielhaft in den folgenden Abbildungen dargestellt.

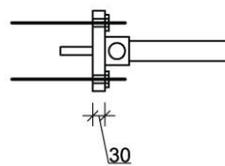


Abbildung 5.6: Lasteinleitung (links), Auflagerung des Versuchskörpers (rechts)

Die Zugnormalkraft wurde über einen einfach wirkenden Hohlkolbenzylinder mit einer handbetriebenen Hydraulikpumpe aufgebracht. Die Zugkraftbeanspruchung wurde über eine an die obere und untere Stablängsbewehrung angeschweißte Stahlplatte schlupffrei und zentrisch in die Plattenstreifen eingeleitet (s. Abbildung 5.7).



Ansicht



Draufsicht

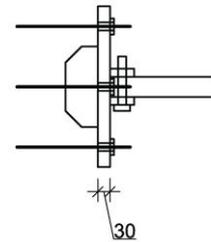


Abbildung 5.7: Längskrafteinleitungsstruktur (links) / skizzenhafte Darstellung (rechts)

5.1.11 Versuchsablauf

5.1.11.1 Allgemeines

Grundsätzlich wurden die Bauteilversuche nach dem folgenden Ablauf durchgeführt.

Schritt 1:

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

Schritt 2:

Als nächstes wurde in den Versuchen eine ungleichmäßige Belastung des Durchlaufsystems simuliert. Die Aufbringung der Kraft je Lastzyklus erfolgte analog zu Schritt 1. Im ersten und im letzten Lastzyklus wurden Risse am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 3:

Dann wurde Schritt 2 wiederholt, jedoch mit der umgekehrten Belastung, sodass eine ungleichmäßige Belastung des Durchlaufsystems simuliert wurde, bei der aber ein anderes Feld des Durchlaufsystems mehr belastet wurde. Die neu entstandenen Risse wurden wiederum im ersten und im 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 $\epsilon = 0,437 \text{ ‰}$ 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 festgehaltener Längsdehnung des Bauteils wurde die Vertikallast auf das Gebrauchslastniveau der über die Gesamtlänge gleichmäßig wirkenden Belastung (seltene Einwirkungskombination) erhöht. Die neu entstandenen Risse wurden am Bauteil angezeichnet und die Rissbreiten sowie die Rissabstände gemessen und dokumentiert.

Schritt 6:

Zum Schluss wurde das Bauteil mit der simulierten „gleichmäßigen“ Belastung durch eine kontinuierliche Lasterhöhung schrittweise vertikal belastet bis die 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 die oben beschriebene Gesamtschwinddehnung erreicht hatte.

5.1.11.2 Versuchsserie 1

Die erste Versuchsserie umfasste insgesamt fünf Versuchstypen.

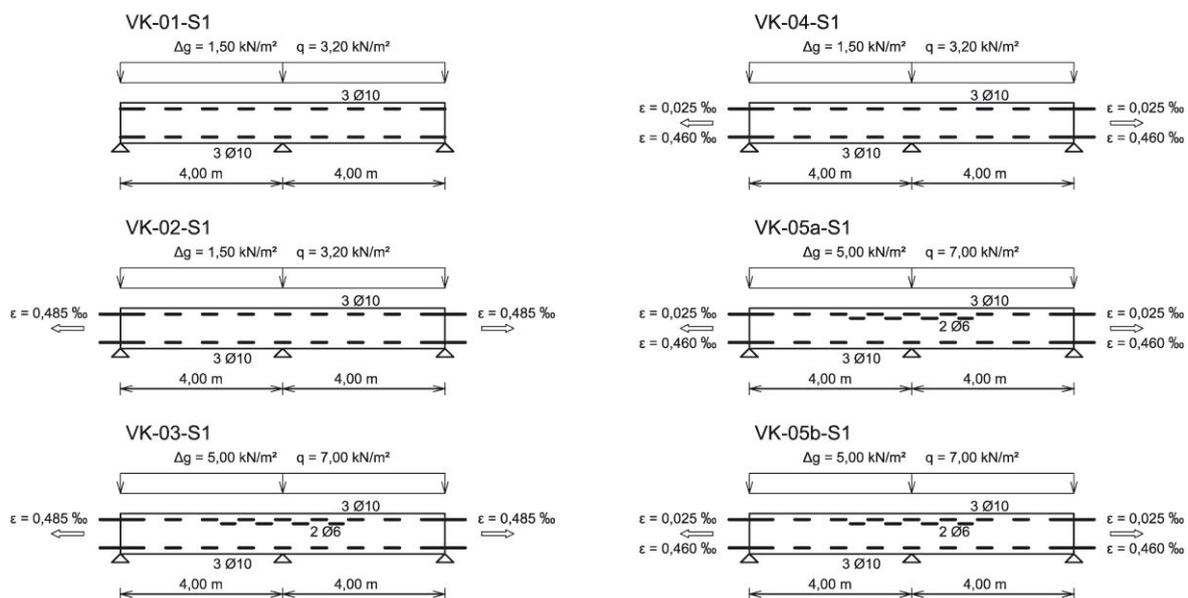


Abbildung 5.8: Übersicht der Versuchsserie 1

Im ersten Versuch wurde der Plattenstreifen nur vertikal belastet. Der Versuch sollte als Referenzversuch fungieren. 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 der möglichen Streuungen im Versuch und für

eine bessere Kalibrierung der FEM-Berechnungen wurde der Versuchstyp VK-05-S1 zweimal wiederholt.

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

5.1.11.3 Versuchsserie 2

Die Versuchsserie umfasst elf verschiedene Versuchstypen.

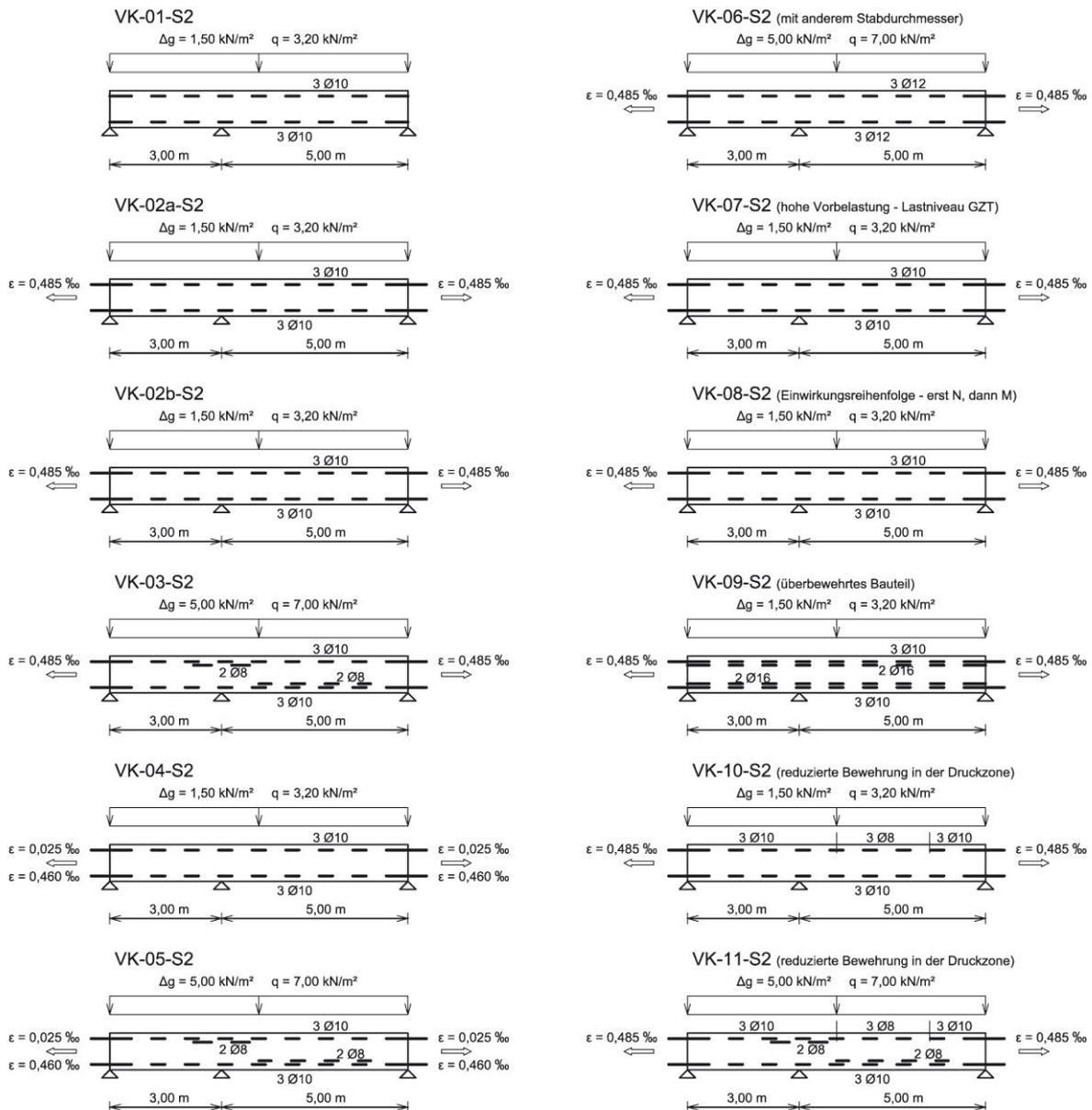


Abbildung 5.9: Übersicht der Versuchsserie 2

Mit den ersten fünf Versuchstypen wurden die Bauteilversuche der Versuchsserie 1 wiederholt, jedoch mit anderen Spannweiten.

Der Versuch VK-06-S2 entspricht dem Versuch VK-03-S2. Das Bauteil für den Versuch VK-06-S2 wurde mit einem anderen Stabdurchmesser bewehrt, um den Einfluss des

Stabdurchmessers auf die Rissbreiten zu studieren. 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)

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

Der Plattenstreifen für den Versuch VK-06-S2 wurde durchgehend mit 3 Ø 12 in der oberen und unteren Bewehrungslage bewehrt. Der Längsbewehrungsgrad der Biegezugbewehrung war an den maßgebenden Stellen der beiden Plattenstreifen annähernd gleich (s. Tabelle 5-1).

Bei dem Versuch VK-07-S2 wurde das Bauteil vor der Zugbeanspruchung auf dem Lastniveau des rechnerischen (theoretischen) Grenzzustandes der Tragfähigkeit vertikal vorbelastet. Dadurch wurde die Situation des eingepprägten Rissbildes infolge zwischenzeitlicher Höherbelastung simuliert.

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

Durch die Zulage von 2 Ø 16 jeweils in die obere und untere Bewehrungslage wurden die Auswirkungen des überbewehrten Bauteils im Versuch VK-09-S2 untersucht.

Die Versuche VK-10-S2 und VK-11-S2 spiegelten die Versuche VK-02-S2 und VK-03-S2 wider. Dabei wurde aber die Bewehrung in der Biegedruckzone reduziert (s. Schal- und Bewehrungspläne). Leider wurde der Plattenstreifen für den Versuch VK-11-S2 ohne Zulagebewehrung über der Mittelstützung ausgeführt. Als Folge konnte man im Versuch ein frühes Versagen über der Mittelstütze beobachten.

Um die möglichen Streuungen im Versuch zu identifizieren, wurde bei dieser Versuchsserie der Versuchstyp VK-02-S2 zweimal wiederholt.

5.1.11.4 Versuchsserie 3

In der Versuchsserie 3 ging es hauptsächlich um den Einfluss der Betonfestigkeit. In der Serie wurden einige Versuche der Serie 2 wiederholt, jedoch mit Plattenstreifen aus Beton der Festigkeitsklasse C40/50.

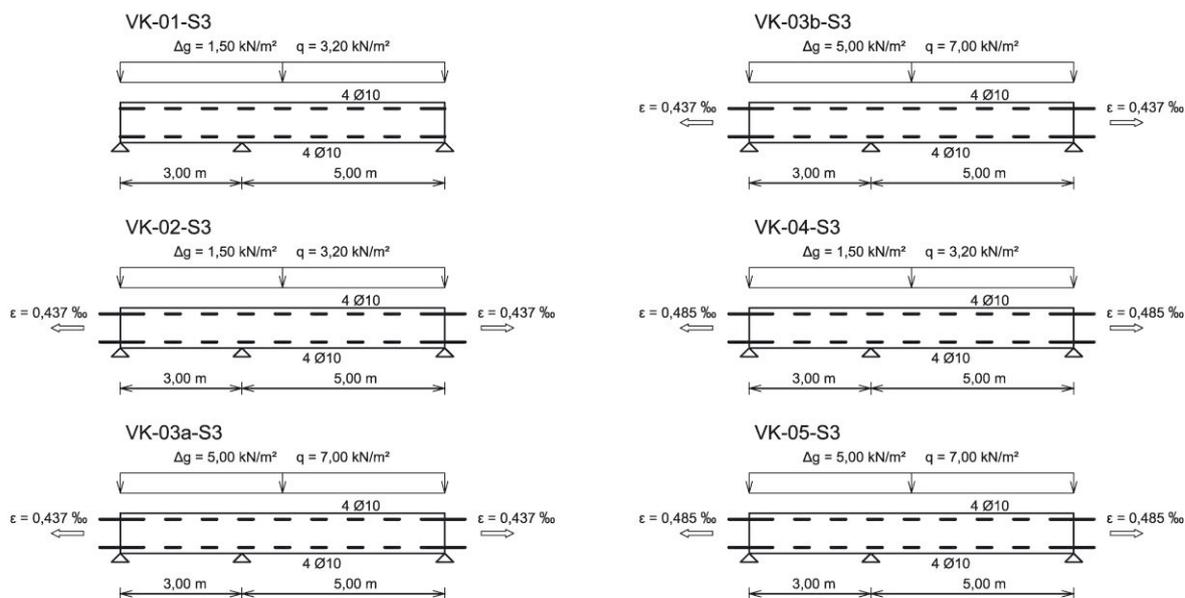


Abbildung 5.10: Übersicht der Versuchsserie 3

Durch die Erhöhung der Betonzugfestigkeit steigt auch die Risskraft, die zur Erzeugung eines Trennrisses aufgebracht werden muss. Um ein mögliches Fließen der Bewehrung bei der Bauteilbeanspruchung auf Zug zu vermeiden, wurde die Grundbewehrung auf 8 Ø 10 erhöht. Die ersten drei Versuche dieser Serie entsprachen den ersten Versuchen der Serie 2. Die Versuchskörper wurden jedoch bis zur Endschwinddehnung gezogen, die gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) für Beton der Festigkeitsklasse C40/50 ermittelt wurde (s. Kap. 5.1.9.2).

Die Dehnung des Betons infolge einer Temperatureinwirkung kann nach der folgenden Gleichung (5.3) berechnet werden.

$$\varepsilon_{cT} = \alpha_c \cdot \Delta T_N \quad (5.3)$$

mit

- α_c die Wärmedehnzahl des Betons (allgemein $\approx 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$)
- ΔT_N die Temperaturdifferenz (konstanter Temperaturanteil)

Die Betoneigenschaften werden in der Gleichung (5.3) lediglich durch die Wärmedehnzahl ausgedrückt, die im Wesentlichen von der für den Beton verwendeten Gesteinskörnung beeinflusst wird. Die verwendete Gesteinskörnung wird in den meisten Fällen durch das regionale Vorkommen bestimmt. Demzufolge entsteht bei Betonbauteilen unterschiedlicher Betonfestigkeitsklassen jedoch mit gleicher Gesteinskörnung unter gleicher konstanter Temperaturänderung die gleiche Dehnung. Die Betonzugfestigkeit wirkt sich aber auf die Größe der Zwangskraft und auf die Rissbreiten aus.

Dies wurde anhand der letzten beiden Versuche VK-04-S3 und VK-05-S3 untersucht, indem die Plattenstreifen bei den Versuchen bis zu einer Dehnung ($\varepsilon_{cs} = 0,485 \text{ ‰}$) gezogen wurden,

die der Gesamtschwinddehnung des Betons der Festigkeitsklasse C20/25 (s. Kap. 5.1.9.2) entspricht. Die Dehnung repräsentiert eine konstante Temperaturänderung von $\Delta T_N = 48,5$ K.

$$\Delta T_N = \frac{\varepsilon_c}{\alpha_c} = \frac{0,485 \cdot 10^{-3}}{10^{-5}} = 48,5 \text{ K}$$

Zur Verifizierung möglicher Streuungen wurde der Versuchstyp VK-03-S3 zweimal wiederholt.

5.1.11.5 Versuchsserie 4

In der letzten Versuchsserie wurden nur drei Versuchstypen vorgesehen.

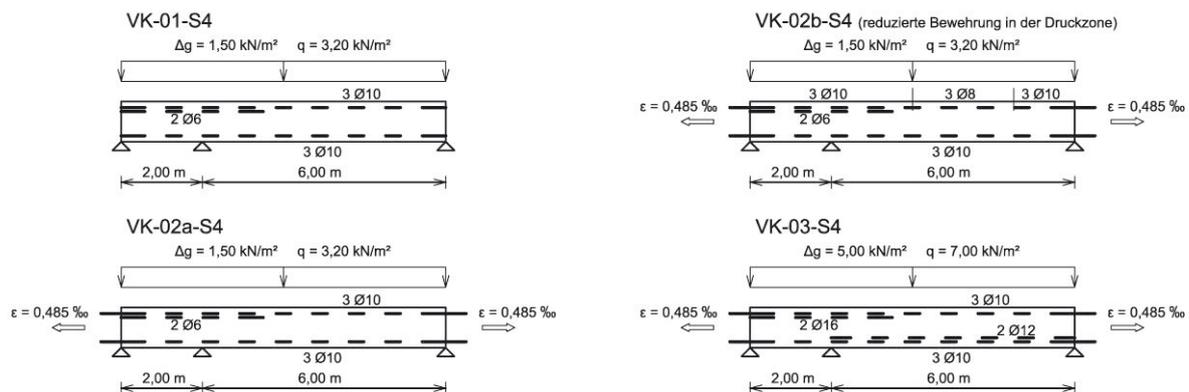


Abbildung 5.11: Übersicht der Versuchsserie 4

Da bei dem Versuchskörper für den Versuch VK-11-S2 die Zulagebewehrung vergessen wurde, wurde kurzfristig entschieden, anstatt den Versuchstyp VK-02-S4 zweimal zu wiederholen, in einem der beiden Plattenstreifen die Bewehrung in der Biegedruckzone im Feld mit der größten Spannweite zu reduzieren (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 bezeichnet mit VK-02b-S4.

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

5.1.12 Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen

5.1.12.1 Allgemeines

Die in den „Kurzzeitversuchen“ erhaltenen Ergebnisse können nicht unmittelbar auf das Verhalten einer Stahlbetonhochbaudecke über einen langen Zeitraum 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 konnten.

Trotzdem bilden die Ergebnisse aufgrund der umfangreichen Variation der Konstellationen eine solide Grundlage für die Verifizierung der nichtlinearen FEM-Berechnungen.

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

5.1.12.2 Zugkraft

Einer der signifikanten Unterschiede zwischen der Zwangskraft infolge Schwinden und der Zugkraft, die bei den „Kurzzeitversuchen“ die Zwangbeanspruchung simulieren soll, besteht darin, dass im gerissenen Stahlbetonbauteil die im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrungsstäbe 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 erzeugt werden. Bei reiner Zugkraftbeanspruchung eines Stahlbetonbauteils stehen Beton und Bewehrung unter Zugspannung. Demzufolge sind die in den „Kurzzeitversuchen“ gemessenen maximalen Zugkräfte größer als die Zwangkräfte, die beispielweise infolge von Schwinden hätten entstehen können.

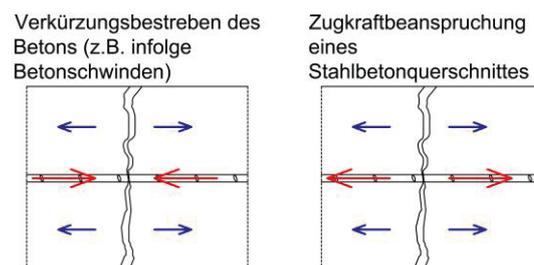


Abbildung 5.12: Resultierendes Verformungsbestreben infolge Volumenänderung des Betons (links) und infolge Zugkraftbeanspruchung (rechts)

Eine Zwangbeanspruchung kann im Labor nur mit sehr hohem Aufwand für ein Stahlbetonbauteil experimentell erzeugt werden. Zur Veranschaulichung der Problematik wird an dieser Stelle das unterschiedliche Verhalten eines Stahlbetonbauteils unter einer Zwangbeanspruchung und unter einer Zugkraftbeanspruchung anhand nichtlinearer FEM-Berechnungen an einem Stahlbetonzugstab bzw. an einem gezwängten Stahlbetonstab ohne Berücksichtigung der Viskoelastizität des Betons (Kriechen) demonstriert (Abbildung 5.13).

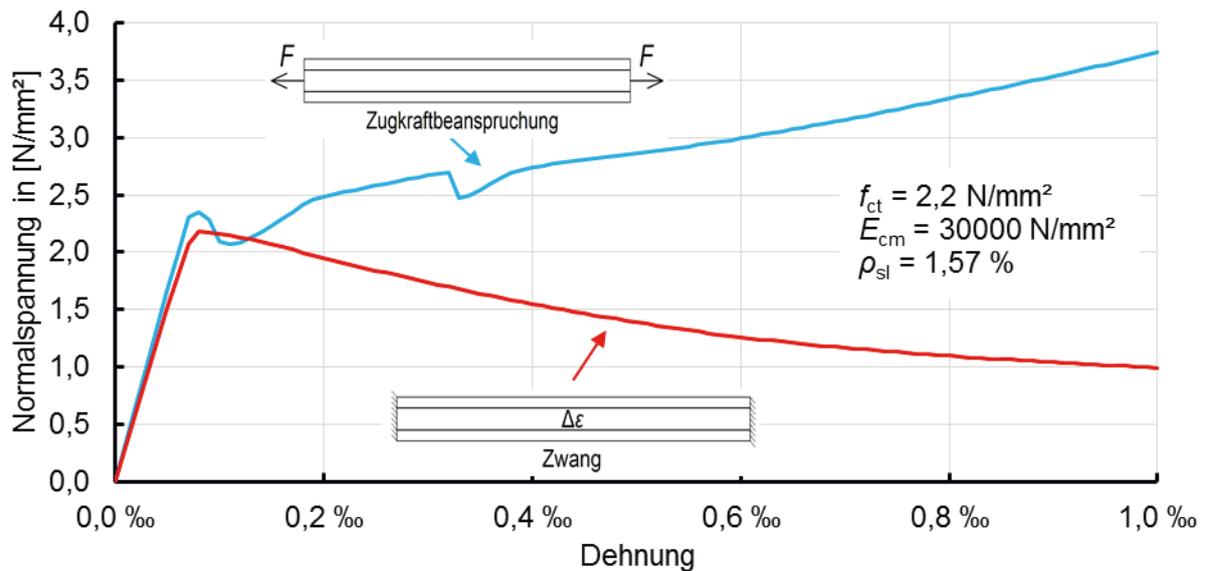


Abbildung 5.13: Physikalisch nichtlineare FEM-Berechnungen an einem Stahlbetonstab unter einer Zugkraft- und einer Zwangbeanspruchung

Im Zustand I verhält sich das Stahlbetonbauteil unter der Zugkraft- und der Zwangbeanspruchung gleich. Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit des Betons entstehen erste Risse, die die Dehnsteifigkeit des Stahlbetonbauteils reduzieren. Durch die Abnahme der Dehnsteifigkeit geht die Normalspannung infolge Zwangbeanspruchung zurück. Die Risskraft (die Rissspannung) des Stahlbetonbauteils liegt unter der Zugkraftbeanspruchung wegen der Mitwirkung der Bewehrung geringfügig höher und kann wie folgt berechnet werden.

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A_c} = f_{ct} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{sl}) = 2,2 \cdot \left(1 + \frac{200000}{30000} \cdot 0,0157\right) = 2,43 \text{ N/mm}^2$$

Die Risskraft des Verbundquerschnittes wird unter der Zwangbeanspruchung durch die im Verbund liegende Bewehrung nicht beeinflusst, da das Verkürzungsbestreben (z.B. infolge von Schwinden) nur im Beton stattfindet.

Der Ermittlung der Mindestbewehrung für die Begrenzung der Rissbreiten legt (*DIN EN 1992-1-1*) die rechnerische Risschnittgröße des Betons zugrunde. Die Rissnormalkraft kann ohne Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen nach der Gleichung (5.4) berechnet werden.

$$N_{cr} = f_{ctm,e} \cdot A_c \tag{5.4}$$

mit

$f_{ctm,e}$ Mittlere zentrische Betonzugfestigkeit ermittelt anhand der bei der Festbetonprüfung ermittelten mittleren Spaltzugfestigkeit gemäß der Näherungsformel aus (*DIN EN 1992-1-1*)

A_c Querschnittfläche des Versuchskörpers (Plattenstreifen)

Bei den Bauteilversuchen wurde die Zwangbeanspruchung durch die Zugkraftbeanspruchung simuliert. Demzufolge wird die Normalzugkraft unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung bei der Plausibilitätskontrolle der durchgeführten Bauteilversuche berechnet.

$$N_{cr,cal} = f_{ctm,e} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{sl}) \quad (5.5)$$

Da die Wahrscheinlichkeit von Betonfehlstellen bei den 8 m langen Bauteilen größer als bei den für die Festbetonprüfung verwendeten Betonzylindern ist, wird die Normalzugkraft ($N_{cr,0,05}$) mit Hilfe des 5%-Quantilwertes der zentrischen Betonzugfestigkeit ($f_{ctk;0,05;e}$) berechnet. Letztere wurde die anhand der Näherungsformel nach (*DIN EN 1992-1-1*) Kapitel 3.1.2 (8) aus der bei der Festbetonprüfung bestimmten Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die so berechnete Normalkraft ($N_{cr,cal,0,05}$) mit der im Bauteilversuch gemessenen maximalen Normalzugkraft ($N_{max,exp}$) verglichen (Abbildung 5.14).

$$N_{cr,cal;0,05} = f_{ctk;0,05;e} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{sl}) \quad (5.6)$$

$$f_{ctk;0,05;e} = 0,7 \cdot f_{ctm,e} \quad (5.7)$$

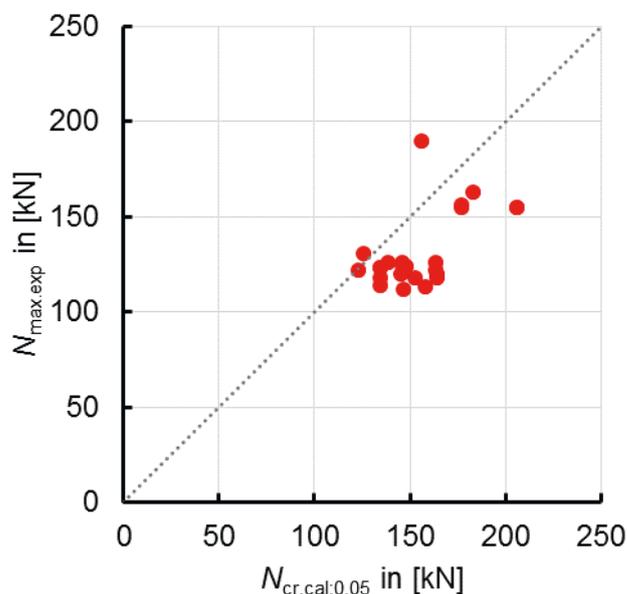


Abbildung 5.14: Gegenüberstellung der rechnerischen Normalzugkräfte ($N_{cr,cal;0,05}$) mit den in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräften

Es zeigte sich, dass die Biegeschlankheit der Versuchskörper keinen Einfluss auf die Zugkräfte, welche im Versuch Zwangkräfte repräsentieren sollen, hatte. Wie aus Abbildung 5.15 ersichtlich ist, wurde die in den Bauteilversuchen gemessene maximale Zugkraft durch die Höhe des Bewehrungsgrades und durch die Betonzugfestigkeit beeinflusst.

Dieses unerwartete Verhalten von Plattenstreifen wurde in der Parameterstudie anhand physikalisch nichtlinearer FEM-Berechnungen näher untersucht.

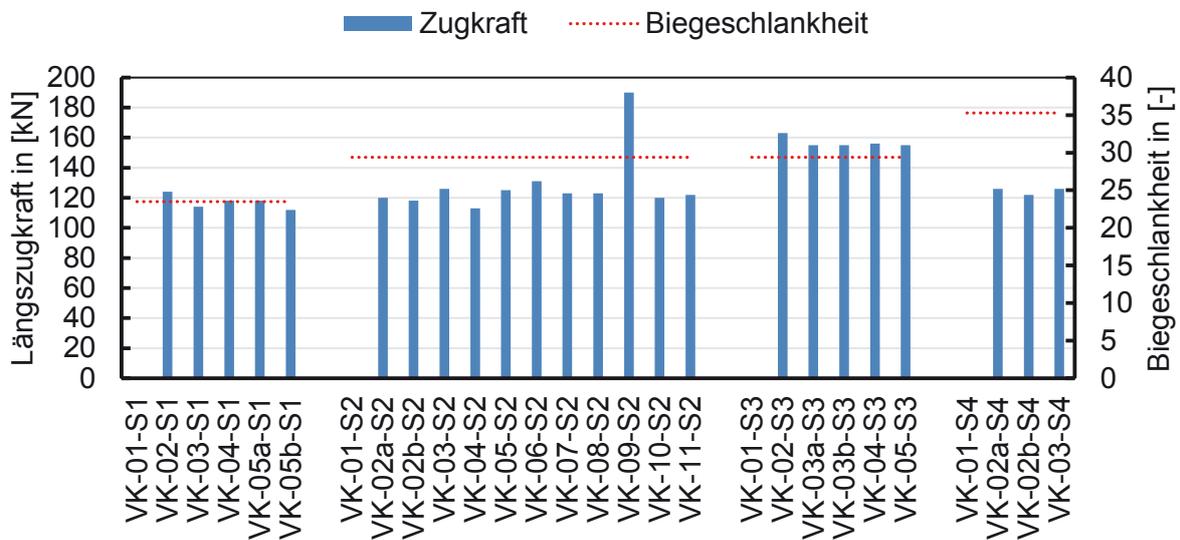


Abbildung 5.15: Maximale Biegeschlankheit der Versuchskörper und die in den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Zugkräfte

5.1.12.3 Durchbiegung

In den Bauteilversuchen wurden durch die beiden Vertikaleinzellasten die Ausbaulasten, die Verkehrslasten sowie die Sicherheitsbeiwerte simuliert (s. Kap. 5.1.9.1). Aufgrund der fehlenden Messung der Vertikalverformung infolge Eigenlast und infolge Betonkriechen sowie aufgrund der untrennbaren Messergebnisse der Vertikalverformung infolge simulierter Ausbau- und Verkehrslasten kann die in den Bauteilversuchen gemessene Vertikalverformung mit den in der Norm empfohlenen Werten nicht direkt verglichen werden.

Abbildung 5.16 zeigt die Ergebnisse der gemessenen Vertikalverformungen jeweils in der Mitte des Feldes mit der größten Spannweite unter der kombinierten Beanspruchung aus der simulierten, auf beiden Feldern gleichwirkenden Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und aus der Zugbeanspruchung, bei der die Gesamtschwinddehnung als Bauteillängsdehnung erreicht wurde.

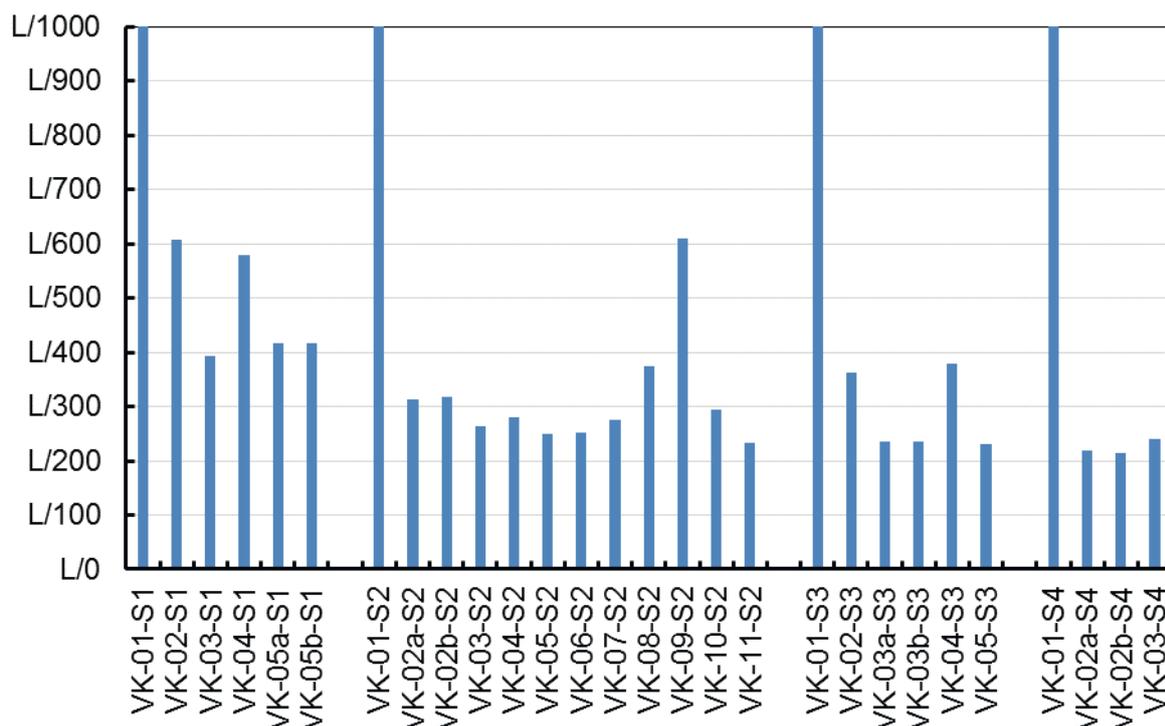


Abbildung 5.16: Vertikalverformung in der Feldmitte des größeren Feldes unter der kombinierten Beanspruchung aus der simulierten, auf beiden Feldern gleichwirkenden Vertikalbelastung ($E_{d,perm}$) und aus der Zugbeanspruchung, bei der die Gesamtschwinddehnung in Bauteillängsrichtung erreicht wurde.

Obwohl der Nachweis der Begrenzung der Verformung ohne direkte Berechnung (*DIN EN 1992-1-1*) für höhere Betonfestigkeiten höhere Grenzwerte für Biegeschlankheiten zulässt, konnten in den Versuchen durch eine Erhöhung der Betonfestigkeit, unter der kombinierten Beanspruchung, keine bedeutsamen Verbesserungen bezüglich der Vertikalverformung der Plattenstreifen festgestellt werden (vgl. Abbildung 5.16).

5.1.12.4 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 Versuchen konnte kein Verlust der Gebrauchstauglichkeit (Rissbreiten und Durchbiegung) durch die Reduzierung der Bewehrung festgestellt werden. Die Auswirkungen dieser Bewehrung auf das Kriechverhalten des Betons 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.

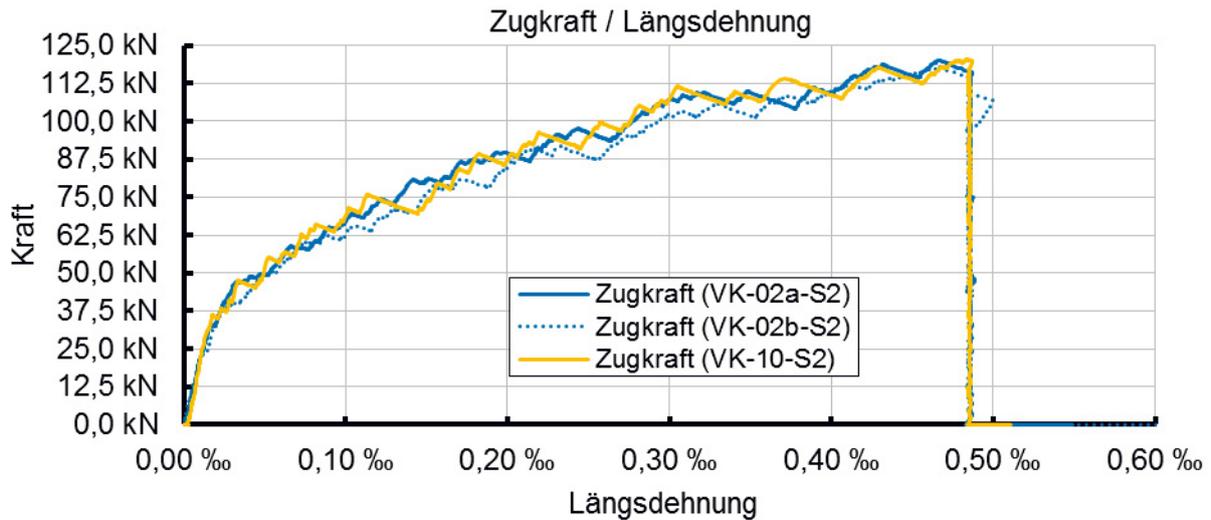


Abbildung 5.17: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2 und VK-10-S2

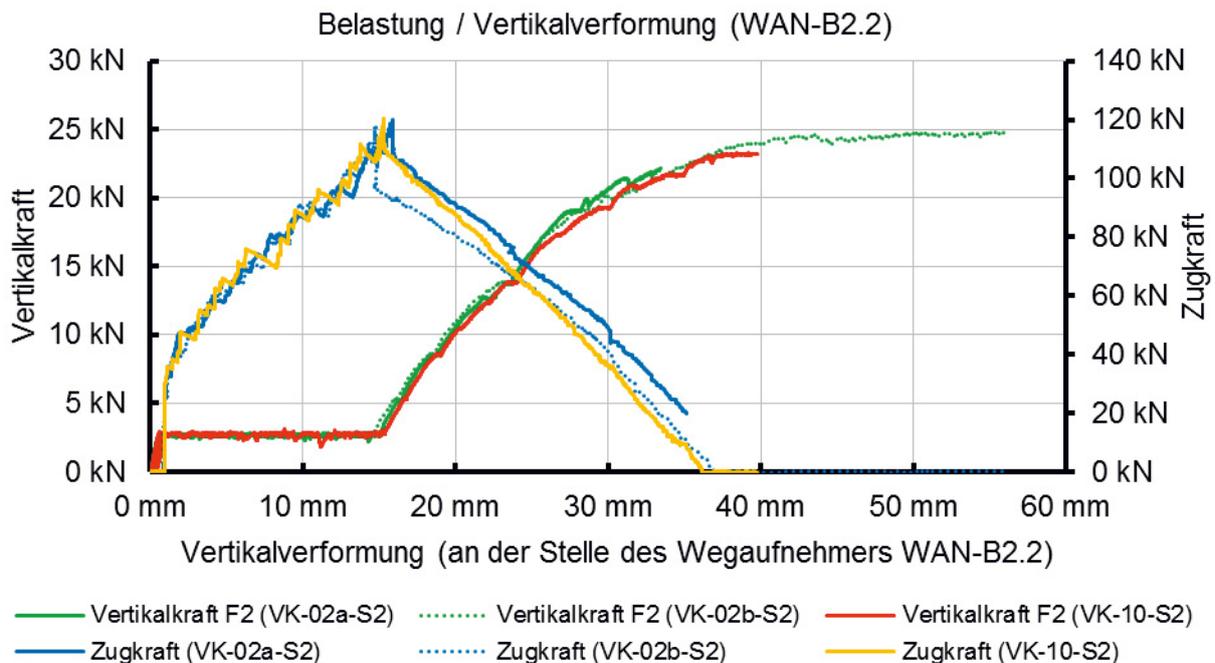


Abbildung 5.18: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2 und VK-10-S2

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 der Feldmitte sondern direkt unter der Vertikallasteinleitung 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.

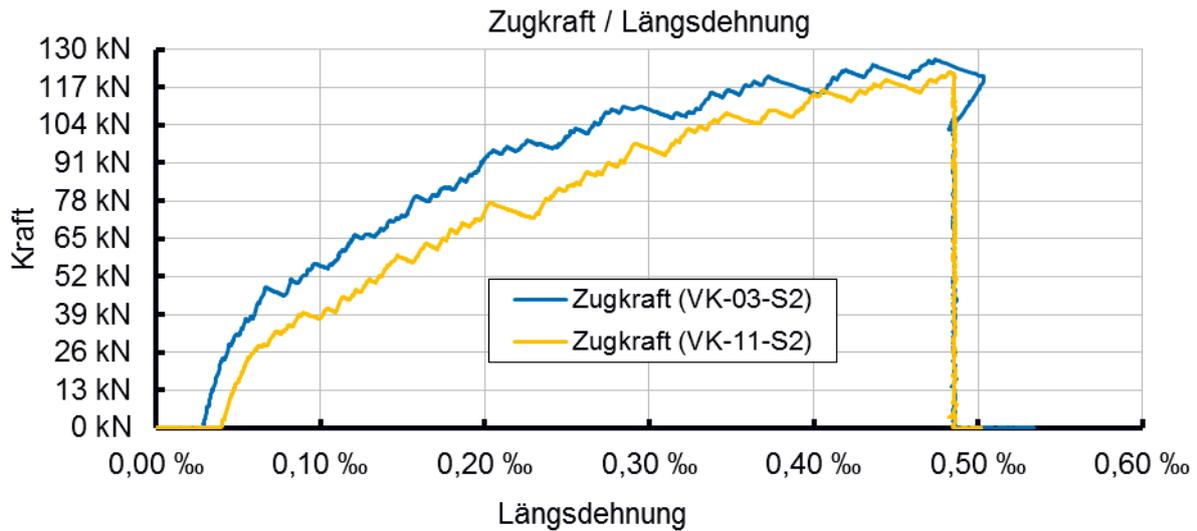


Abbildung 5.19: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-03-S2 und VK-11-S2

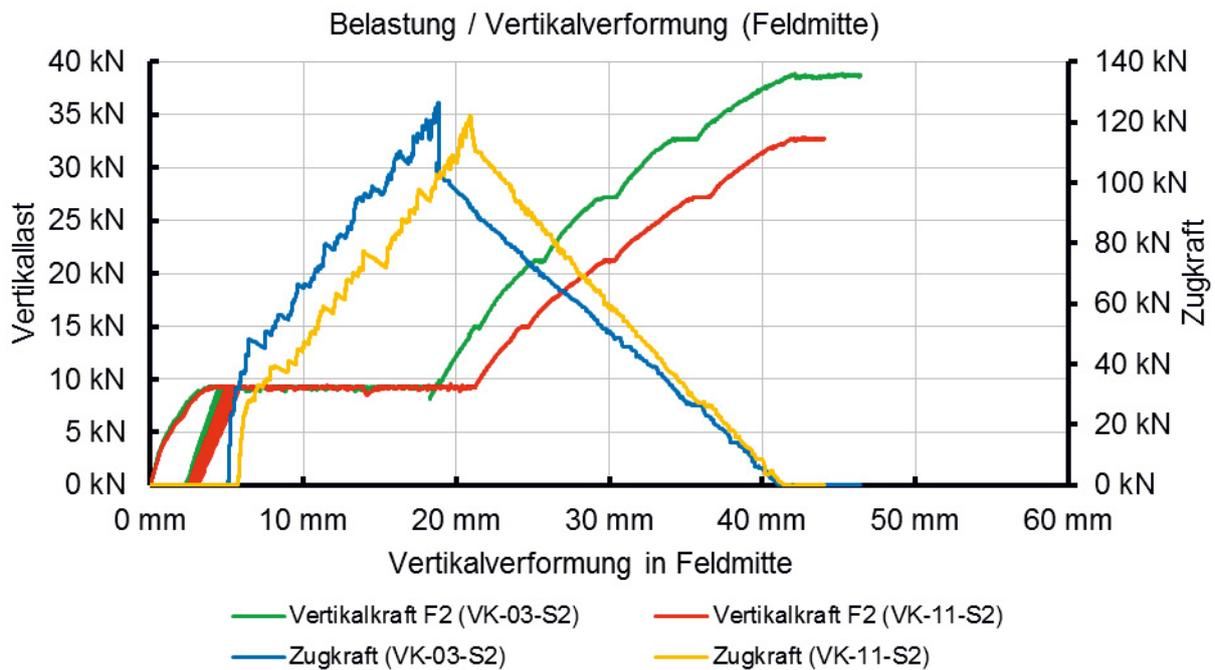


Abbildung 5.20: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-03-S2 und VK-11-S2

Ein etwas „weicherer“ Verhalten des Plattenstreifens im Versuch VK-11-S2 gegenüber dem Versuch VK-03-S2 ist einerseits der beim Bewehren über der Mittelstütze vergessenen Zulagebewehrung von 2 Ø8 (vgl. Kapitel 5.1.11.3), sowie andererseits der gegenüber dem Versuch VK-03-S2 geringeren Betonzugfestigkeit (vgl. Tabelle 5-4) geschuldet.

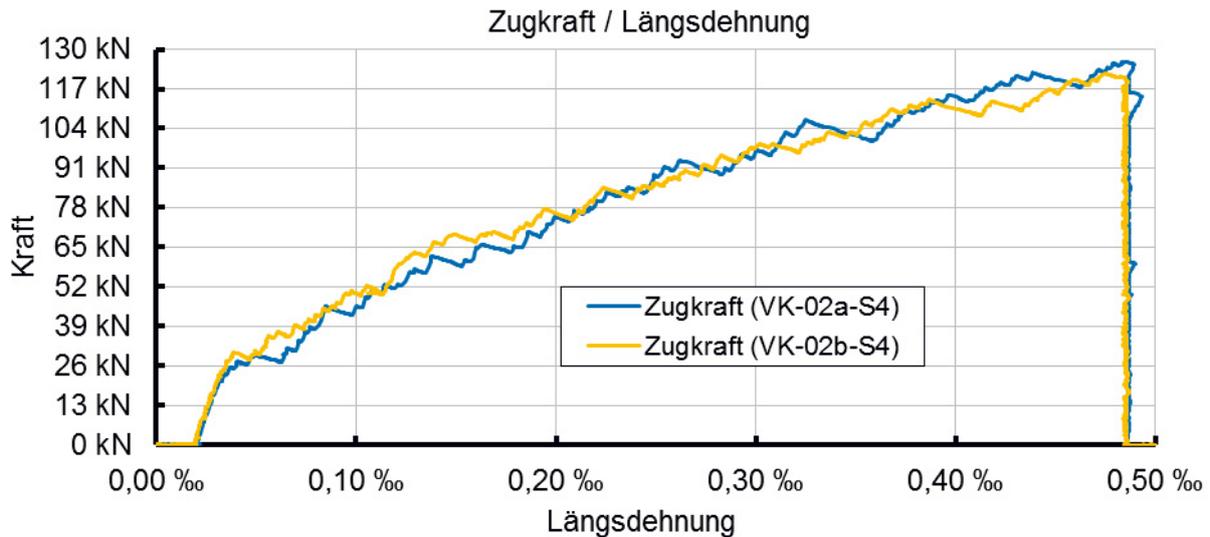


Abbildung 5.21: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S4 und VK-02b-S4

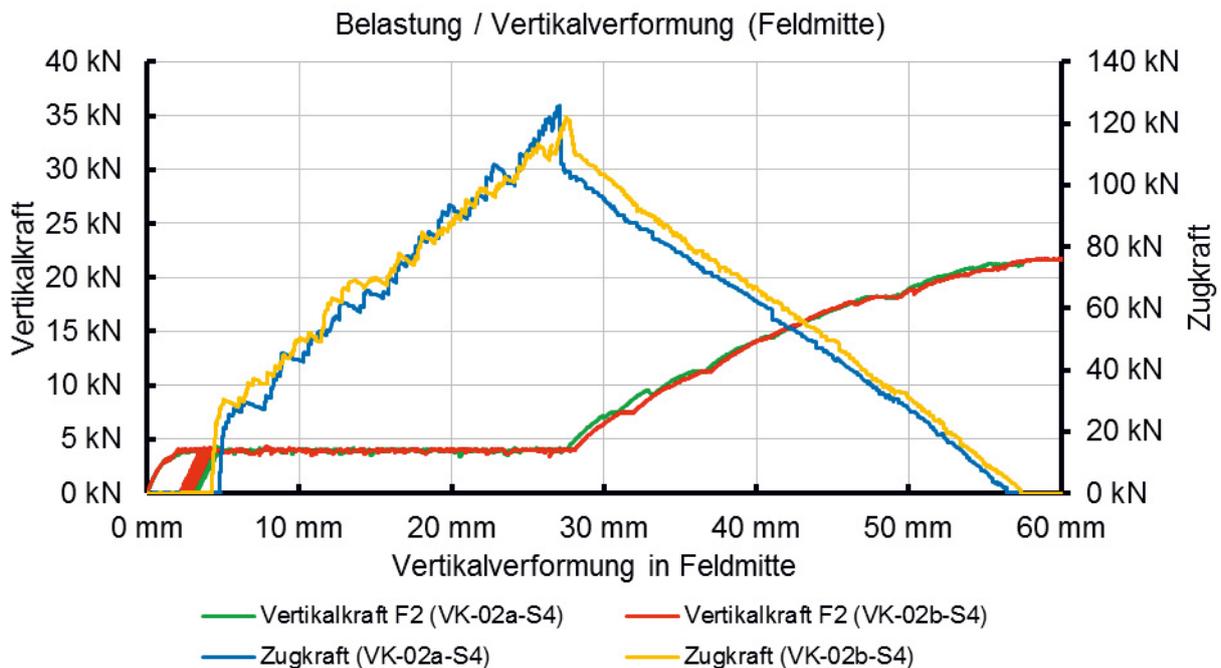


Abbildung 5.22: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2 und VK-02b-S2

5.1.12.5 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 auf dem Lastniveau des rechnerischen (theoretischen) Grenzzustandes der Tragfähigkeit vertikal vorbelastet.

Dadurch wurde die Situation des eingepprägten Rissbildes infolge zwischenzeitlicher Höherbelastung 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 Ziehens des Versuchskörpers auf das Endschwindmaß 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). Auch in diesem Fall weicht die Lage des induktiven Wegaufnehmers zwischen den Versuchen ab, sodass die Versuchsergebnisse im Zusammenhang mit der Vertikalverformung an der Stelle des induktiven Wegaufnehmers (WAN-B2.2) miteinander verglichen werden.

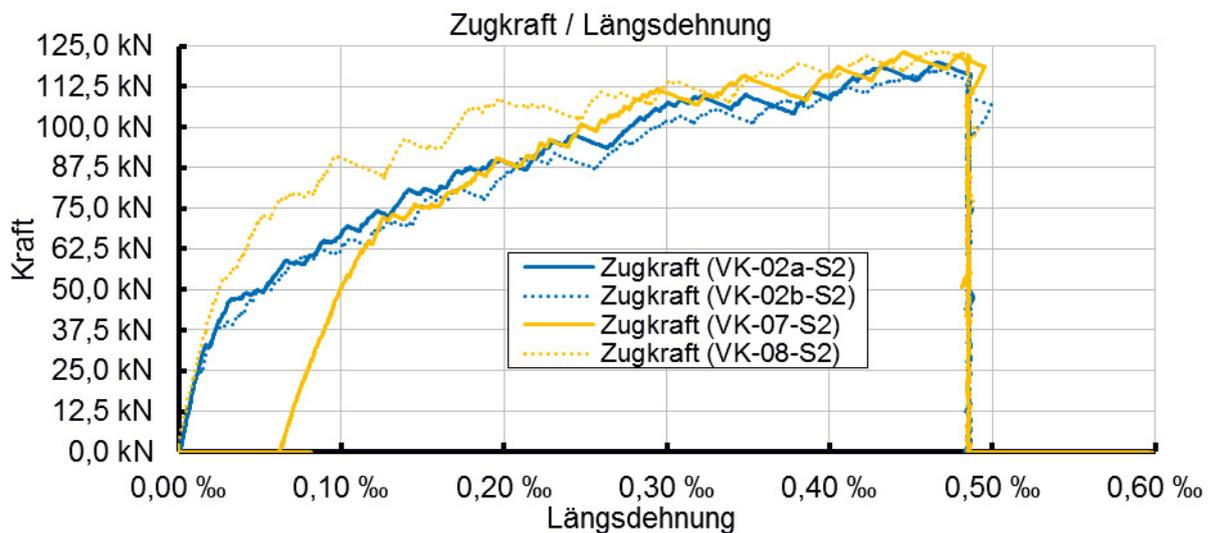


Abbildung 5.23: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-07-S2 und VK-08-S2

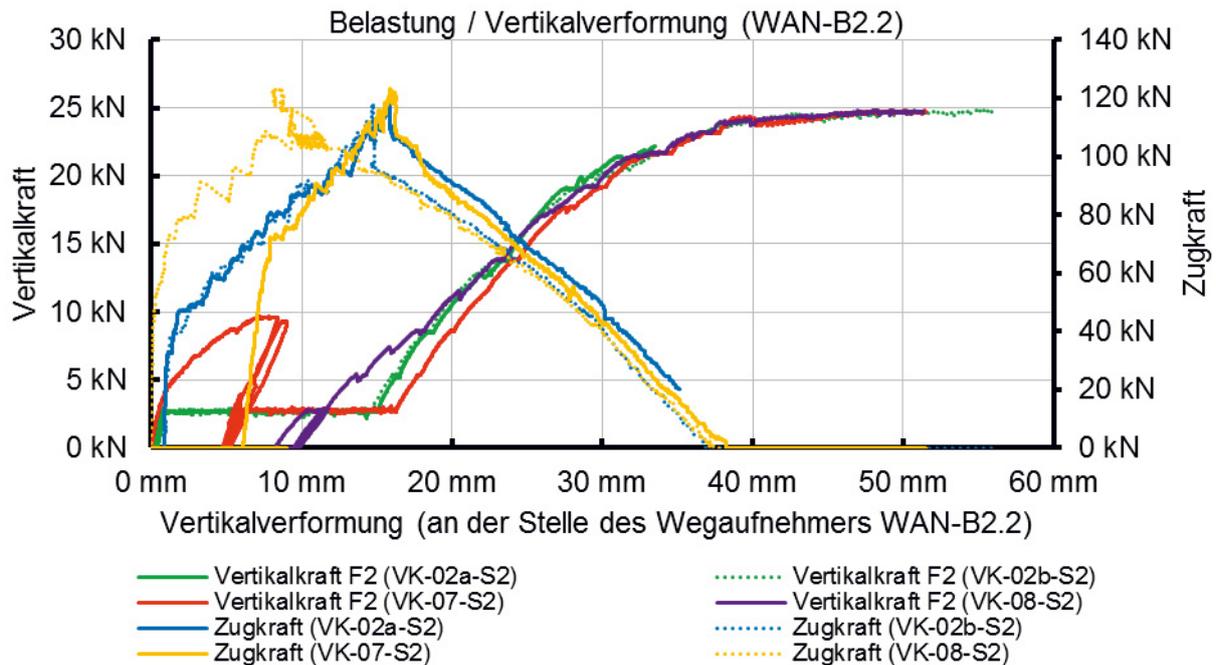


Abbildung 5.24: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) bei den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-07-S2 und VK-08-S2

Die vertikale Vorbelastung auf das Lastniveau des rechnerischen (theoretischen) Grenzzustandes der Tragfähigkeit ruft Biegerisse hervor, welche über die Schwerlinie des Plattenstreifens hinaus reichen. In der Abbildung 5.23 ist die Verlängerung des Plattenstreifens infolge des Aufreißen in Höhe der Schwerlinie deutlich zu erkennen.

Natürgemäß zeigt der Plattenstreifen im Versuch VK-08-S2, bei dem außer der in vertikaler Richtung nur das Eigengewicht wirkt, ein steifes Verhalten.

Die zwischenzeitige Höherbelastung und die veränderte Belastungsreihenfolge beeinflusst 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. Abbildung 5.23).

5.1.12.6 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 schlafbewehrte Betonbauteile empfohlene Grenzwert der Rissbreiten ($w_{max} = 0,3$ bzw. $0,4$ mm) überschritten. Abbildung 5.25 zeigt die bei den Bauteilversuchen gemessenen maximalen Rissbreiten auf Höhe der Zugbewehrung im Bereich der Mittelstütze (blau) und im Bereich des großen Feldes (rot) unter der maßgebenden Belastungskombination.

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

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 Verbesserungen bei der Rissverteilung und bei den Rissbreiten festgestellt werden.

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

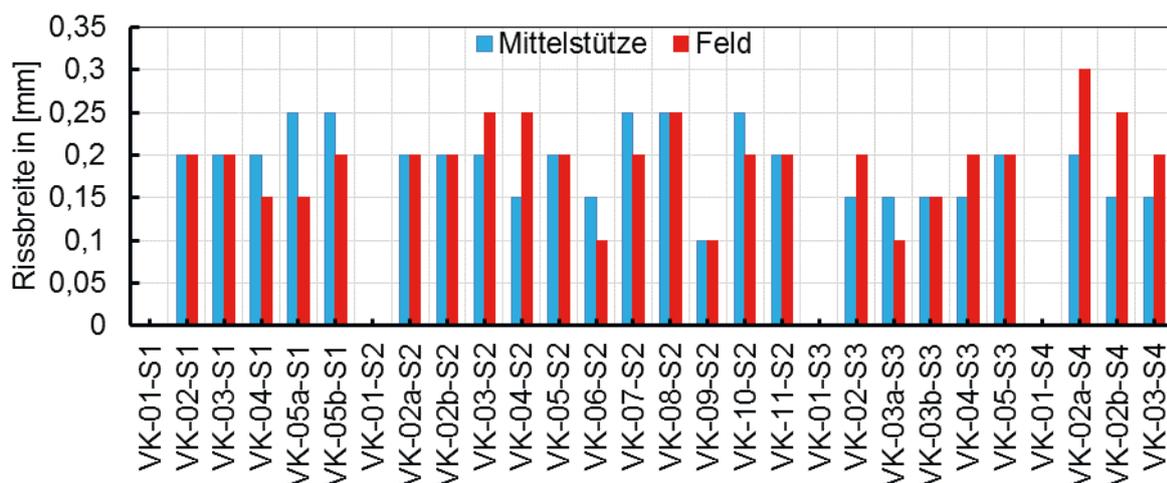


Abbildung 5.25: Maximale gemessene Rissbreiten auf Höhe der Zugbewehrung im Bereich der Mittelstütze und des großen Feldes bei der Simulation des gleichzeitigen Auftretens einer über die gesamte Länge gleichmäßig wirkenden Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und der Gesamtschwinddehnung in der Bauteillängsachse

Die Rissbilder aus den Bauteilversuchen sind in Anhang C dokumentiert.

5.1.12.7 Festbetonprüfung

Die Gegenüberstellung der in den Kapiteln 5.1.12.2, 5.1.12.4 und 5.1.12.5 dargestellten Versuchsergebnisse führt zu der Vermutung, dass die begleitend zu den Bauteilversuchen an Betonzylindern experimentell bestimmten Spaltzugfestigkeiten in einigen Fällen nicht den Festigkeiten der Plattenstreifen entsprechen. Zweifelhaft sind in erster Linie die im Rahmen der 4., 5. und 13. Betonagen erhaltenen, hohen Spaltzugfestigkeiten (vgl. Tabelle 5-4). Bei der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse beispielweise aus den Bauteilversuchen VK-02a-S2, VK-02b-S2 und VK-10-S2 konnten keine signifikanten Unterschiede in der Dehnsteifigkeit (vgl. Abbildung 5.17) und in der Biegesteifigkeit (vgl. Abbildung 5.18) zwischen den Versuchen festgestellt werden, obwohl die bei der Festbetonprüfung begleitend zu diesen Bauteilversuchen experimentell bestimmten Spaltzugfestigkeiten sich deutlich voneinander unterscheiden. Zudem weichen die bei der Festbetonprüfung begleitend zu diesen Bauteilversuchen experimentell bestimmten Würfeldruckfestigkeiten kaum voneinander ab. Eine Begründung für die vorliegende Diskrepanz zwischen den Ergebnissen der experimentellen Bestimmung der Betonspaltzugfestigkeiten und den Ergebnissen der Bauteilversuche (bzw. den Ergebnissen der experimentellen Bestimmung der Betonwürfeldruckfestigkeiten) lässt sich nicht angeben.

5.1.12.8 Theorie III. Ordnung

Anhand der Ergebnisse der Bauteilversuche ohne zentrische Zugkraftbeanspruchung konnte bestätigt werden, dass die von (Pfeiffer 2004) beschriebenen zwangkraftreduzierenden 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. Abbildung 5.26 - Abbildung 5.29).

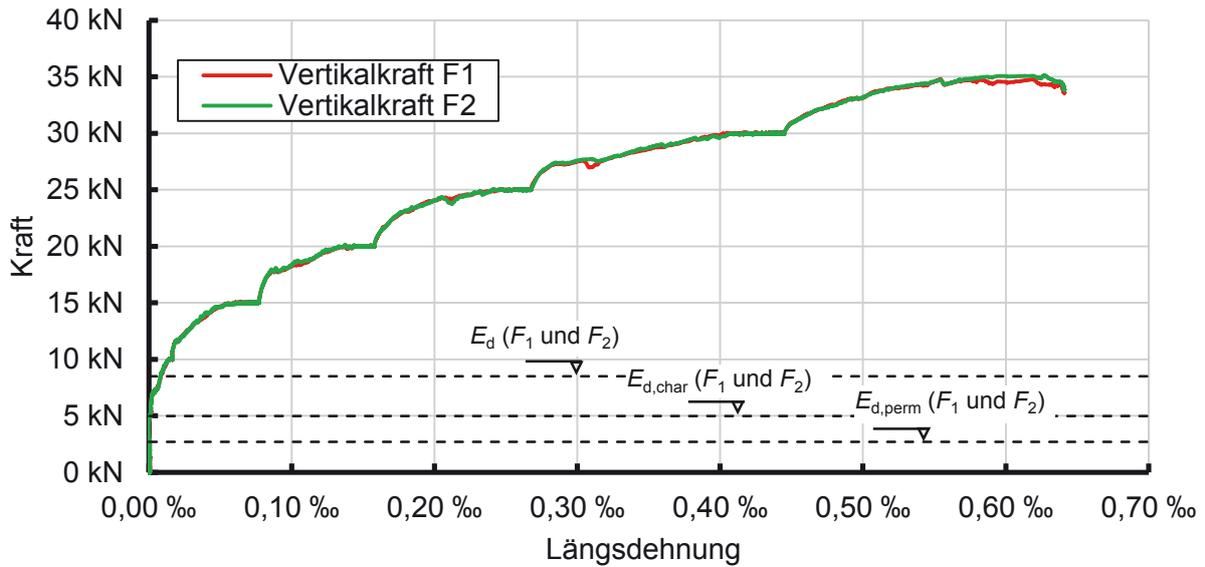


Abbildung 5.26: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S1

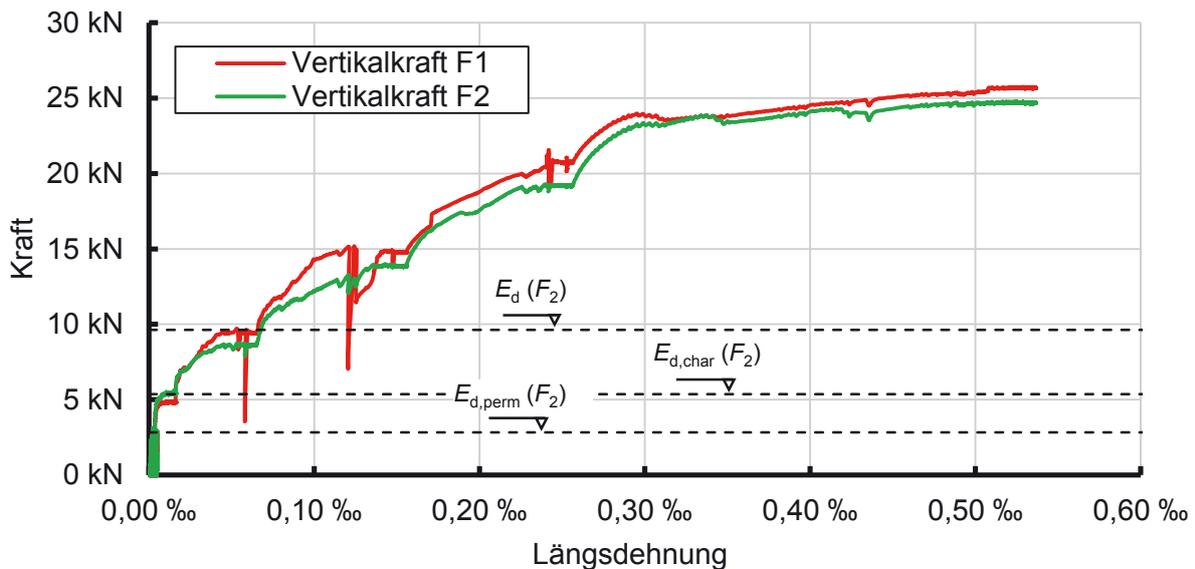


Abbildung 5.27: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S2

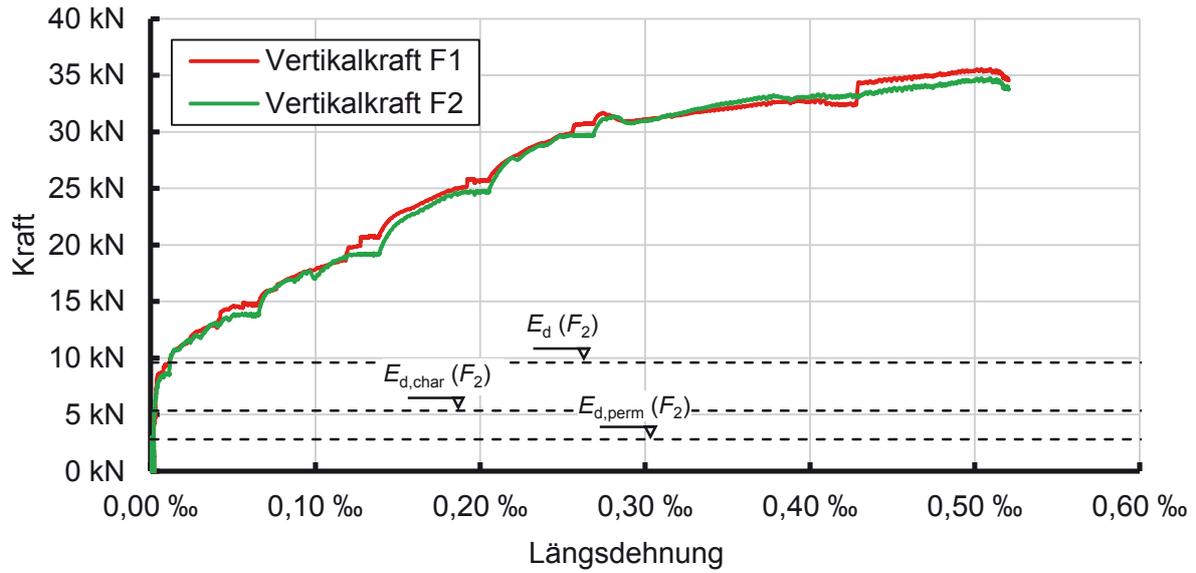


Abbildung 5.28: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S3

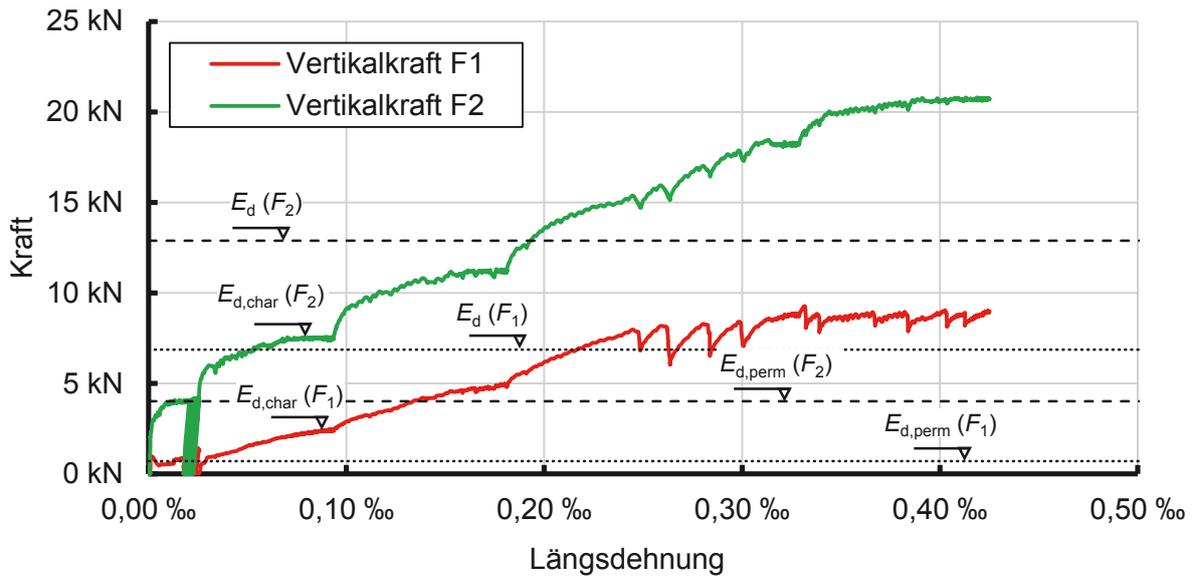


Abbildung 5.29: Vertikallastbeanspruchung-Längsdehnung-Beziehung bei dem Bauteilversuch VK-01-S4

5.2 Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“

5.2.1 Gegenstand der Untersuchungen

Vor den „Kurzzeitversuchen“ (Kapitel 5.1) wurden einige Tastversuche zur Optimierung des Versuchsaufbaus vorgenommen. In den Tastversuchen wurden unter anderem 3 Plattenstreifen (Länge 3,40 m, Querschnitt 40 x 15 cm) als einachsig gespannte 6-Punkt-Biegeversuche mit zentrischer Zugkraftbeanspruchung durchgeführt (Abbildung 5.30). Die Plattenstreifen wurden nicht bis zum Versagen, sondern auf verschiedene Schädigungsgrade hin belastet, sodass sie für weitere Untersuchungen verwendet werden konnten.

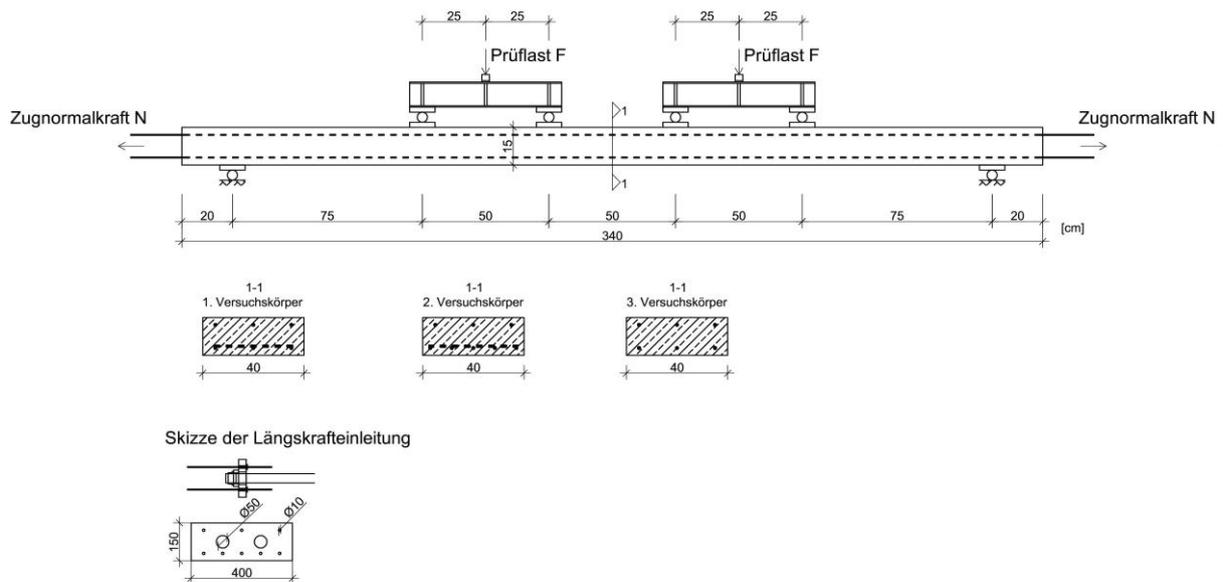


Abbildung 5.30: Schematische Darstellung der Tastversuche

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 Dauerstandzugversuche unterteilt.

Im Rahmen der Dauerstandversuche wurden 3 Plattenstreifen über einen längeren Zeitraum mit „festgesetzten“ Vertikallasten getestet. Der Fokus der Untersuchungen wurde auf das Verhalten 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.

5.2.2 Versuchskörper

Im Rahmen der experimentellen Untersuchung wurden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern 3 Versuche als einachsige gespannte Biegeversuche mit „festgesetzten“ Vertikallasten über einen längeren Zeitraum durchgeführt. Alle Versuchskörper wurden so dimensioniert, dass sie die konventionellen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit sowie die Konstruktionsregeln der Vollplatte erfüllten. Zusätzlich wurde die Längsbewehrung bei dem 2. Versuchskörper für

eine Rissbreite von 0,4 mm nach (Fehling u. Leutbecher 2003) bestimmt. In den Tastversuchen wurden die Plattenstreifen auf verschiedene Schädigungsgrade belastet. Somit fand die experimentelle Untersuchung bei den Dauerstandbiegeversuchen an den gerissenen Plattenstreifen statt.

5.2.3 Geometrie der Versuchskörper

Alle Versuchskörper hatten eine Länge von 3,40 m, eine Querschnittshöhe von 15 cm und eine Querschnittsbreite von 40 cm.

5.2.4 Biegeschlankheit

Die Biegeschlankheit betrug bei allen Versuchen $L/d = 24$.

Der Grenzwert der Biegeschlankheit betrug gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) $L/d = 35$.

5.2.5 Betondeckung

Die Plattenstreifen wurden in Längsrichtung mit Betonstabstahl $\varnothing_{s,l} = 8$ 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 Stabdrehmesser von $\varnothing_{s,l} = 8$ 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 Betondeckung zu gewährleisten. Die Stahldehnung wurde nur in den Tastversuchen mit den DMS aufgezeichnet.

5.2.6 Herstellung der Versuchskörper

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, geschützt vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung, Wind und Regen gelagert.

5.2.7 Baustoffe

5.2.7.1 Betonstahl

Als Längsbewehrung wurde Betonstahl B500B nach (DIN 488-1) mit der charakteristischen Streckgrenze $f_{yk} = 500$ N/mm² verwendet. Der geometrische Bewehrungsgrad bezogen auf die Biegezugbewehrung betrug bei den 1. und 3. Versuchskörpern $\rho_l = 0,25$ %, bei dem 2. Versuchskörper $\rho_l = 0,42$ %.

Der Durchmesser der Längsbewehrung betrug $\varnothing_{s,l} = 8$ mm bei einem Stababstand von $s_l = 150$ mm in den 1. / 3. Versuchskörpern und $s_l = 75$ mm im 2. Versuchskörper. Aus konstruktiven Gründen (z. B. zur Lagesicherung der Längsbewehrung während der Betonage) wurde eine Querbewehrung $\varnothing 8/25$ in den 1. und 2. Versuchskörpern eingebaut. Die eingebaute Querbewehrung entspricht der Mindestbewehrung in der Querrichtung bei

einachsig gespannten Platten (*DIN EN 1992-1-1/NA*). Bei dem 3. Versuchskörper wurde die Querbewehrung weggelassen, um die Auswirkungen der Querbewehrung auf die Rissbildung in den Tastversuchen zu untersuchen.

Die folgenden Abbildungen zeigen die Bewehrung der Versuchskörper.

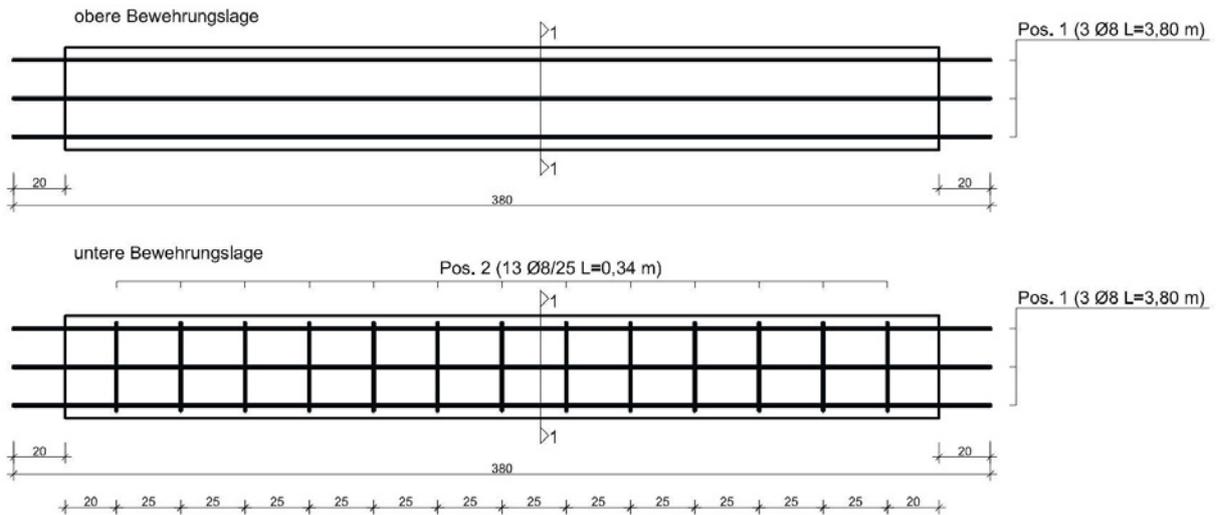


Abbildung 5.31: Übersicht der Bewehrung des 1. Versuchskörpers (VK-01)

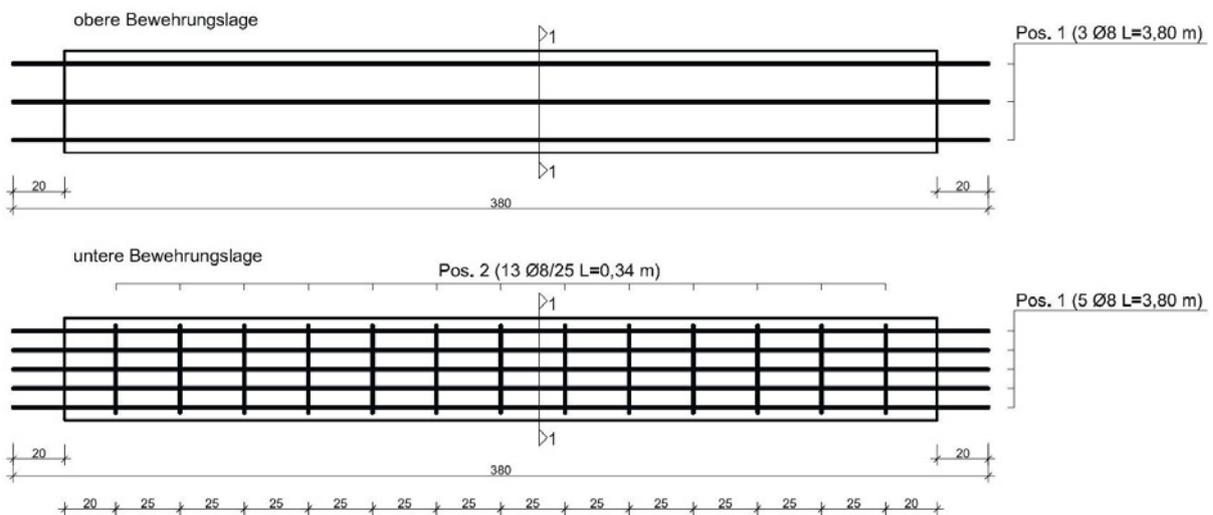


Abbildung 5.32: Übersicht der Bewehrung des 2. Versuchskörpers (VK-02)

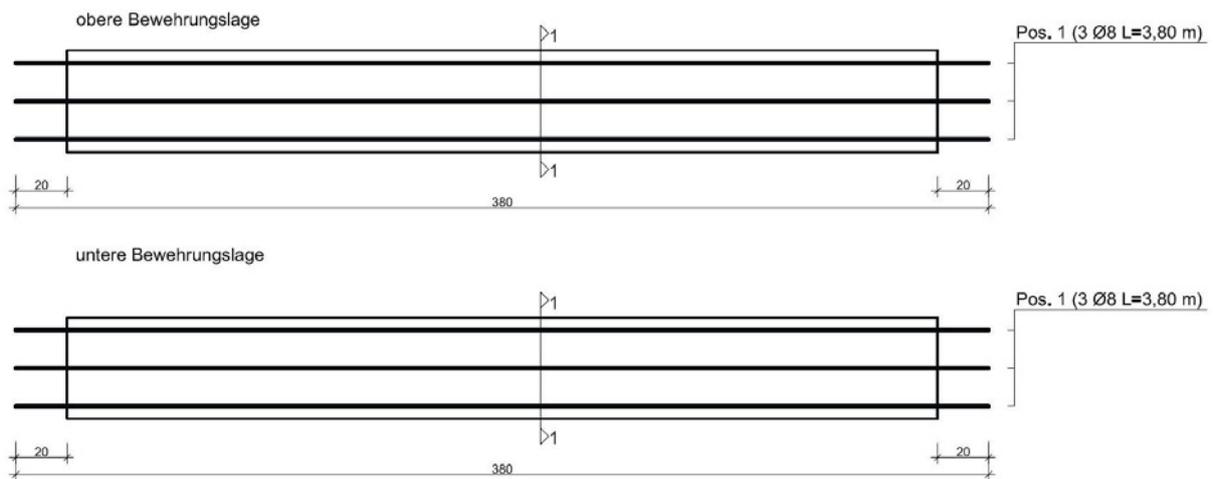


Abbildung 5.33: Übersicht der Bewehrung des 3. Versuchskörpers (VK-03)

5.2.7.2 Beton

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

Beton für 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: $w/z = 0,67$

5.2.7.3 Betonprüfung

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

Tabelle 5-6: 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 $a = 150 \text{ mm}$	$5 \times 3 = 15$	2 / 7 / 14 / 21 / 28
FBP-2	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $l = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende der Prüfwoche
FBP-3	Elastizitätsmodul DIN EN 12390-13	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $l = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende der Prüfwoche
FBP-4	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $l = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende des Dauerversuchs
FBP-5	Elastizitätsmodul DIN EN 12390-13	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $l = 300 \text{ mm}$	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende des Dauerversuchs

Die Betondruckfestigkeiten wurden anhand von drei Würfeln gemäß (*DIN EN 12390-3*) ermittelt. Die ermittelte Würfeldruckfestigkeit wurde in die Zylinderdruckfestigkeit für die späteren, FEM-Versuchsnachrechnungen mit der Gleichung (5.1) umgerechnet.

Da bei der Bestimmung der Elastizitätsmoduln 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 beschädigt werden. Deshalb wurden die Betonzylinder nach der Bestimmung der Elastizitätsmoduln noch zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit nach (*DIN EN 12390-6*) verwendet.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} wurde anhand der Näherungsformel aus (*DIN EN 1992-1-1*) Kapitel 3.1.2 (8) berechnet (im vorliegenden Bericht Gleichung (5.2)).

Die Ergebnisse der Festbetonprüfung sind in Abbildung 5.34 – Abbildung 5.36 zusammengefasst.

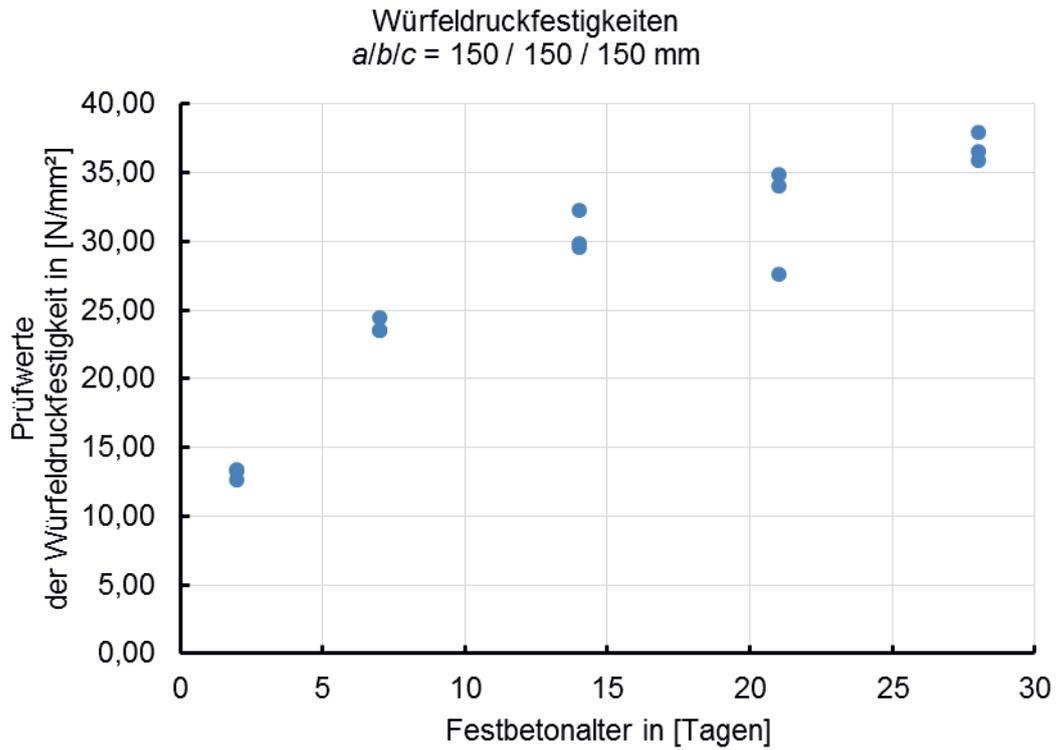


Abbildung 5.34: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit und dem Festbetonalter

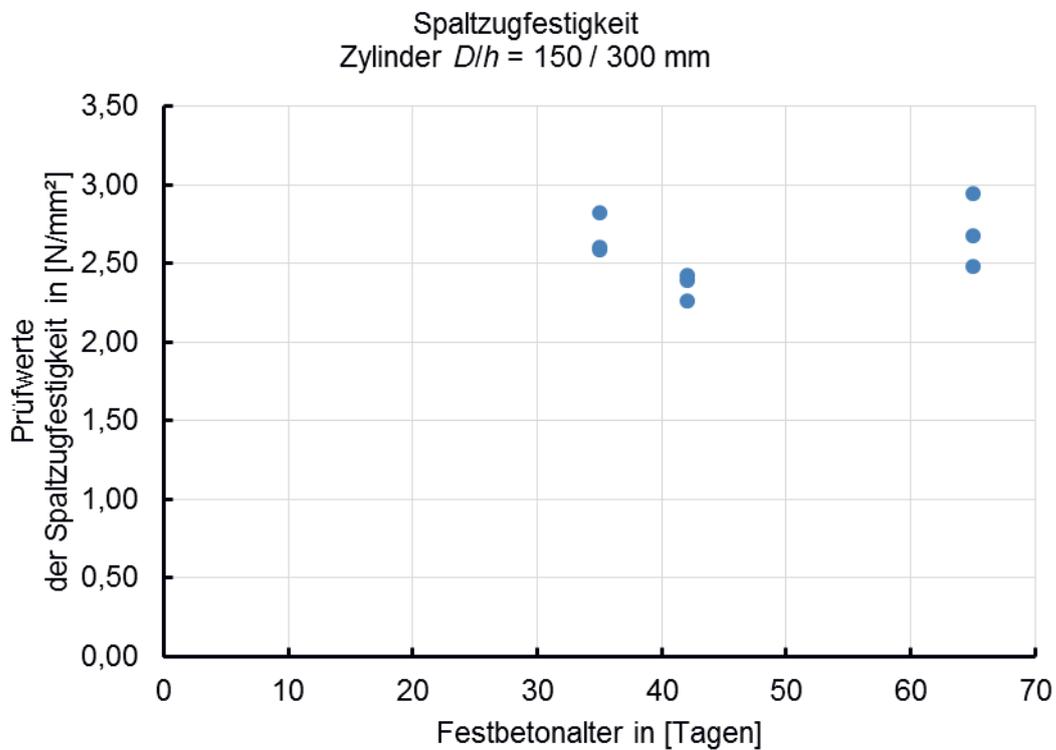


Abbildung 5.35: Zusammenfassung der Prüfwerte der Spaltzugfestigkeit

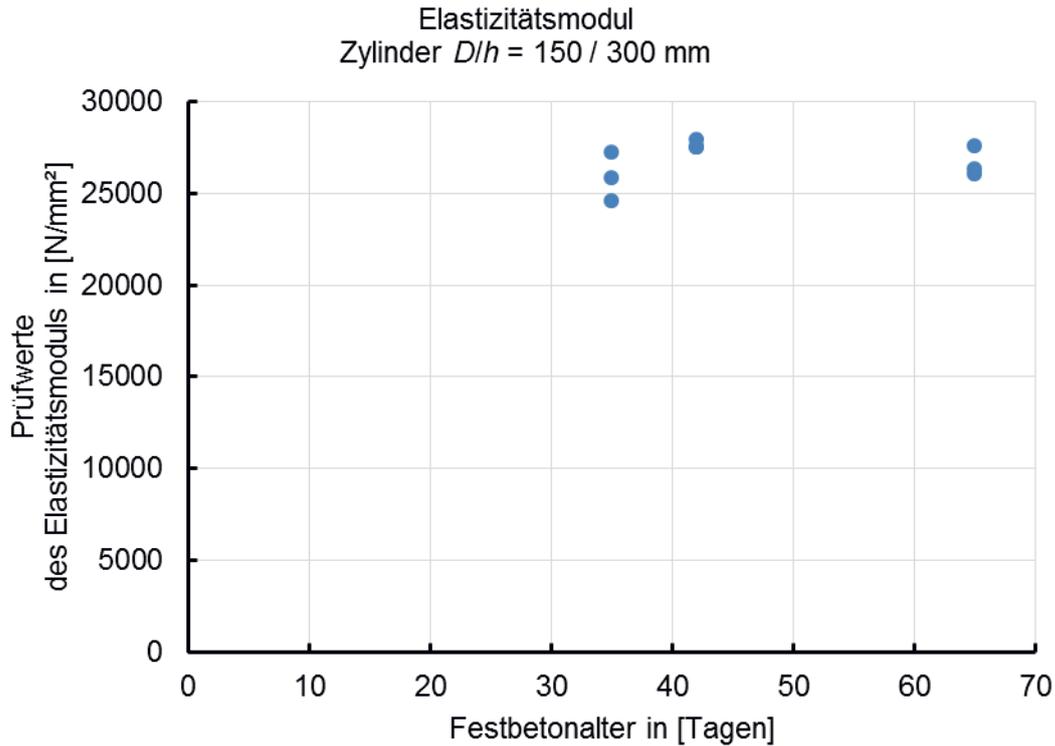


Abbildung 5.36: Zusammenfassung der Prüfwerte der Elastizitätsmoduln

5.2.8 Messtechnik

Um Messdatenverluste infolge eines Absturzes der digitalen Messtechnik zu vermeiden, wurden im Dauerstandbiegeversuch 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 aus der Abbildung 5.37 zu entnehmen.

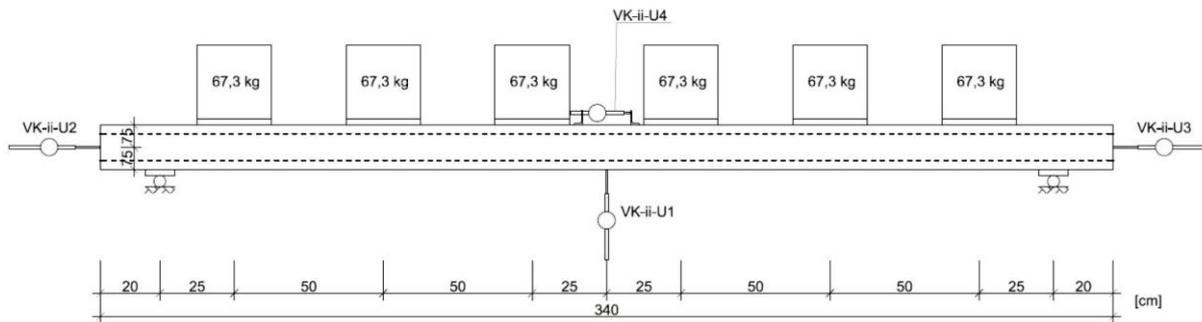


Abbildung 5.37: Schematische Darstellung der Dauerstandbiegeversuche

5.2.9 Vertikallast

Eine übliche Flächenlast einer Stahlbetonhochbaudecke beträgt ca. 1,50 kN/m² Ausbaulast und ca. 3,20 kN/m² Nutzlast. 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 erbringen, 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.

(DAfStb Heft 600) empfiehlt, den pauschalen Zuschlag zur Berücksichtigung der Eigenlast leichter Trennwände bei der Durchbiegungsberechnung unter quasi-ständiger 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. Abbildung 5.37).

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

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

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

5.2.10 Versuchsaufbau

Die Vertikalbelastung der Versuchskörper erfolgt durch unbewehrte Betonquader mit den Abmessungen 40 cm / 25 cm / 25 cm. Da bei der Herstellung der Betonquader das erforderliche Gewicht genau erzielt werden kann, werden die Versuchskörper zusätzlich mit Sandsäcken vertikal belastet. Zwischen den Betonquadern und der Oberseite der Platte wurden Elastomerlager eingebaut.

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

Abbildung 5.38 stellt den Versuchsaufbau dar.



Abbildung 5.38: Dauerstandbiegeversuche

5.2.11 Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen

Abbildung 5.39 zeigt die im Dauerstandbiegeversuch über fast zwei Jahre aufgezeichneten Messwerte der Vertikalverformung in der Feldmitte infolge Betonkriechen und die in diesem Zeitraum gemessene Raumtemperatur sowie relative Luftfeuchte. Aus versuchstechnischen Gründen konnte die elastische Vertikalverformung infolge Belastung bei den Versuchen nicht erfasst werden.

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 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 wurde durch die erhaltenen Versuchsergebnisse bestätigt. Es ist zu beobachten, dass ein Wiederanstieg der relativen Luftfeuchte zu einer Stagnation bei der zeitlichen Zunahme der Vertikalverformung infolge Kriechen führt.

Der Plattenstreifen VK-03 biegt sich mit der Zeit im Vergleich zu den anderen Plattenstreifen mehr durch. Dies liegt daran, dass die Plattenstreifen VK-01 und VK-03 die gleiche Biegezugbewehrung $3 \text{ } \varnothing 8$ (vgl. Abbildung 5.31 und Abbildung 5.33) haben, aber in den Tastversuchen auf einen unterschiedlichen Schädigungsgrad belastet wurden (vgl. Abbildung 5.41). Die Plattenstreifen VK-02 und VK-03 wurden in den Tastversuchen annähernd auf den gleichen Schädigungsgrad belastet (vgl. Abbildung 5.41), jedoch hat der Plattenstreifen VK-02 mehr Bewehrung in der Biegezugzone als der Plattenstreifen VK-03 (vgl. Abbildung 5.32 und Abbildung 5.33). 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.

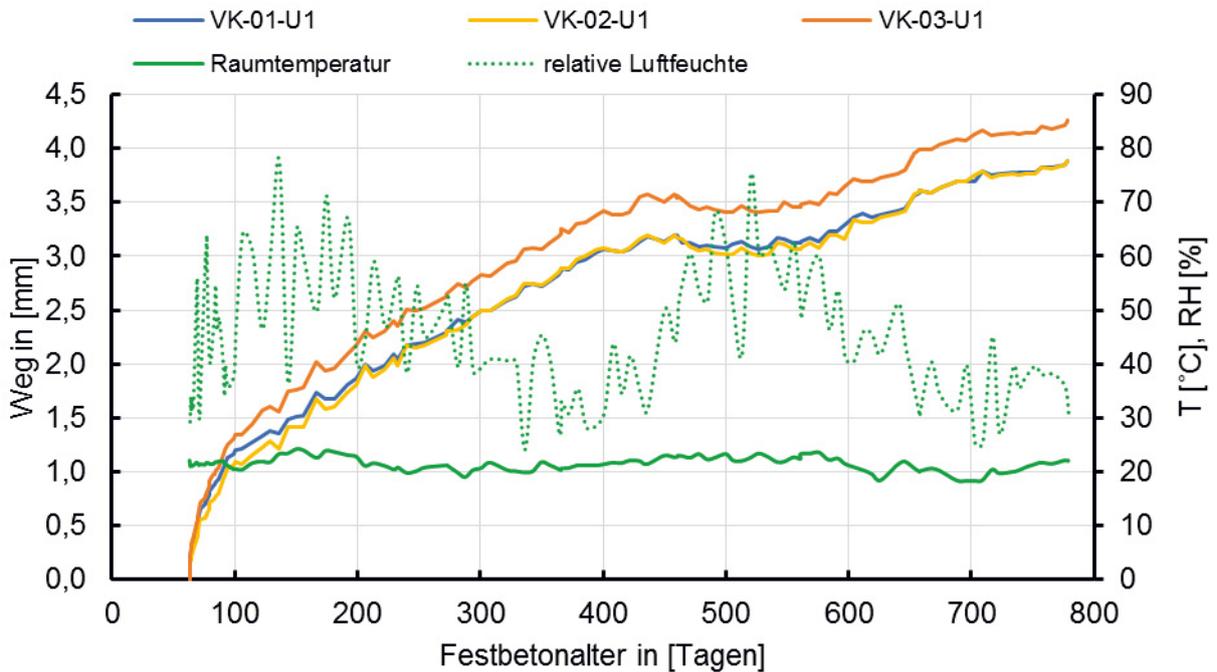


Abbildung 5.39: Vertikalverformung in Feldmitte infolge Betonkriechen, Raumtemperatur und relative Luftfeuchte bei den Dauerstandbiegeversuchen

Lokale Effekte (Verbundkriechen) und Schwinden führen bei den Versuchskörpern zu einer Zunahme der Rissbreiten. Die Änderung der Rissbreiten wird exemplarisch in Abbildung 5.40 dargestellt. Es handelt sich jeweils um einen Riss eines Plattenstreifens in Feldmitte, dessen Breite während der Dauerstandbiegeversuche am stärksten angewachsen ist. Im Zeitraum der Dauerstandbiegeversuche wurden keine neuen Risse an den Plattenstreifen festgestellt.

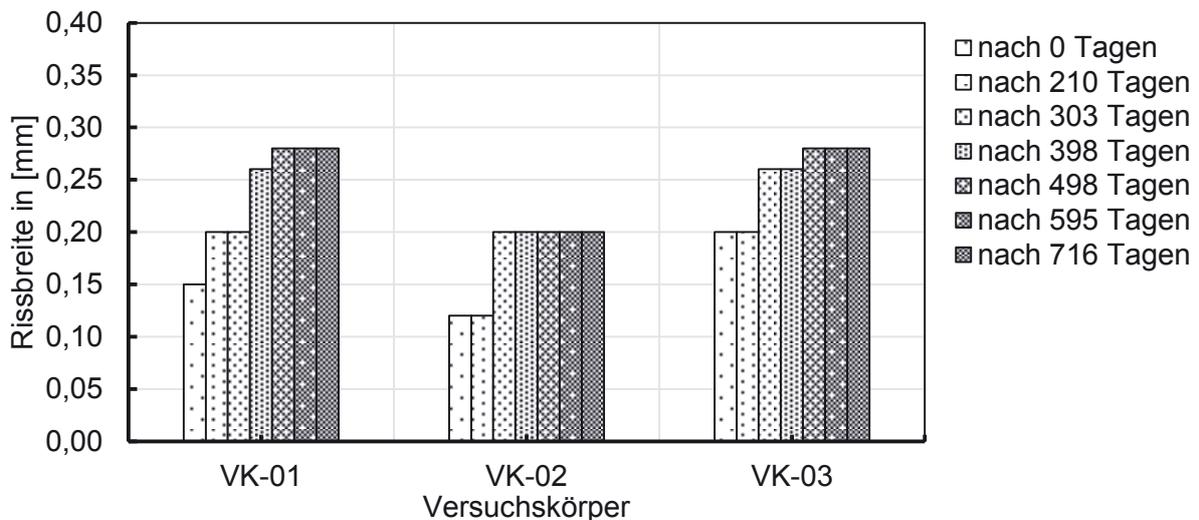


Abbildung 5.40: Änderung der Rissbreiten im Zeitverlauf (Zeitangabe bezieht sich auf den Belastungsbeginn)

Wie bereits erwähnt, wurden für die Dauerstandbiegeversuche die gerissenen Stahlbetonplattenstreifen nach den Tastversuchen verwendet. Deshalb ist in Abbildung 5.40 die Rissbreite zum Zeitpunkt 0 Tage angegeben. Abbildung 5.41 zeigt den Zustand der Plattenstreifen nach den Tastversuchen.

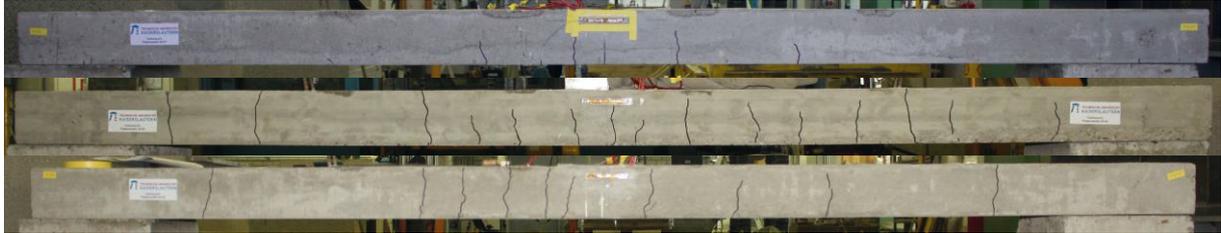


Abbildung 5.41: Rissbild des 1. Versuchskörper VK-01 (oben), des 2. Versuchskörpers VK-02 (in der Mitte) und des 3. Versuchskörpers VK-03 (unten) nach den Tastversuchen

5.3 Dauerstandzugversuche

5.3.1 Gegenstand der Untersuchungen

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

5.3.2 Versuchskörper

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden insgesamt 8, in einem 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.

5.3.3 Geometrie der Versuchskörper

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

5.3.4 Betondeckung

Die Betonbalken wurden in Längsrichtung mit Betonstabstahl $\varnothing_{s,l} = 8$ 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 $\varnothing_{s,l} = 8$ mm:

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

Der Abstand der Stablängsbewehrung zum Betonrand betrug bei allen Versuchskörpern 30 mm.

5.3.5 Herstellung der Versuchskörper

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 einbetoniert (vgl. Abbildung 5.42). 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, geschützt vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung, Wind und Regen gelagert.



Abbildung 5.42: Herstellung der Versuchskörper

5.3.6 Baustoffe

5.3.6.1 Betonstahl

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

Folgende Abbildungen stellen alle bewehrungstechnischen Parameter der Versuchskörper dar.

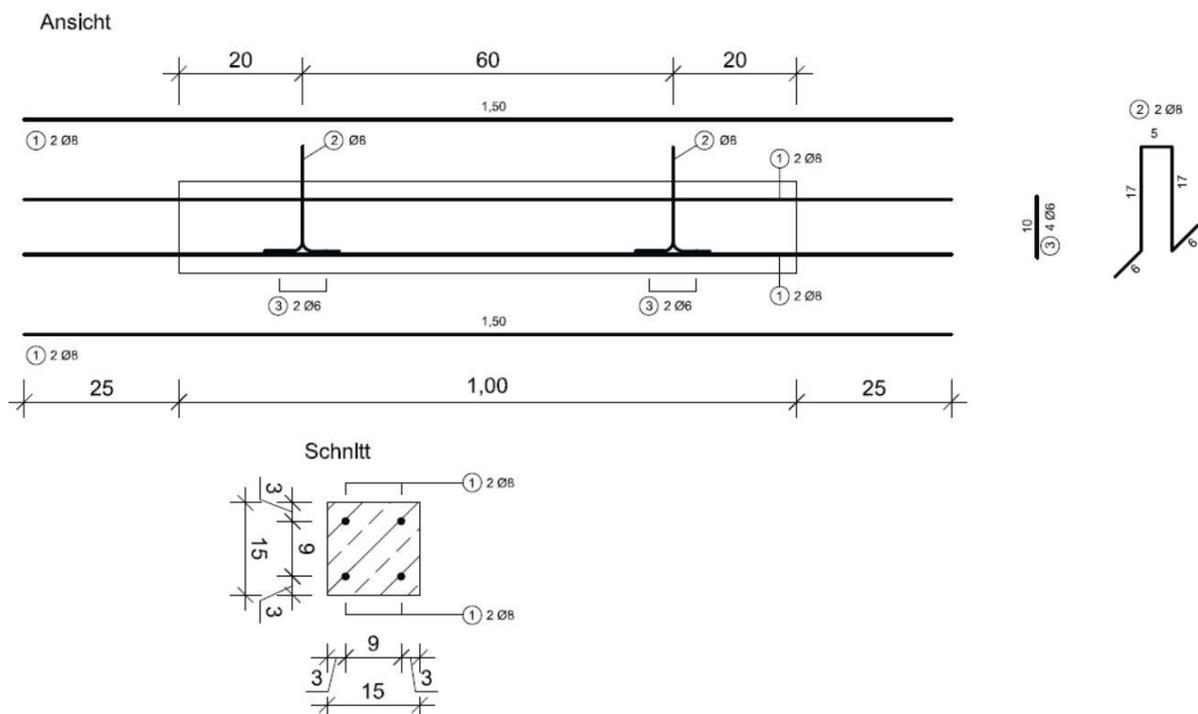


Abbildung 5.43: Übersicht der bewehrungstechnischen Parameter der Versuchskörper mit Längsbewehrung

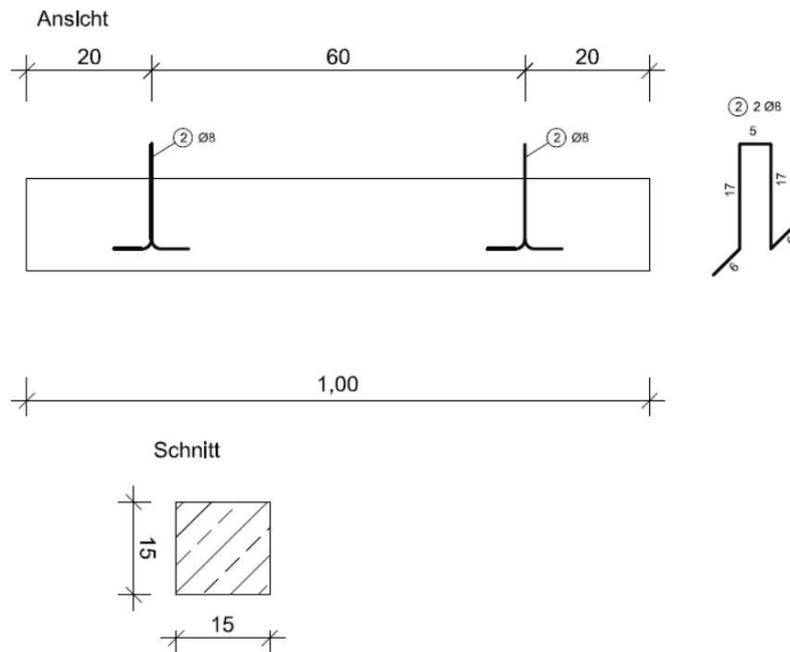


Abbildung 5.44: Übersicht der bewehrungstechnischen Parameter des Begleitkörpers ohne Längsbewehrung

5.3.6.2 Beton

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

Beton für 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: $w/z = 0,72$

5.3.6.3 Betonprüfung

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 aus der Schalung genommen und bis zur Prüfung bei den Versuchskörpern trocken gelagert.

Tabelle 5-7: 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 $a = 150 \text{ mm}$	$3 \times 3 = 9$	Am Tag der Kurzzeitversuche, sowie Anfang und Ende der Dauerstandversuche
FBP-2	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $l = 300 \text{ mm}$	$3 \times 3 = 9$	Am Tag der Kurzzeitversuche, sowie Anfang und Ende der Dauerstandversuche
FBP-5	Elastizitätsmodul DIN EN 12390-13	Zylinder $d = 150 \text{ mm}$ $l = 300 \text{ mm}$	$3 \times 3 = 9$	Am Tag der Kurzzeitversuche, sowie Anfang und Ende der Dauerstandversuche

Die Betondruckfestigkeiten wurden anhand von drei Würfeln gemäß (DIN EN 12390-3) ermittelt. Die ermittelte Würfeldruckfestigkeit wurde in die Zylinderdruckfestigkeit für die späteren, nichtlinearen FEM-Versuchsnachrechnungen mit der Gleichung (5.1) umgerechnet.

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

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} wurde mithilfe der Näherungsformel aus (DIN EN 1992-1-1) Kapitel 3.1.2 (8) berechnet (vgl. Gleichung (5.2)).

In der folgenden Tabelle sind die Ergebnisse der Festbetonprüfung aufgeführt.

Tabelle 5-8: Ergebnisse der Festbetonprüfung

Festbetonalter	$f_{cm,cube}$	$f_{cmt,sp}$	E_{cm}
1 d	11,5 N/mm ²	1,4 N/mm ²	17723 N/mm ²
28 d	32,5 N/mm ²	2,7 N/mm ²	23734 N/mm ²

5.3.7 Messtechnik

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

5.3.8 Versuchsaufbau und -durchführung

Die experimentelle Untersuchung der Wechselwirkung von Schwind- und Kriechprozessen in gezwängten Betonbauteilen erfolgte in einem eigens dafür konzipierten Stahlrahmen (Abbildung 5.45). In dem Versuchsrahmen wurden zwei Stahlbetonstäbe liegend auf zweilagiger Gleitfolie einbetoniert. 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 Kraftmessdosen aufgezeichnet.



Abbildung 5.45: Versuchsrahmen zur Messung der Zwangkräfte

Die verformungsbehindernde Steifigkeit des Stahlrahmens betrug 250 MN/m.

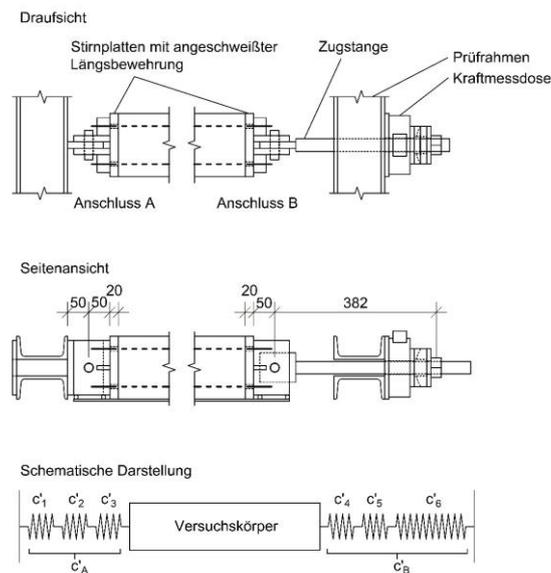


Abbildung 5.46: Schematische Darstellung der Ermittlung der Steifigkeit des Prüfrahmens

Die Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnung begann am nächsten Tag des Betonierens und erfolgte an den auf zweilagiger Gleitfolie freiliegenden Begleitkörpern (Abbildung 5.47). Um die Behinderung der Schwindverformung durch Bewehrung zu erfassen, wurde einer der beiden Begleitkörper ohne Längsbewehrung ausgeführt (vgl. Abbildung 5.44). Zusätzlich wird das Raumklima (Umgebungstemperatur und relative Luftfeuchte) überwacht und aufgezeichnet.



Abbildung 5.47: Versuchseinrichtung für die Aufzeichnung der auftretenden Schwinddehnung

Um Unterschiede zwischen „Kurzzeitversuchen“, in denen Schwinden durch eine wegkontrollierte Zugbeanspruchung simuliert wird, und „Dauerstandversuchen“ mit tatsächlich auftretendem Schwinden zu quantifizieren, wurden vier weitere in derselben Betonage hergestellte Betonbalken mit gleicher Querschnittsabmessung und gleicher Länge im Alter von 28 Tagen unter kontrollierter Längsdehnung auf Zug geprüft.

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

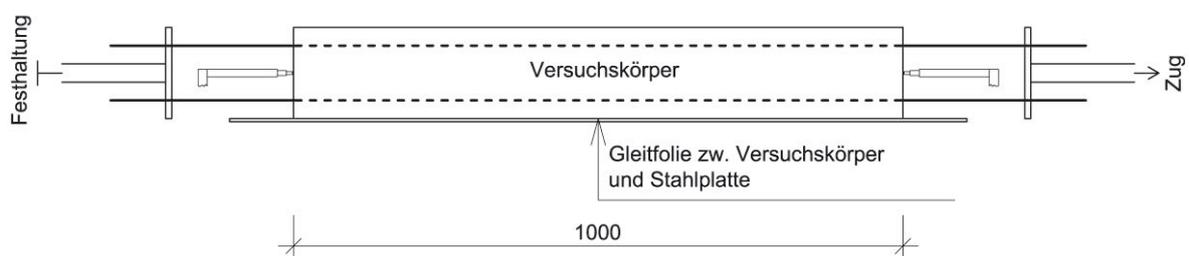


Abbildung 5.48: Schematische Darstellung der Kurzzeitzugversuche

5.3.9 Versuchsergebnisse und Versuchsbeobachtungen

Abbildung 5.49 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.

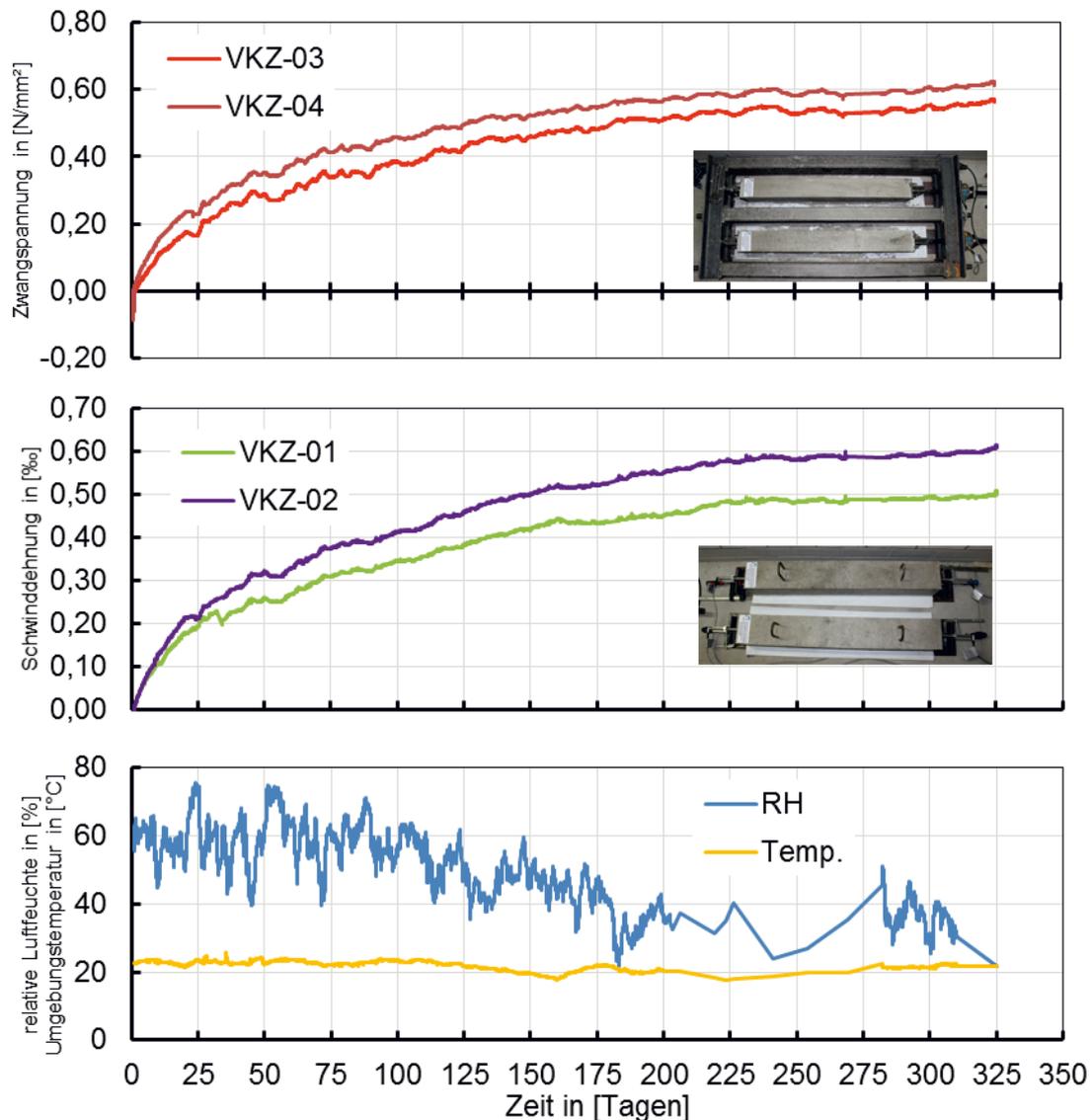


Abbildung 5.49: Versuchsergebnisse der Dauerstandversuche

Die relativ geringe Zwangspannung ergibt sich aus dem verhältnismäßig kleinen Behinderungsgrad des Zwangrahmens. Die Ausbildung einer 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 hat sich erwartungsgemäß gezeigt, dass die Bewehrung die zeitabhängigen Verformungen des Betons behindert.

Die weiteren 4 Stahlbetonbalken wurden im Alter von 28 Tagen in einem Reißrahmen auf Zug getestet. Die Versuchsergebnisse können Abbildung 5.50 entnommen werden. Obwohl die in den Versuchen gemessenen Risskräfte geringfügig unter der rechnerischen Risskraft lagen, zeigen sie im Gegensatz zu den Bauteilversuchen mit den 8 m langen Plattenstreifen aufgrund der relativ kleinen Versuchskörperabmessungen eine gute Übereinstimmung mit der im Rahmen der Festbetonprüfung experimentell bestimmten Spaltzugfestigkeit. Die Risskraft kann somit mit dem Mittelwert der experimentell ermittelten Betonspaltzugfestigkeit rechnerisch abgeschätzt werden.

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

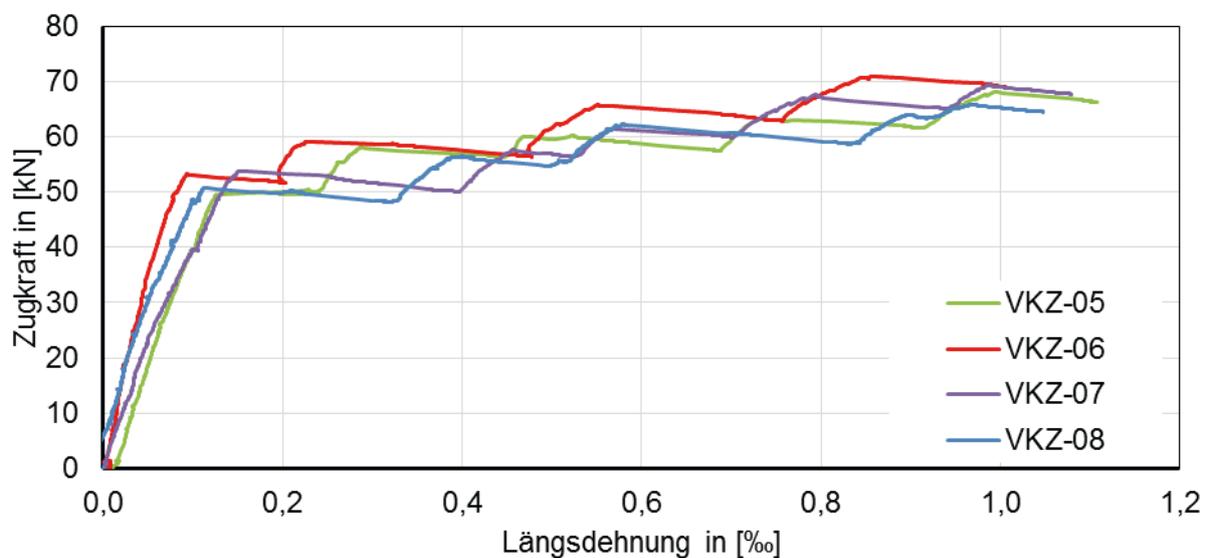


Abbildung 5.50: Ergebnisse der Zugversuche

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

6 Theoretische Untersuchungen

6.1 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 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 verwendet. Das Programm eignet sich sehr gut für alle Arten von Berechnungen der Strukturmechanik aufgrund der Möglichkeit, geometrische und physikalische Nichtlinearität 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.

6.2 Materialmodell für Beton

6.2.1 Beton unter Druckspannungen

Normalbeton verhält sich unter einer Druckbeanspruchung bis ungefähr 40 % der Betondruckfestigkeit annähernd linear-elastisch. Erst ab etwa 40 % der Betondruckfestigkeit entstehen unter einer Druckbeanspruchung durch die Querspannungen 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.

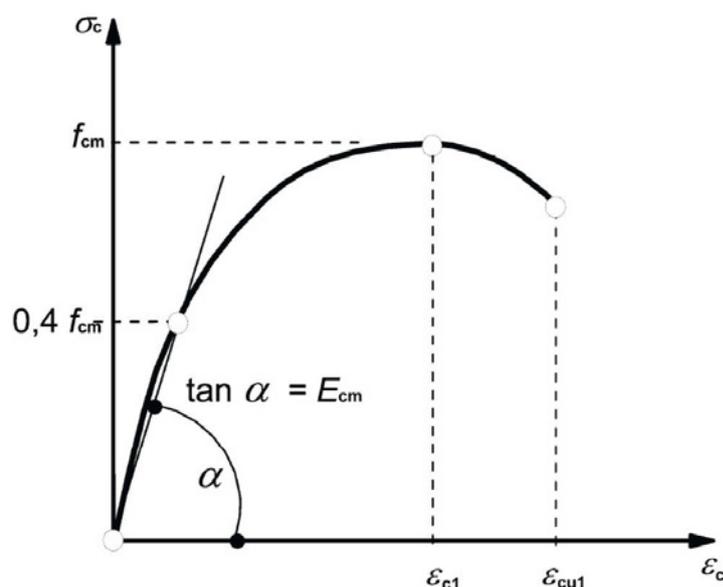


Abbildung 6.1: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren und für Verformungsberechnungen [Quelle: (DIN EN 1992-1-1)]

Die theoretischen Untersuchungen beschränkten sich auf das Lastniveau des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit. Die maximalen Betondruckspannungen blieben immer deutlich unterhalb von 40 % der Betondruckfestigkeit. Dementsprechend war es ausreichend als Werkstoffgesetz des Betons im Druckbereich ein linear elastisches Modell zu verwenden.

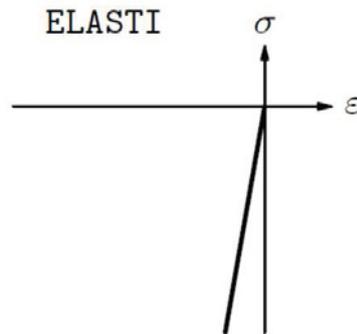


Abbildung 6.2: Linear elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Druckbeanspruchung eines Betonquerschnittes [Quelle: (DIANA 2016)]

6.2.2 Beton unter Zugspannungen

Schon unter Gebrauchslasten treten im Beton Risse auf, die zur Abminderung der Steifigkeit des Stahlbetonbauteils führen. Demzufolge ist die Abbildung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons unter Zugbelastung für eine wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonbauteilen unter kombinierter Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang von großer Bedeutung. Ein normalfester Beton verhält sich unter einer Zugbeanspruchung bis ungefähr 70 % der Betonzugfestigkeit annähernd linear-elastisch. Ein nichtlineares Verformungsverhalten wird von ca. 70 % bis 90 % der Betonzugfestigkeit leicht und erst ab ca. 90 % der Betonzugfestigkeit deutlich ausgeprägt. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit werden im nichthomogenen Werkstoff, Beton, aufgrund seiner Kohäsionskräfte im Zementleim über den entstandenen Riss in geringerem Maße noch Zugspannungen übertragen. Dieses entfestigende Verhalten wird als „tension softening“ des Betons bezeichnet.

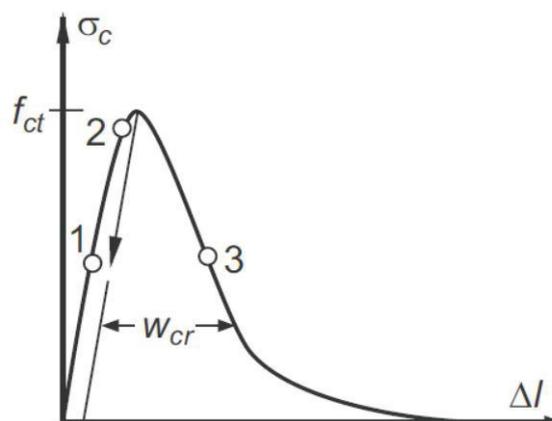


Abbildung 6.3: Materialverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung allgemein [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton unter Zugbeanspruchung kann in einen Anteil vor dem Erreichen der Betonzugfestigkeit und in einen Anteil nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit aufgeteilt werden.

In Rahmen der in diesem Projekt 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.

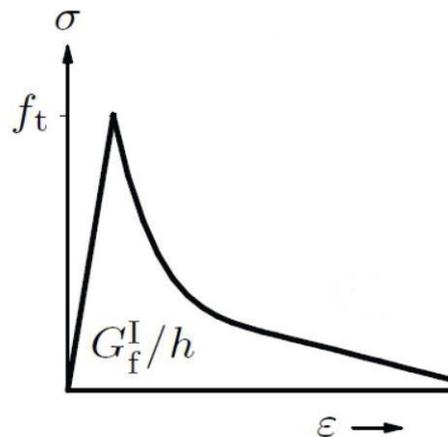


Abbildung 6.4: Verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton unter Zugbelastung [Quelle: (DIANA 2016)]

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 Grenzzugdehnung ϵ_{ult} bestimmt, bei der die aufnehmbare Zugspannung im Element den Wert Null annimmt.

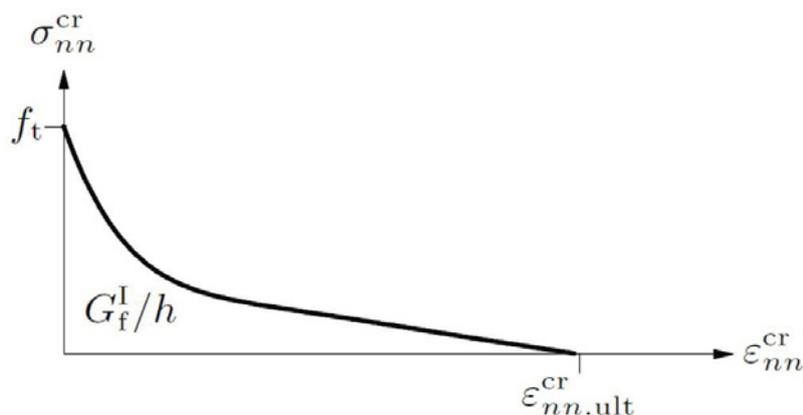


Abbildung 6.5: Beschreibung des tension-softening-Effektes nach dem Modell von (Hordijk 1991) [Quelle: (DIANA 2016)]

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

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}(\varepsilon_{nn}^{cr})}{f_t} = \begin{cases} \left(1 + \left(c_1 \cdot \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}}\right)^3\right) \cdot e^{-c_2 \cdot \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}}} - \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} & \text{für } (0 < \varepsilon_{nn}^{cr} < \varepsilon_{nn,ult}^{cr}) \\ (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} & \text{für } (\varepsilon_{nn,ult}^{cr} < \varepsilon_{nn}^{cr} < \infty) \\ 0 & \end{cases} \quad (6.1)$$

mit

$\varepsilon_{nn,ult}^{cr}$	Grenzzrissdehnung, bei der die aufnehmbare Zugspannung den Wert Null annimmt [mm/m]
$c_1 = 3$	Konstante
$c_2 = 6,93$	Konstante

Die Grenzdehnung beträgt dabei

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = 5,136 \cdot \frac{G_f}{h \cdot f_t} \quad (6.2)$$

mit

G_f	Bruchenergie des Betons [N/mm]
f_t	zentrische Zugfestigkeit [N/mm ²]
h	Rissbandbreite [mm]

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 theoretische Beziehung nach (*Model Code 2010*) zur Abschätzung der Bruchenergie verwendet wurde.

$$G_f = 73 \cdot f_{cm, zyl}^{0,18} \quad (6.3)$$

mit

G_f	Bruchenergie des Betons [N/m]
$f_{cm, zyl}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit [N/mm ²]

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 FE-Methode überführt. Die Rissöffnung w_c wird mit Hilfe der Rissbandbreite h übersetzt in eine Betondehnung des Rissbandes ε_c .

$$\varepsilon_c = \frac{w_c}{h} \quad (6.4)$$

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 verteilt 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*) folgend zum dreifachen des Größtkorndurchmessers bestimmt werden. In Rahmen der in dieser Arbeit durchgeführten Finite-Element-Berechnungen wird die Rissbandbreite netzabhängig aus dem Elementvolumen ermittelt.

$$h = \sqrt[3]{V} \quad (6.5)$$

mit

V Volumen eines finiten Elementes

6.2.3 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, andererseits können mit zunehmender Belastungsdauer signifikante Erhöhungen der Verformung sowie eine Abnahme der Langzeitfestigkeit des Betons festgestellt werden.

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

Da die maximalen Betondruckspannungen in den durchgeführten Belastungen unterhalb von 40 % der Betondruckfestigkeit (vgl. Kapitel 6.2.1) lagen, war die Berücksichtigung der Dauerstanddruckfestigkeit von 0,65-0,85 f_{cm} hier 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 Langzeitzugfestigkeit von Beton bei den nichtlinearen FE-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 Abfließen der Hydratationswärme) 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 inakzeptabel, so dass die

Dauerstandzugfestigkeit bei der Modellierung des Werkstoffverhaltens von Beton außer Acht blieb.

Bereits unter üblichen Gebrauchsbedingungen zeigt Beton ein ausgeprägt zeitabhängiges Verhalten, so dass die mit der Zeit auftretenden Dehnungen ein Mehrfaches der elastischen Dehnung betragen können. Diese mit der Zeit auftretenden Dehnungen sind vom Spannungszustand, den Lagerungsbedingungen und dem Wassergehalt 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.

6.2.3.1 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 eine Vielzahl 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 in (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 .

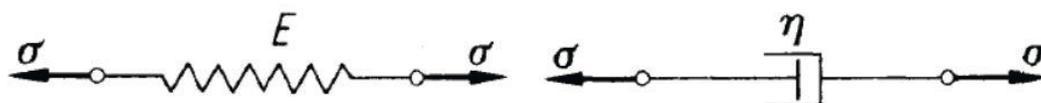


Abbildung 6.6: Hookescher Körper (links), Newtonscher Körper (rechts)
[Quelle: (Gross, Hauger et al. 2009)]

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.

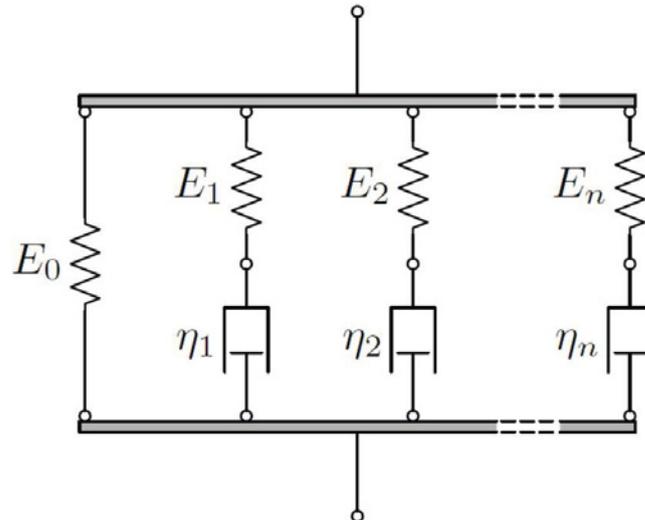


Abbildung 6.7: Maxwell-Kette [Quelle: (DIANA 2016)]

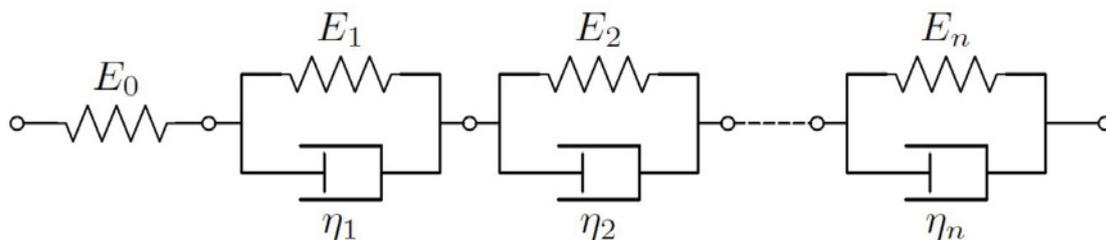


Abbildung 6.8: Kelvin-Kette [Quelle: (DIANA 2016)]

Bei den vorliegenden Berechnungen wird das Kriechen des Betons durch eine Kelvin-Kette mit der Kriechfunktion (Gleichung (6.12)) numerisch simuliert.

$$J(t, \tau) = \sum_{\alpha=0}^n \frac{1}{E_{\alpha}(\tau)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-\tau}{\lambda_{\alpha}}}\right) \quad (6.6)$$

mit

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

t Alter des Betons zum betrachteten Zeitpunkt [Tage]

τ Alter des Betons bei der Lastbeanspruchung [Tage]

6.2.3.2 Schwinden

Als Schwinden wird die lastunabhängige Verkürzung des Betons infolge seines Austrocknens bezeichnet. 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 wesentliche Einflussparameter der Schwinddehnungen recht umfassend. Einen Überblick über die Mechanismen und Einflussgrößen des Schwindens gibt (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 des Betons ist (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und in (DAfStb Heft 600) zu entnehmen.

6.3 Materialmodell für Bewehrungsstahl

Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Betonstahl muss keine Unterscheidung zwischen Kurzzeit- und Langzeitverhalten vorgenommen werden. Das Verhalten des Betonstahls 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.

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{s,pl} \quad (6.7)$$

Im elastischen Bereich, bis kurz vor Erreichen der Streckgrenze, verhält sich Betonstahl nahezu linear-elastisch. Für die numerischen Untersuchungen wurden der Elastizitätsmodul des Betonstahls mit $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ und die Streckgrenze des Betonstahls mit $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

Eine Plastizierung der Bewehrung kann für Lasten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit weitgehend ausgeschlossen werden. Trotzdem wurde das Materialmodell für Betonstahl durch ein isotropes Plastizitätsgesetz mit der Fließbedingung nach von Mises abgebildet.

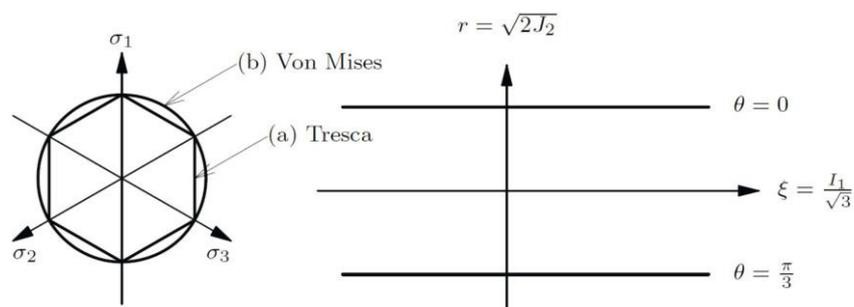


Abbildung 6.9: Schematische Darstellung des isotropen Plastizitätsgesetzes nach Tresca und von Mises [Quelle: (DIANA 2016)]

6.4 Modell für Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton

In einem ungerissenen Stahlbetonbauteil sind die Dehnungen des Betonstahls gleich den Dehnungen des umgebenden Betons. Es liegt ein idealer Verbund der Bewehrung mit dem umgebenden Beton vor. Durch Reißen des Betons übernimmt der Betonstahl im Riss die Traganteile des Betons. Über die Verbundwirkung wird die Zugbelastung vom gerissenen Beton über eine relativ kurze Strecke auf den Bewehrungsstahl übertragen. Es entsteht einen 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:

$$\tau(x) = C \cdot s^\alpha(x) \quad (6.8)$$

Dabei ist

- C Von der Stahlsorte und der Betondruckfestigkeit abhängige Konstante
 α Von der Stahlsorte und der Verbundqualität abhängige Konstante

Bezüglich der Funktionsparameter bestehen zwischen den verschiedenen Angaben in der Fachliteratur erhebliche Unterschiede. Bei den hier durchgeführten FEM-Berechnungen wurde das Verbundmodell von Noakowski nach (*DAfStb Heft 296*) – auch bezeichnet als „Power Law“ – verwendet.

$$t_t = \begin{cases} a \cdot (dt)^b & \text{für } dt \geq dt^0 \\ a \cdot (dt)^{b-1} & \text{für } 0 \leq dt \leq dt^0 \end{cases} \quad (6.9)$$

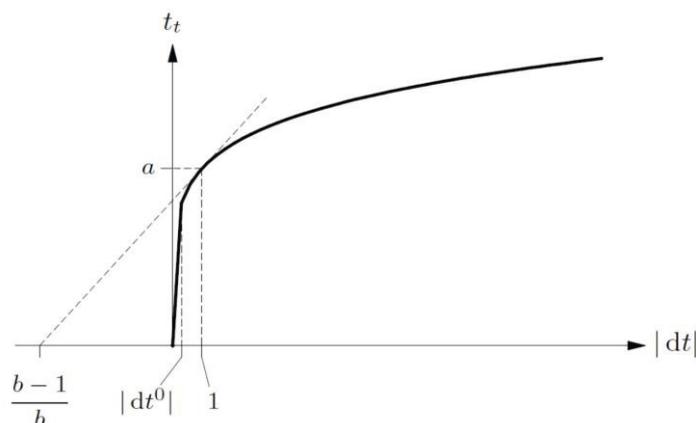


Abbildung 6.10: Verbundmodell "Power Law" (Verbundspannung t_t und Schlupf dt) [Quelle: (*DIANA 2016*)]

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

- $a = 0,32 \cdot \beta_{Wm}$ Von der Stahlsorte und der Betondruckfestigkeit abhängige Konstante (mit β_{Wm} mittlere Würfeldruckfestigkeit mit Kantenlänge 200 mm)
- $b = 0,22$ Von der Stahlsorte 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

$$D_n = 100 \cdot \frac{E_c}{h} \tag{6.10}$$

sowie in tangentialer Richtung

$$D_t = 10 \cdot \frac{E_c}{h} \tag{6.11}$$

6.5 FEM-Rechenmodell

6.5.1 Strukturelemente

Um die Staffelung der Bewehrung und das Verbundverhalten zwischen der Bewehrung und den umgebenden Beton wirklichkeitsnah abzubilden, wurden für die numerischen Berechnungen dreidimensionale Finite-Elemente-Modelle eingesetzt. Die FEM-Modelle wurden aus isoparametrischen 20-Knoten-Volumenelementen entwickelt (Abbildung 6.11).

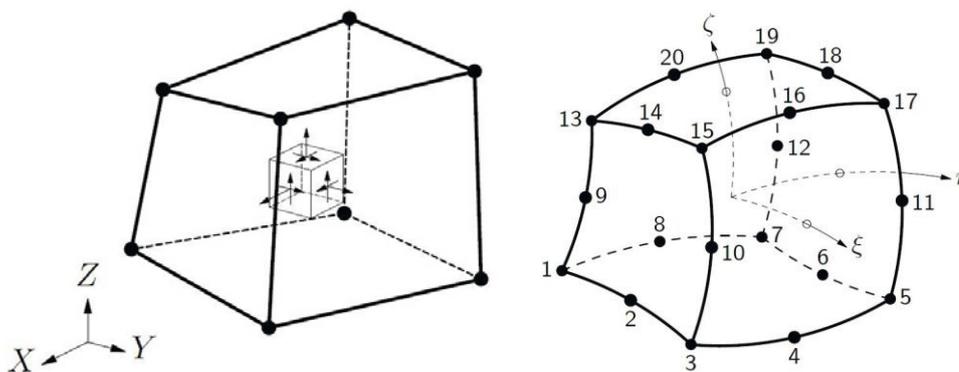


Abbildung 6.11: Volumenelement allgemein (links) und 20-Knoten-Volumenelement CHX60 (rechts) [Quelle: (*DIANA 2016*)]

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:

$$\begin{aligned}
 u_i(\xi, \eta, \zeta) = & a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \zeta + a_4 \cdot \xi \cdot \eta + a_5 \cdot \eta \cdot \zeta + a_6 \cdot \xi \cdot \zeta + a_7 \cdot \xi^2 \\
 & + a_8 \cdot \eta^2 + a_9 \cdot \zeta^2 + a_{10} \cdot \xi \cdot \eta \cdot \zeta + a_{11} \cdot \xi^2 \cdot \eta + a_{12} \cdot \xi^2 \cdot \zeta + a_{13} \cdot \xi \cdot \eta^2 \\
 & + a_{14} \cdot \xi \cdot \zeta^2 + a_{15} \cdot \eta^2 \cdot \zeta + a_{16} \cdot \eta \cdot \zeta^2 + a_{17} \cdot \xi^2 \cdot \eta \cdot \zeta + a_{18} \cdot \xi \cdot \eta^2 \cdot \zeta \\
 & + a_{19} \cdot \xi \cdot \eta \cdot \zeta^2
 \end{aligned} \quad (6.12)$$

6.5.2 Bewehrungselemente

Eine der wichtigsten Voraussetzungen für wirklichkeitsnahe numerische Simulationen von Stahlbetonbauteilen ist außer dem Verhalten der Einzelkomponenten Stahl und Beton, auch deren Zusammenwirken sowie deren gegenseitige Beeinflussung. Die Finite-Element-Software DIANA bietet unterschiedliche Methoden, 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 ihre Längsachse aufnehmen.

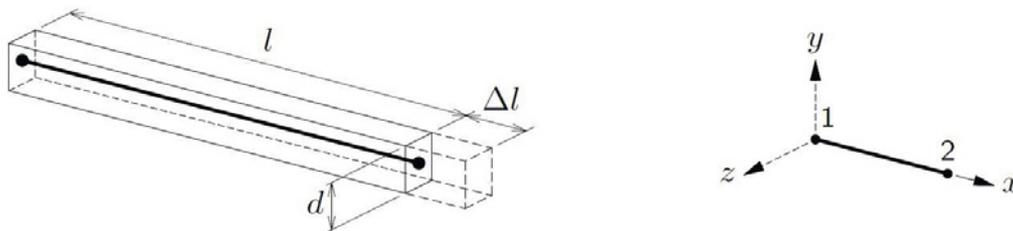


Abbildung 6.12: Stabelement allgemein [Quelle: (DIANA 2016)]

Das Element CL9TR ist ein 3-Knoten-Seilelement (cable elements) mit räumlicher Knotenverschiebung. Im Gegensatz zu normalen Stabelementen können die Seilelemente kurvenförmig abgebildet werden und haben mehr Freiheitsgrade. 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.

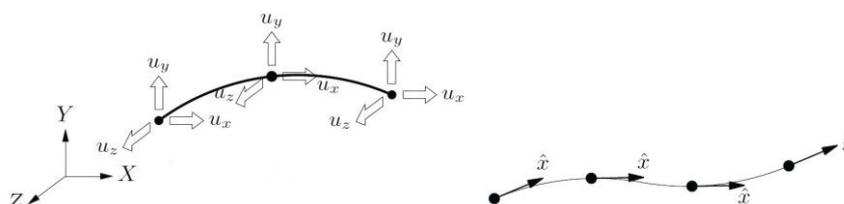


Abbildung 6.13: Dreidimensionale Knotenverschiebung des Seilelementes allgemein (links), Dehnung und Spannung des Seilelementes allgemein (rechts) [Quelle: (DIANA 2016)]

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

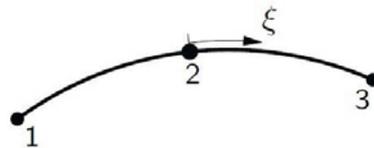


Abbildung 6.14: 3-Knoten-Strabelement CL9TR [Quelle: (DIANA 2016)]

Die Verschiebungen u_x , u_y und u_z können beim Element CL9TR mit der Gleichung (6.13) berechnet werden.

$$u_i(\xi) = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \xi^2 \quad (6.13)$$

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

Strabelemente, die Bewehrungsstäbe in einem Stahlbetonbauteil abbilden, 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.

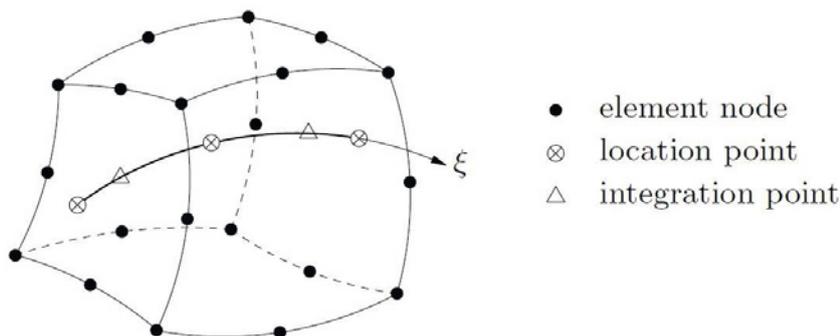


Abbildung 6.15: Topologie eines Sektors eines Strabelementes (Bewehrungsstabes) in einem Volumenelement [Quelle: (DIANA 2016)]

Für ein Volumenelement und für ein in ihm integriertes Strabelement wurden 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 wird für die Kontaktelemente durch die Beziehung der relativen Verschiebungen zu den Verbundspannungen (Verbund-Schlupf-Beziehung) definiert. 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.

6.5.3 Abbildung von gerissenem Beton

Von entscheidender Bedeutung für eine wirklichkeitsnahe Berechnung eines Stahlbetonbauteils ist auch die Verwendung eines geeigneten Rissmodells. Risse infolge einer Zugbeanspruchung des Betons können bei 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.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{cr} \quad (6.14)$$

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

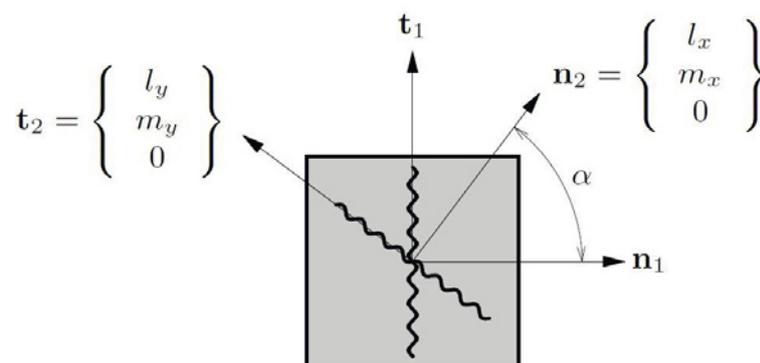


Abbildung 6.16: „Multi-Directional Fixed Crack Model“ mit dem Winkel α zwischen den einzelnen Rissen und dem lokalen n-t-Koordinatensystem für jeden Riss i [Quelle: (DIANA 2016)]

Die in den Integrationspunkten der Finiten Elemente auftretenden Risse werden über die Rissbandbreite verschmiert dargestellt (vgl. Kapitel 6.2.2). Zur Entstehung eines Risses müssen zwei Kriterien eingehalten werden. Die maximal zulässigen Zugspannungen müssen überschritten werden und die Hauptzugspannungen müssen einen kritischen Winkel zu einem bereits bestehenden Riss erreichen (s. Abbildung 6.16). Wenn dieser kritische Winkel nicht erreicht ist, können die Zugspannungen die dreifache Größe des zulässigen Wertes erreichen, bevor es zur Rissentstehung 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.

6.6 Numerische Lösungsverfahren

Für alle numerischen Berechnungen wurde als Lösungsverfahren das Standard-Newton-Raphson-Verfahren verwendet, das 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. Eine grafische Erläuterung des Verfahrens ist in Abbildung 6.17 dargestellt.

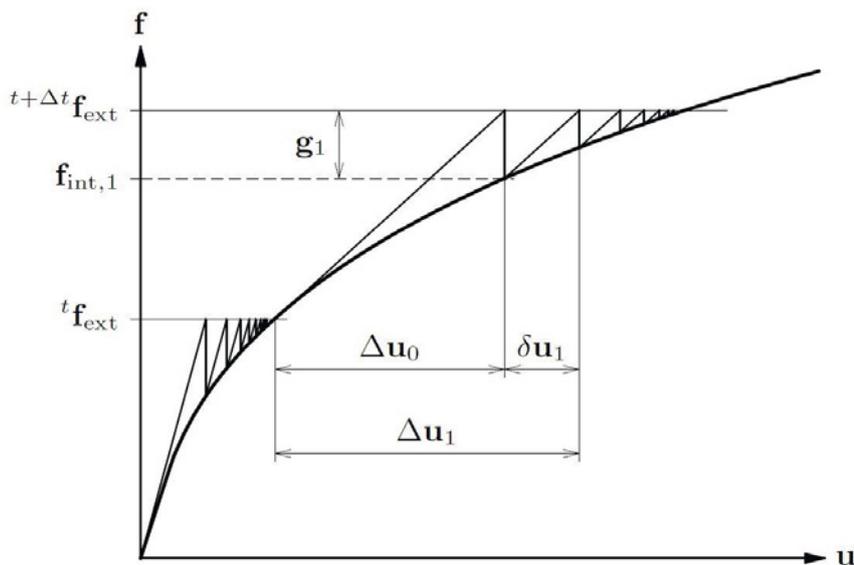


Abbildung 6.17: Reguläre Newton-Raphson Iteration [Quelle: (DIANA 2016)]

Ein Nachteil des Newton–Raphson-Verfahrens ist sein eingeschränkter Konvergenzradius. Eine quadratische Konvergenz wird nur „in der Nähe der Lösung“ erreicht. Bei starken Nichtlinearitäten, beispielweise bei Rissbildung, kann der iterative Lösungsprozess divergieren. Zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens wurde für alle Berechnungen das Standard-Newton-Raphson-Verfahren 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 Gleichgewichtssiterationen verwendet, um eine gemeinsame Tendenz (Mittelwert) zu erkennen und die Annahmen für weitere Iterationen zu modifizieren.

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \eta \cdot \delta u_{i+1} \quad (6.15)$$

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 $i + 1$

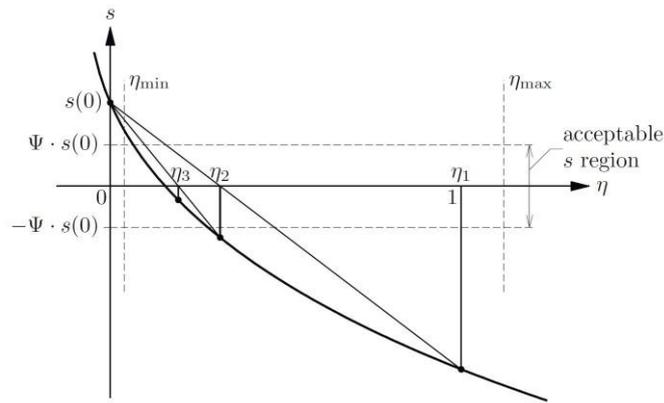


Abbildung 6.18: Grafische Darstellung der "Line-Search"-Methode [Quelle: (DIANA 2016)]

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 beispielweise 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. Kriterien beachtet werden können (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 Abbildung 6.19 ersichtlich ist. Das Konvergenzkriterium lautet dann:

$$\text{Energy norm ration} = \left| \frac{\delta u_i^T \cdot (f_{\text{int},i+1} + f_{\text{int},i})}{\Delta u_0^T \cdot (f_{\text{int},1} + f_{\text{int},0})} \right| \quad (6.16)$$

Dabei sind

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

- $f_{\text{int},1}$ Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 1
- $f_{\text{int},0}$ Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 0

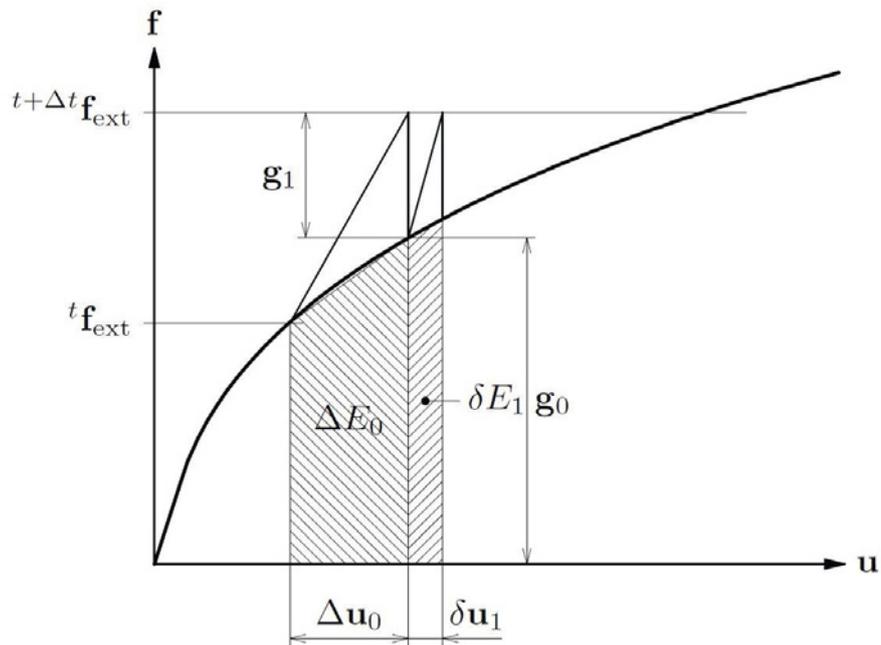


Abbildung 6.19: Größen für Konvergenzkriterien [Quelle: (DIANA 2016)]

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.

6.7 Nachrechnung von Bauteilversuchen

Zur Validierung des oben beschriebenen Materialmodells und des gewählten Lösungsalgorithmus wurden die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durchgeführten Bauteilversuche nachgerechnet.

6.7.1 Nachrechnung der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

6.7.1.1 Modelle

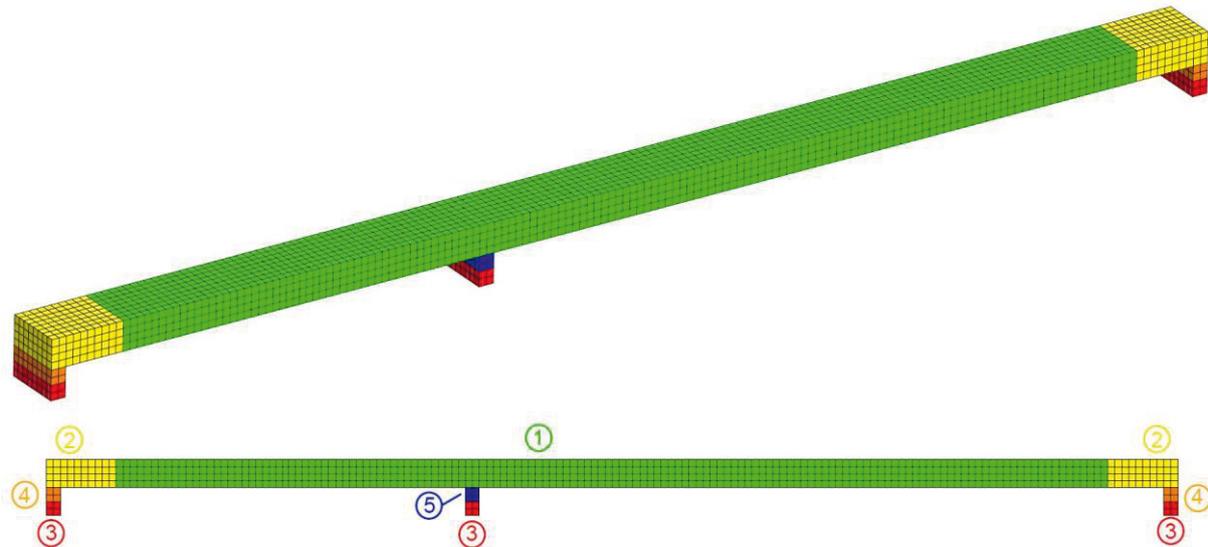


Abbildung 6.20: Schematische Darstellung der Definition der Materialeigenschaften beim Finite-Elemente-Modell für die Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Kurzzeitversuche"

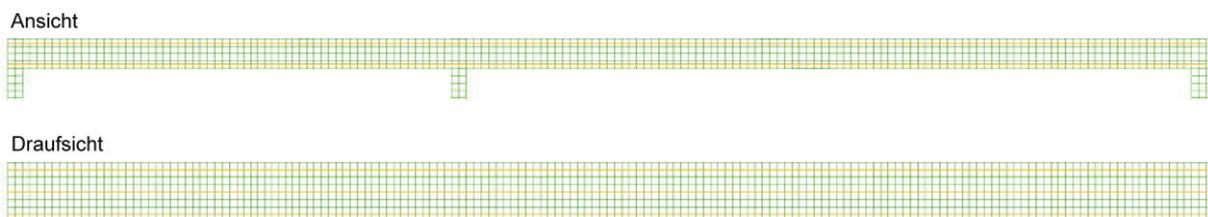


Abbildung 6.21: Im Finite-Elemente-Modell abgebildete Bewehrung (hier FEM-Modell zur Nachrechnung des Bauteilversuches VK-02-S2)

Wie bei der Auswertung der Bauteilversuche (vgl. Kapitel 5.1.12.2) 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 8 m langen Plattenstreifen als bei den zur experimentellen Bestimmung der Betonspaltzugfestigkeit verwendeten Betonzylindern begründet. Mit Hilfe der Näherungsformel (Gleichung (5.2)) wurde die zentrische Betonzugfestigkeit aus der experimentell ermittelten Betonspaltzugfestigkeit berechnet und bei den Versuchsnachrechnungen mit 70 % berücksichtigt.

Die Bruchenergie des Betons wird in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit definiert, obwohl sie das Verhalten eines Betonbauteils unter Zugbeanspruchung beschreibt. Dies liegt darin begründet, dass die Betonzugfestigkeit starken Streuungen unterliegt und der Beton durch seine Druckfestigkeit klassifiziert wird. In (*DIN EN 1992-1-1*) wird die Zugfestigkeit für Beton mit $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ auch im Zusammenhang mit der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} wie folgt definiert:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (6.17)$$

Die experimentell ermittelte Würfeldruckfestigkeit kann zur Zylinderdruckfestigkeit mit Hilfe von Gleichung (5.1) in Beziehung gesetzt werden. Die Rechenwerte für den Mittelwert und den charakteristischen Wert der Druckfestigkeit sind gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) über Gleichung (6.18) verknüpft.

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (6.18)$$

Durch Einsetzen der Gleichungen (5.1), (6.17) und (6.18) in die Gleichung (5.2) und Umstellung nach der Spaltzugfestigkeit lässt sich die Betonspaltzugfestigkeit aus der experimentell ermittelten Betonwürfeldruckfestigkeit wie folgt berechnen.

$$f_{ctm,sp,cal} = \frac{0,3 \cdot (0,82 \cdot f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2)^{2/3}}{0,9} \quad (6.19)$$

Bei der Gegenüberstellung der aus der Betonwürfeldruckfestigkeit rechnerisch ermittelten und der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit kann eine Diskrepanz zwischen beiden Werten festgestellt werden (vgl. Abbildung 6.22).

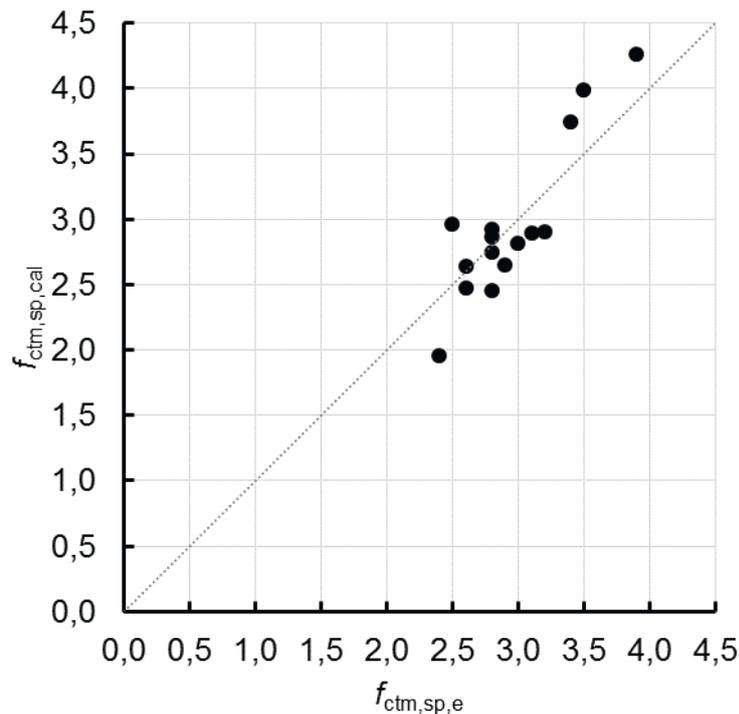


Abbildung 6.22: Gegenüberstellung der aus der Betonwürfeldruckfestigkeit rechnerisch ermittelten Betonspaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp,cal}$ und der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp,e}$

Um die Bruchenergie bei den Versuchsnachrechnungen zu berücksichtigen, wurde die für die rechnerische Abschätzung der Bruchenergie nach (*Model Code 2010*) erforderliche Betonzylinderdruckfestigkeit aus der experimentell bestimmten Betonspaltzugfestigkeit mit Gleichung (6.20) ermittelt.

$$f_{cm,zyl} = \left(\frac{0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}}{0,3} \right)^{3/2} + 8 \quad (6.20)$$

Eine Reduzierung der Betonfestigkeit führt bei gleich bleibender Bruchenergie zu einer Vergrößerung der Grenzrissdehnung ϵ_{ult} , bei der die aufnehmbare Zugspannung im Element den Wert Null annimmt (vgl. Gleichung (6.2)), was in den FEM-Simulationen ein unreal zähes Verhalten zur Folge hätte. Die Bruchenergie stellt mathematisch die Fläche unterhalb der Entfestigungsfunktion dar (Abbildung 6.23), 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 auf 70 % herabgesetzt.

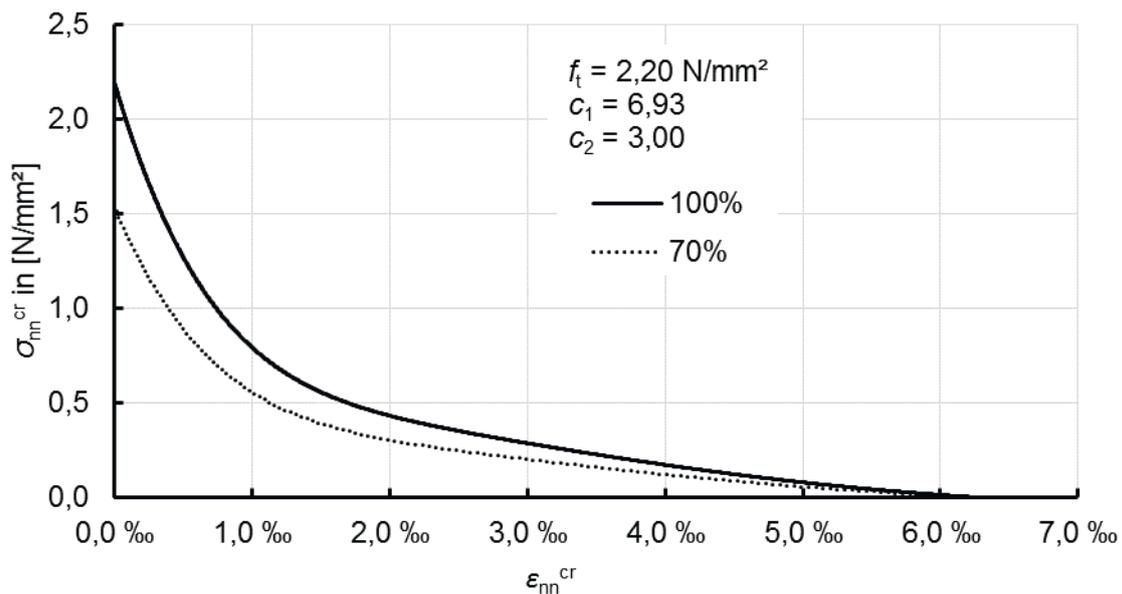


Abbildung 6.23: Spannungs-Dehnung-Beziehung nach Erreichen der Grenzzugfestigkeit gemäß (Hordijk 1991) für 100 % und 70 % der Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Gleichung (6.1))

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. Kapitel 6.4). Um das Verbundverhalten in Beziehung zur experimentell ermittelten Betonspaltzugfestigkeit zu setzen, wurde die Würfeldruckfestigkeit analog der Bruchenergie aus der Betonspaltzugfestigkeit berechnet. Im vorliegenden Fall handelte es sich um eine mittlere Würfeldruckfestigkeit, die an einem Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 200 mm ermittelt wurde. Die Umrechnung auf die Druckfestigkeit von Würfeln mit Kantenlängen von 150 mm erfolgte mit Gleichung (6.21).

$$f_{ck,cube,200} = 0,95 \cdot f_{ck,cube} \quad (6.21)$$

Tabelle 6-1 zeigt eine Zusammenfassung der zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ verwendeten Parameter. Die bei der Versuchsnachrechnung berücksichtigten Betonspaltzugfestigkeiten und Elastizitätsmoduln sind in Tabelle 5-4 aufgeführt. Aufgrund der im Kapitel 5.1.12.7 geschilderten Diskrepanz zwischen den Ergebnissen der experimentellen Betonspaltzugfestigkeitsbestimmung und den Ergebnissen der Bauteilversuche (bzw. den Ergebnissen der experimentellen Betonwürfeldruckfestigkeitsbestimmung) wurde bei der Nachrechnung der Bauteilversuche VK-02a-S2, VK-02b-S2, VK-01-S2, VK-04-S2, VK-02a-S4 und VK-02b-S4 eine Betonzugfestigkeit in Höhe von $2,8 \text{ N/mm}^2$ berücksichtigt.

Tabelle 6-1: 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 isotrop, nichtlinear	$f_{ct} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}$ $G_f = 0,7 \cdot 73 \cdot \left[\left(\frac{0,9 \cdot f_{cmt,sp,e}}{0,3} \right)^{3/2} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm,e}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$
2	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Linear elastic isotrop, linear- elastisch	$E_c = E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
3	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Linear elastic isotrop, linear- elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
4	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Linear elastic isotrop, linear- elastisch	$E = E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
5	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Linear elastic orthotrop, linear- elastisch	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)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{0,7 \cdot 0,9 \cdot f_{cmt,sp,e}}{0,3} \right)^{3/2} + 8}{0,82} \right]$ $b = 0,22$

Im Bauteilversuch wurde in die Plattenstreifen über die Bewehrungsstäbe der oberen und unteren Bewehrungslage in Längsrichtung eine Zugkraft eingeleitet (s. Abbildung 5.7). Bei den nichtlinearen FEM-Berechnungen erfolgte demgegenüber eine horizontale Festhaltung direkt an den Betonelementen. Um Berechnungssingularitäten zu vermeiden, wurden die Endbereiche des Finite-Elemente-Modells auf einer Länge von 0,5 m mit einem linear-elastischen Materialmodell abgebildet (Bereich Nr. 2 in der Abbildung 6.20). Die linear-elastischen Endbereiche simulieren auch die Einbindungslänge der Bewehrung in den Beton. Die Konstruktion zur Einleitung der Zugkraft bewirkte aufgrund der an der Längsbewehrung angeschweißten Stahlplatte eine gewisse Drehbehinderung des jeweiligen Bauteils an den Endauflagern (s. Abbildung 5.7 und Abbildung 6.25). Zur Berücksichtigung dieser

Drehbehinderung wurden an beiden Enden am oberen Rand des Finite-Elemente-Modells Dehnfedern mit Federsteifigkeiten von 22,1 MN/m definiert (Abbildung 6.24). Neben den vertikalen Prüflasten, die verteilt auf die Fläche der im Bauteilversuch verwendeten Lasteinleitungsstahlplatten bei den Finite-Elemente-Berechnungen angesetzt wurden, wurde das Eigengewicht der Betonelemente berücksichtigt, da es einen erheblichen Anteil an den im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wirkenden Lasten ausmacht. Die Werte der Eigenlasten sind in Tabelle 5-4 aufgeführt.

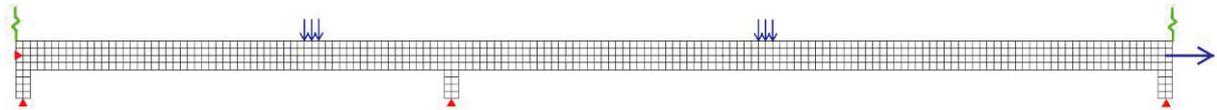


Abbildung 6.24: Schematische Darstellung der Auflagerung und der Belastung des Finite-Elemente-Modells



Abbildung 6.25: Längszugkrafteinleitungskonstruktion

In den Finite-Elemente-Modellen zur Nachrechnung der ersten Versuche der einzelnen Versuchsserien, die ohne Zugbeanspruchung durchgeführt wurden (vgl. Kapitel 5.1.11), wurden die Endbereiche (Bereich Nr. 2 in der Abbildung 6.20) mit einem nichtlinearen Materialmodell und ohne Dehnfedern an der Oberseite der Plattenstreifen (vgl. Abbildung 6.24) abgebildet.

6.7.1.2 Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen

Mit den oben beschriebenen, für die FEM-Simulationen verwendeten Werkstoffmodellen konnten in den Versuchsnachrechnungen sehr überzeugende Ergebnisse erzielt werden.

Abbildung 6.26, Abbildung 6.27, Abbildung 6.28 und Tabelle 6-2 zeigen exemplarisch eine Zusammenfassung der Nachrechnungsergebnisse des Versuches VK-05-S2 der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“. In den FEM-Simulationen konnten nicht nur die Längssteifigkeit (vgl. Abbildung 6.26) und die Biegesteifigkeit (vgl. Abbildung 6.27) zutreffend nachgerechnet werden, sondern auch die Rissbilder des Bauteilversuches und der FEM-Berechnung weisen eine gute Übereinstimmung auf (vgl. Abbildung 6.28 und Tabelle 6-2).

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

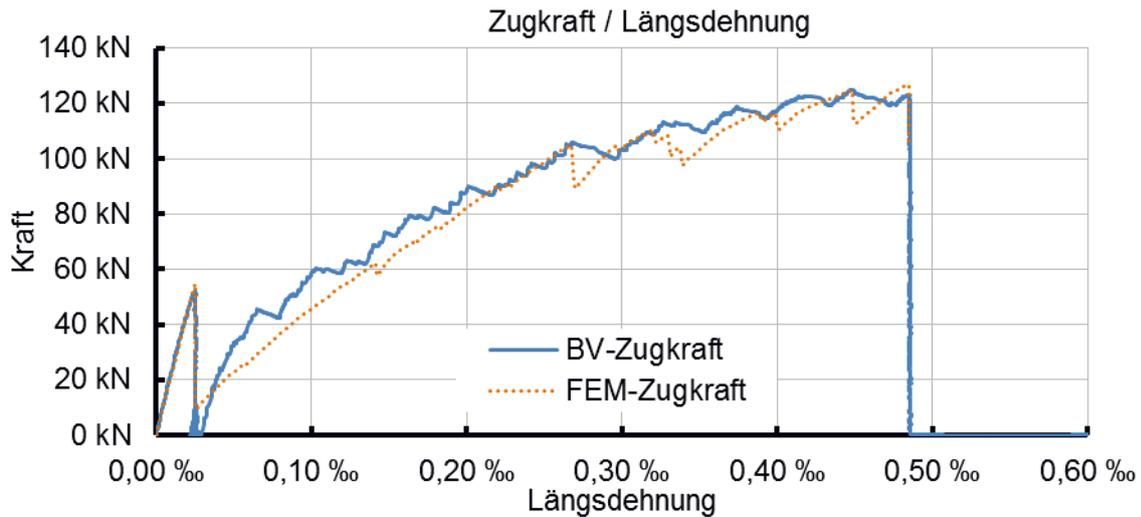


Abbildung 6.26: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2

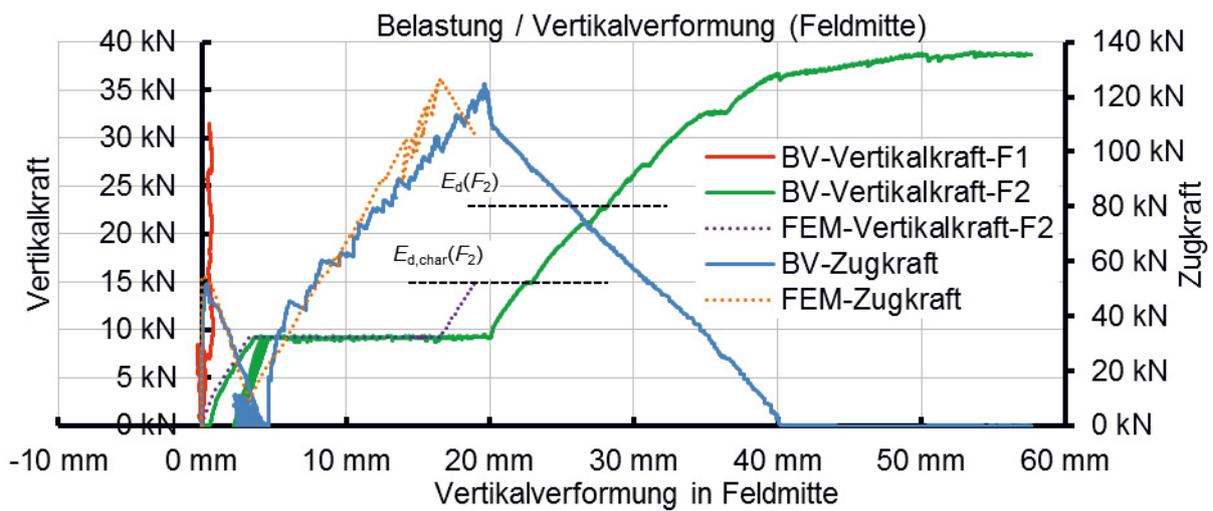


Abbildung 6.27: Beziehung zwischen der Belastung und der Vertikalverformung (Feld mit der größten Spannweite) im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2

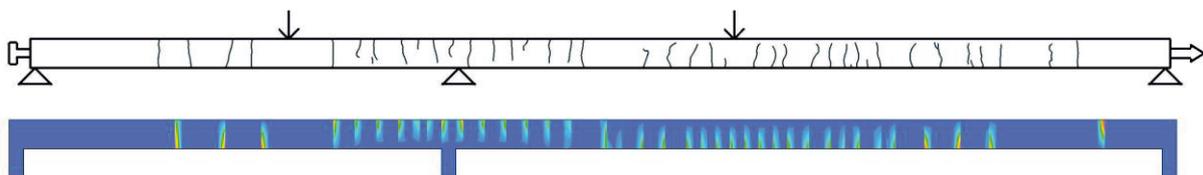


Abbildung 6.28: Rissbild im Bauteilversuch und in der Versuchsnachrechnung VK-05-S2 unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikalkraft (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\epsilon_L = 0,485 ‰$)

Tabelle 6-2: maximale im Bauteilversuch (VK-05-S2) gemessene bzw. mithilfe der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung berechnete Rissbreiten an der Bauteiloberfläche in der Biegezugzone unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikallasten (quasi-ständige Einwirkungskombination) und der Zugkraftbeanspruchung ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$)

	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. Abbildung 6.29), die Vertikalverformung in der Mitte des Feldes mit der größten Spannweite (s. Abbildung 6.29) sowie die maximalen Rissbreiten an der Bauteilober- und unterseite in der Biegezugzone (s. Abbildung 6.30) unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikallasten (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$) verglichen.

Dabei zeigt sich, dass anhand der oben beschriebenen FEM-Simulation die in den Bauteilversuchen aufgezeichneten Zugkräfte mit sehr guter Genauigkeit nachgerechnet werden können. Die Durchbiegung der Plattenstreifen wurde in den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen tendenziell geringfügig 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 auf das Lastniveau der seltenen Einwirkungskombination konstant blieb. Im Finite-Element-Programm DIANA bezieht sich eine weggesteuerte Beanspruchung auf die Ursprunglage der Finite-Elemente-Knoten, in denen diese weggesteuerte Beanspruchung angreift. Damit die Lage dieser Knoten sich unter anderen angegebenen Beanspruchungen nicht verändert, werden programmintern in diesen Knoten Festhaltungen für Auswirkungen anderer 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 deutliche 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.

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 sie im Feldbereich überschätzen. In Anbetracht der Tatsache, dass die Rissbreiten in den Bauteilversuchen mit einem Risslineal gemessen wurden, was mit relativ

hohen Messtoleranzen behaftet ist, weisen die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungsergebnisse im Mittel eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen bezüglich der Rissbreiten auf.

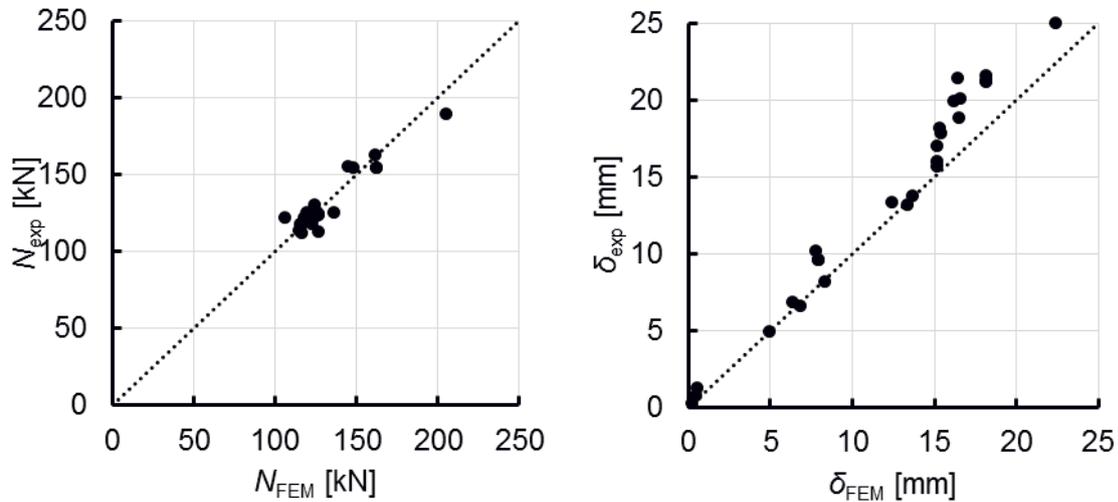


Abbildung 6.29: Gegenüberstellung der numerisch berechneten und der im Bauteilversuch gemessenen Normalzugkräfte (links) und der Durchbiegungen in Feldmitte (Feld mit der größten Spannweite) (rechts) unter kombinierter Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)

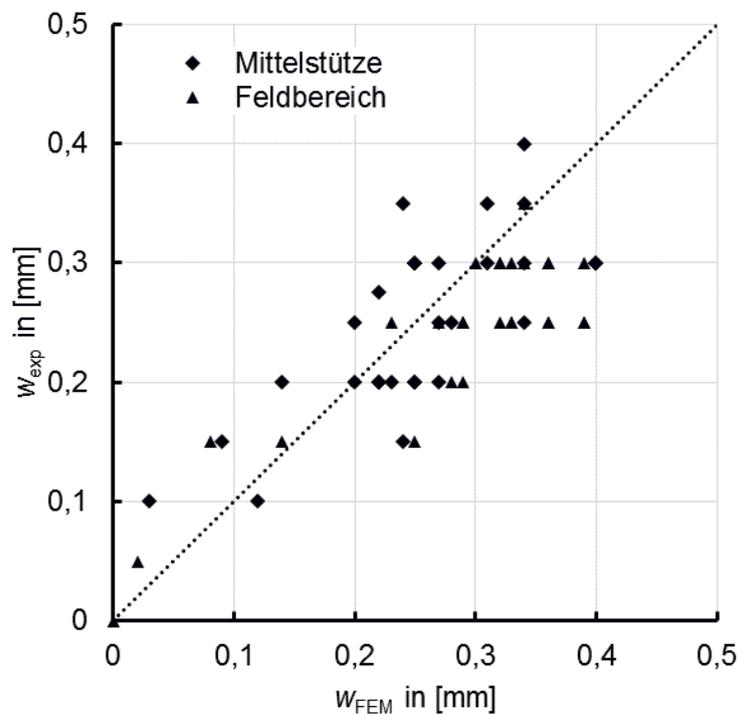


Abbildung 6.30: Gegenüberstellung der numerisch berechneten und der im Bauteilversuch gemessenen Rissbreiten an Bauteilober- und unterseite in der Biegezugzone unter kombinierter Beanspruchung aus Vertikalbelastung (quasi-ständige Einwirkungskombination) und Zugkraftbeanspruchung ($\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ bzw. $0,437 \text{ ‰}$)

6.7.2 Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“

Bei 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 beachten und zu berücksichtigen.

Die Auswirkungen des Betonkriechens auf zeitabhängige Verformungen in gerissenen sowie in ungerissenen Querschnitten sind ausführlich erläutert in (Zilch u. Zehetmaier 2010).

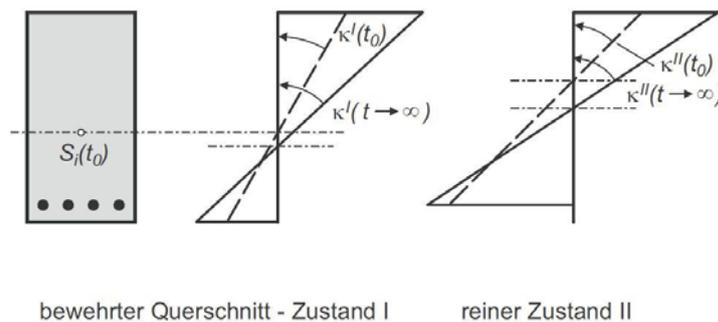


Abbildung 6.31: Auswirkungen des Kriechens auf die Querschnittsverkrümmung [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]

Wie bereits 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 in nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen abgebildet werden. In diesem Fall wären jedoch die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen bezüglich der Validierung des Finite-Elemente-Modells wenig aussagekräftig, da im Rahmen der Parameterstudie in jedem Fall ein Modell mit verschmierten Rissen zu verwenden war. Aus diesem Grund wurde auf die Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandbiegeversuche“ verzichtet. Die Validierung des Finite-Elemente-Modells im Hinblick auf zeitabhängige Effekte von Beton (Kriechen und Schwinden) erfolgt durch die Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Dauerstandzugversuche“.

6.7.3 Nachrechnung der Versuchsreihe „Dauerstandzugversuche“

In Vorhersagemodellen ist die formelmäßige Trennung von Schwind- und Kriechprozessen als Rechenvereinfachung zu sehen, da in realen Tragstrukturen beide Phänomene aufgrund ihrer direkten Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte der Umgebung immer gemeinsam auftreten und sich gegenseitig beeinflussen. Bei der Behinderung der Schwindverkürzung durch die im Betonquerschnitt vorhandene Bewehrung und durch die Auflagersituation ist eine Berücksichtigung der Auswirkungen des Betonkriechens unabdingbar. Die Nachrechnungen der Versuchsreihe „Dauerstandzugversuche“ ermöglichen die Verifizierung der implementierten Materialmodelle zur Abbildung des Langzeitverhaltens des Betons (Kriechen und Schwinden).

6.7.3.1 Modell

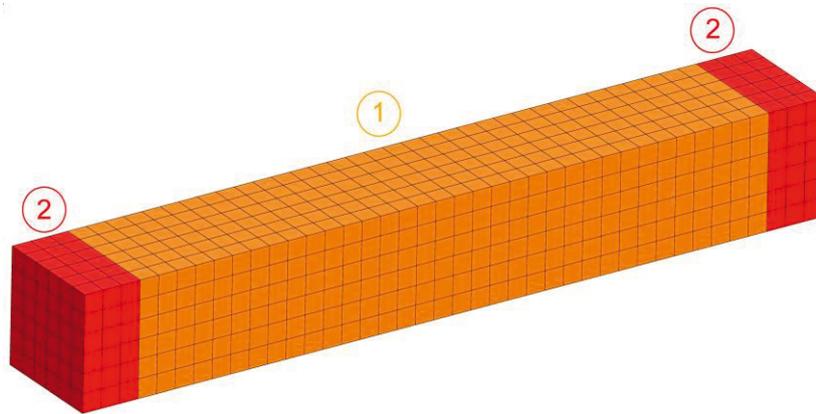


Abbildung 6.32: Schematische Darstellung der Definition der Materialeigenschaften beim Finite-Elemente-Modell für die Nachrechnung der Kurzzeitzugversuche

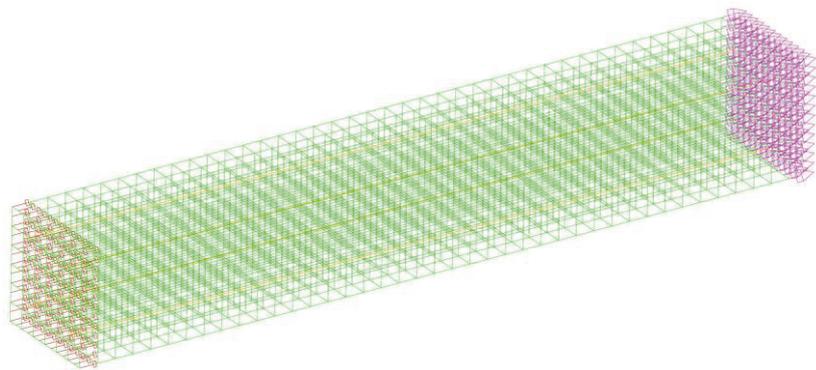


Abbildung 6.33: Darstellung der Bewehrung, der Auflagerung und der Belastung des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Kurzzeitzugversuche

Analog zu den Nachrechnungen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ wurden die Bruchenergie und die Verbund-Schlupf-Beziehungen in Bezug auf die experimentell bestimmte Betonspaltzugfestigkeit definiert (vgl. Kapitel 6.7.1.1.). Die experimentell bestimmte Betonspaltzugfestigkeit ist aus Tabelle 5-8 zu entnehmen.

In den Kurzzeitzugversuchen wurden die Betonbalken an den Bewehrungsstäben in der oberen und unteren Bewehrungslage in horizontaler Richtung gehalten bzw. in Längsrichtung auf Zug beansprucht (s. Abbildung 5.48). 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 der Abbildung 6.32). Die 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 linear-elastischen Endbereichen wurden an beiden Enden der Bewehrungsstäbe unendlich steife Anker 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 (Abbildung 6.34) und die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen mit diesen Werten durchgeführt.



Abbildung 6.34: Mittelwerte der aufgezeichneten relativen Luftfeuchte für einzelne zeitliche Abschnitte der Dauerstandversuche

Tabelle 6-3: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Bauteilversuche der Versuchsreihe "Dauerstandzugversuche"

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
1	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Multi-Directional Fixed Crack isotrop, nichtlinear creep EC2: (Kelvin Chain)	$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp,e}$ $G_f = 73 \cdot \left[\left(\frac{0,9 \cdot f_{cmt,sp,e}}{0,3} \right)^{3/2} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm,e}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$ $t_0 = 1d; t_s = 1d; f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$ $RH = 59\% \text{ bzw. } 46\% \text{ bzw. } 30\%$
2	CHX60 isoparametrisch (solid element)	Linear elastic isotrop, linear-elastisch	$E_c = E_{cm,e}$ $\nu = 0,2$
	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{0,9 \cdot f_{cmt,sp,e}}{0,3} \right)^{3/2} + 8}{0,82} \right]$ $b = 0,22$

6.7.3.2 Ergebnisse der Versuchsnachrechnung

Die Abbildung 6.35 - Abbildung 6.39 zeigen anhand der Gegenüberstellung der experimentellen und der rechnerischen Ergebnisse, dass im Rahmen der Nachrechnung der Versuchsserie „Dauerstandzugversuche“ mit den oben beschriebenen Werkstoffmodellen in den FEM-Simulationen sehr überzeugende Ergebnisse erzielt werden konnten.

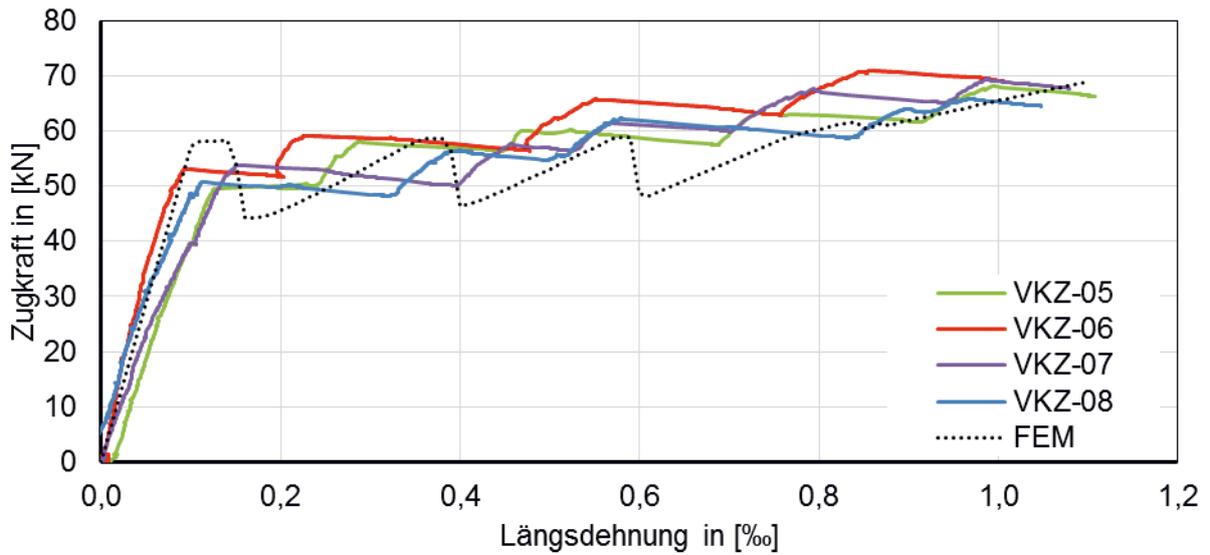


Abbildung 6.35: Experimentell und rechnerisch bestimmte Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung

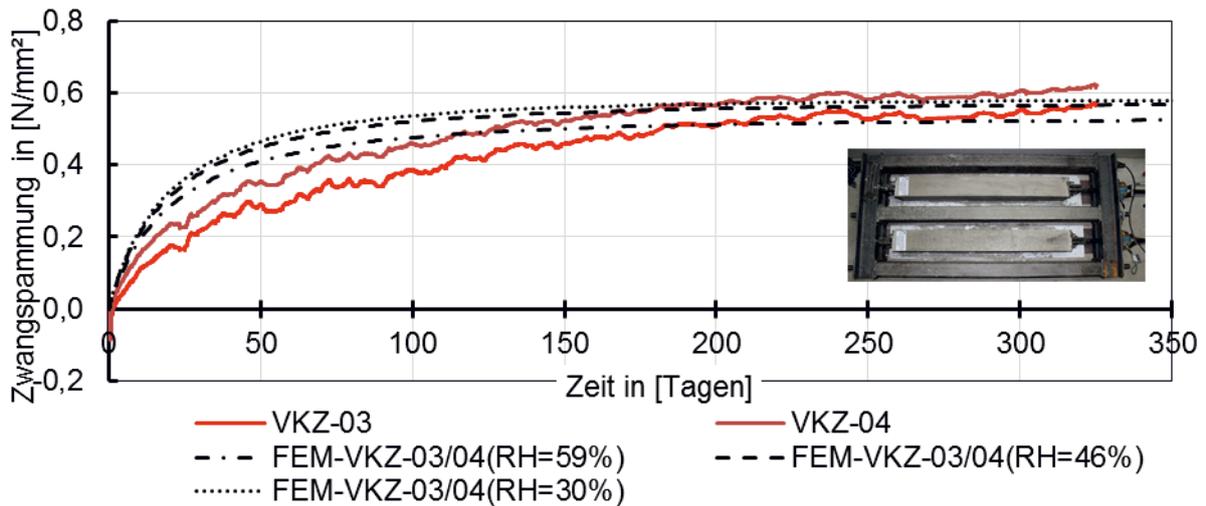


Abbildung 6.36: Experimentelle und rechnerische Bestimmung der Zwangskraft

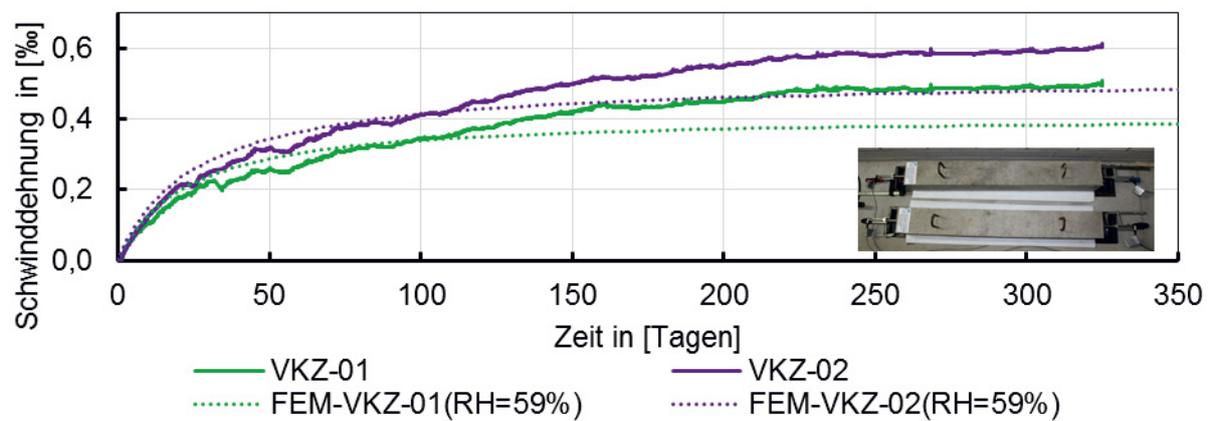
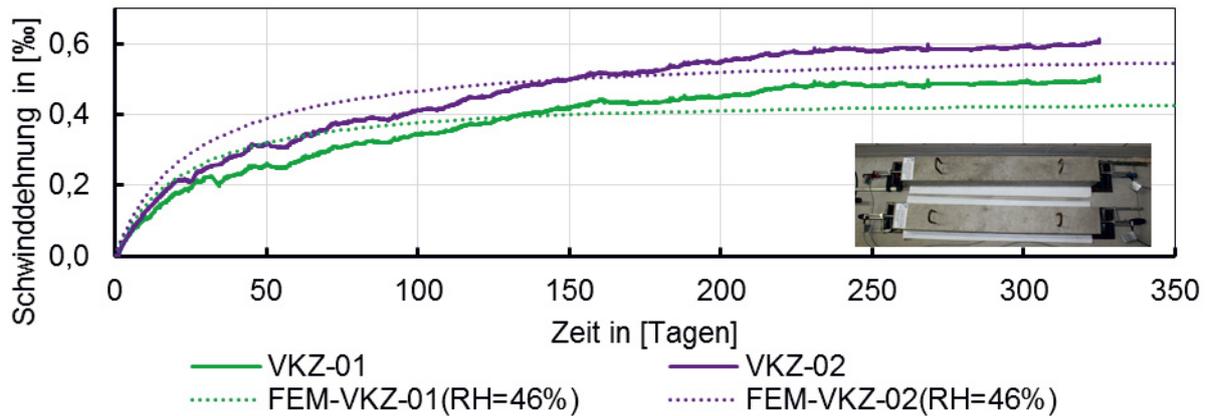
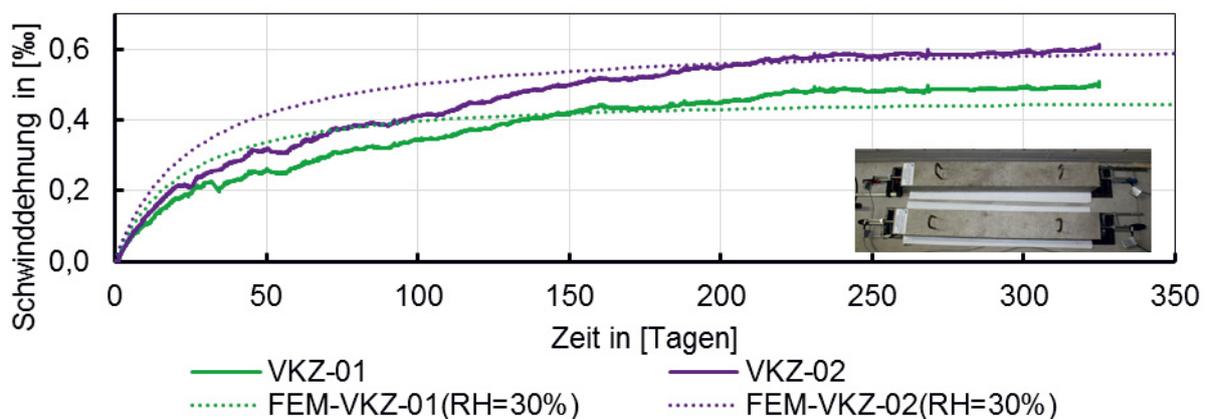


Abbildung 6.37: Rechnerisch mit $RH = 59\%$ und experimentell bestimmte Schwinddehnung

Abbildung 6.38: Rechnerisch mit $RH = 46\%$ und experimentell bestimmte SchwinddehnungAbbildung 6.39: Rechnerisch mit $RH = 30\%$ und experimentell bestimmte Schwinddehnung

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

6.7.4 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 getroffenen Annahmen bezüglich Materialeigenschaften sowie deren Zusammenwirken und das vorgestellte Berechnungsmodell für wirklichkeitsnahe Berechnungen des Trag- und Verformungsverhalten von einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit validiert werden konnte.

6.8 Parameterstudie

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

6.8.1 Grundsystem

Bei dem Grundsystem handelt es sich um eine einachsig gespannte Einfeldplatte aus Beton C30/37 mit einer Querschnittshöhe von $h = 30$ cm sowie einer statischen Höhe von $d = 26,5$ cm. Die Spannweite der einachsig gespannten Platte beträgt $L = 6,0$ m. Auf die Platte wirkt in vertikaler Richtung eine quasi-ständige Flächenlast von $p_{Ed,perm} = g_k + \Delta g_k + \psi_2 \cdot q_k = 9,96$ kN/m².

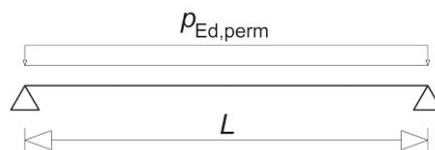


Abbildung 6.40: Statisches System für die numerischen Untersuchungen der Parameterstudie

Das Betonkriechen sowie -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 einen Innenraum ($RH = 50\%$ und $T = 20^\circ\text{C}$) berücksichtigt. Die Abbildung der Dauerstandfestigkeit des Betons in den numerischen Untersuchungen erfolgt gemäß Kapitel 6.2.3.

Tabelle 6-4 stellt eine Zusammenfassung der Definition der Materialmodelle für die im Rahmen der Parameterstudie 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 der Wert $f_{ct,eff}$ angenommen. Die Berücksichtigung von risskraftreduzierenden Einflüssen (z. B. Eigenspannungen infolge Abfließens der Hydratationswärme) 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-Beziehung werden mit der durch den k -Beiwert abgeminderten wirksamen Zugfestigkeit entsprechend dem Kapitel 6.7.1.1 in Einklang gebracht.

Tabelle 6-4: 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)	$f_{ct} = k \cdot f_{ct,eff}$ $G_f = k \cdot 73 \cdot \left[\left(\frac{f_{ct,eff}}{0,3} \right)^{3/2} + 8 \right]^{0,18}$ $E_c = E_{cm}$ $h = \sqrt[3]{V}$ $\nu = 0,2$ $\beta = 1,0$ $t_s = 1 \text{ d}; RH = 50 \%$
Betonstahl	CL9TR (truss element)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $a = 0,32 \cdot \left[0,95 \cdot \frac{\left(\frac{k \cdot f_{ct,eff}}{0,3} \right)^{3/2} + 8}{0,82} \right]$ $b = 0,22$

6.8.2 Einfluss der Bewehrung auf die zentrische Zwangskraft unter kombinierter Beanspruchung

Aus Abbildung 6.41 (links) wird deutlich, dass mit der Anordnung von zusätzlicher Bewehrung in der Biegezugzone bei gleichbleibender Vertikallastbeanspruchung die Zwangzugkraft unter der kombinierten Beanspruchung zunimmt. Dies liegt daran, dass durch die erhöhte Bewehrungsmenge in der Biegezugzone die Breite der Biegerisse klein gehalten wird, sodass die zwangkraftreduzierende Längsdehnung auf Höhe der Querschnittsschwerachse klein ausfällt (vgl. Kapitel 5.1.12.8).

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)) und die zentrische Zwangskraft infolge Betonschwinden nimmt geringfügig ab.

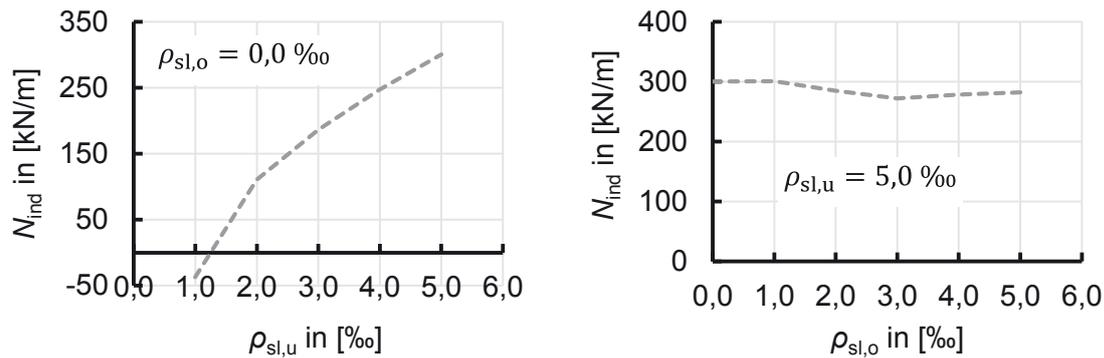


Abbildung 6.41: Zentrale Zwangskraft infolge Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften in Abhängigkeit von der Biegezugbewehrung (links) und von der Biegedruckbewehrung (rechts)

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 zentrale Zwangskraft unter der kombinierten Beanspruchung ab. In einem üblichen Hochbau liegt der Randabstand der Bewehrung zwischen 25 mm und 50 mm nach aktuell geltenden Normregeln und üblichen bewehrungstechnischen Parametern einer Hochbaudeckenplatte. Abbildung 6.42 zeigt die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen an dem Grundsystem unter der kombinierten Beanspruchung aus Vertikallast und zentralem Zwang mit unterschiedlichen Randabständen der Biegezugbewehrung. Die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen erfolgen an dem Grundsystem mit einem Bewehrungsgrad von $\rho_{sl,u} = 0,5\%$ in der Biegezugzone sowie ohne Bewehrung in der Biegedruckzone.

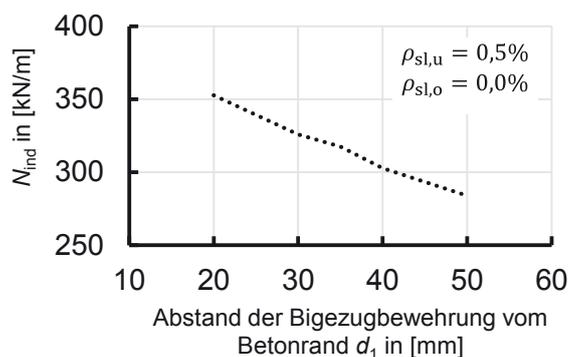


Abbildung 6.42: Zentrale Zwangskraft unter kombinierter Beanspruchung bei variierendem Randabstand der Biegezugbewehrung

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

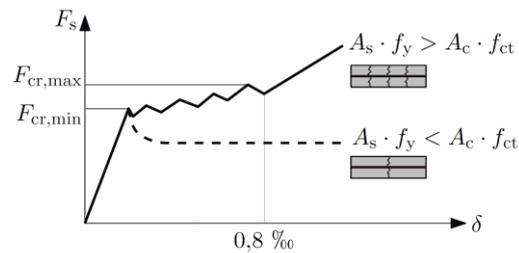


Abbildung 6.43: Sukzessive Rissbildung auf Risskraftniveau in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades [Quelle: (Schlicke 2014)]

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

Abbildung 6.44 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 daran gekoppelten Reduktion der Zwangskraft führen. Wird die Vertikallast konstant gehalten, so steigt die Zwangskraft infolge Schwindens erneut und erreicht sowohl bei der einachsig gespannten Platte mit einer Bewehrung von $\text{Ø}10/6$ ($a_{s,l,u} = 13,09 \text{ cm}^2/\text{m}$) in der Biegezugzone als auch bei der Platte mit einer Bewehrung von $\text{Ø}16/15$ ($a_{s,l,u} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$) zum Zeitpunkt $t = \infty$ einen Wert von ca. 300 kN/m.

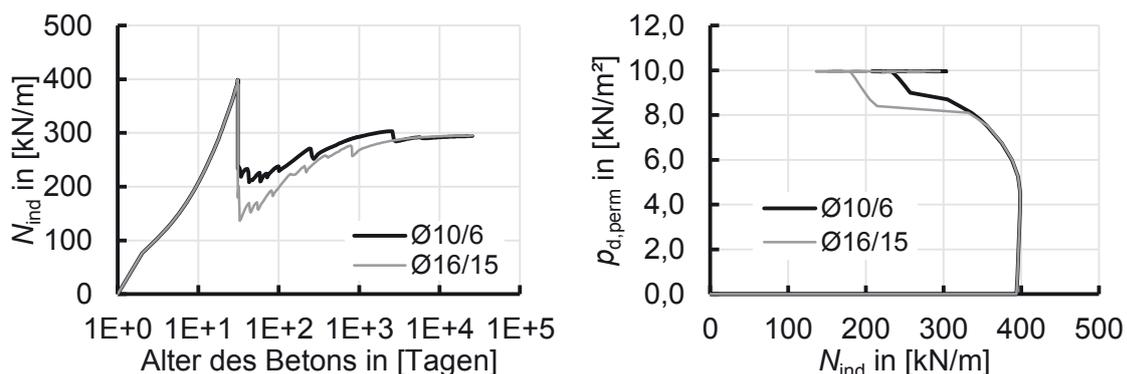


Abbildung 6.44: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge Betonschwindens (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Erwartungsgemäß führt die Vergrößerung des Durchmessers der Bewehrungsstäbe im Rahmen der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen zu einer Zunahme der Rissbreiten und Rissabstände (vgl. Abbildung 6.45).

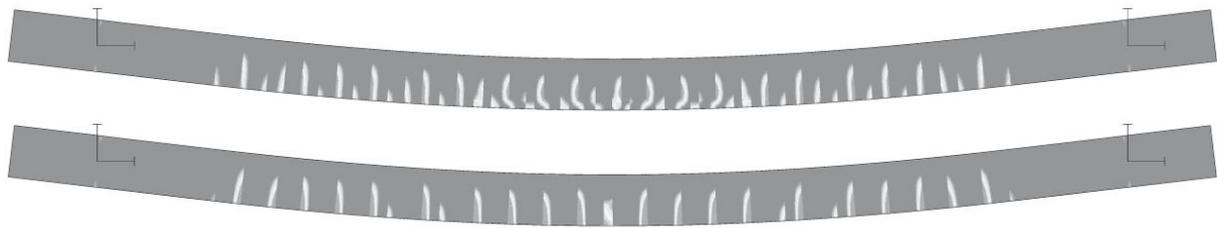


Abbildung 6.45: Gegenüberstellung der Rissbilder von einachsig gespannten Deckenplatten mit einer Längsbewehrung von Ø10/6 bzw. Ø16/15 in der Biegezugzone (nichtlineare FEM-Berechnung)

6.8.3 Betonalter beim Belastungsbeginn (Kriechen)

Das Eigengewicht macht ca. 70 % der Gesamtbelastung einer Stahlbetondecke im üblichen Hochbau aus, sodass die erste Lastbeanspruchung von den Ausschalfrieten abhängt. 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 das Ausschalen von Stahlbetondecken zur Begrenzung der Kriechverformungen häufig 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 Schwinden unter der kombinierten Beanspruchung geringfügig abnimmt (vgl. Abbildung 6.46).

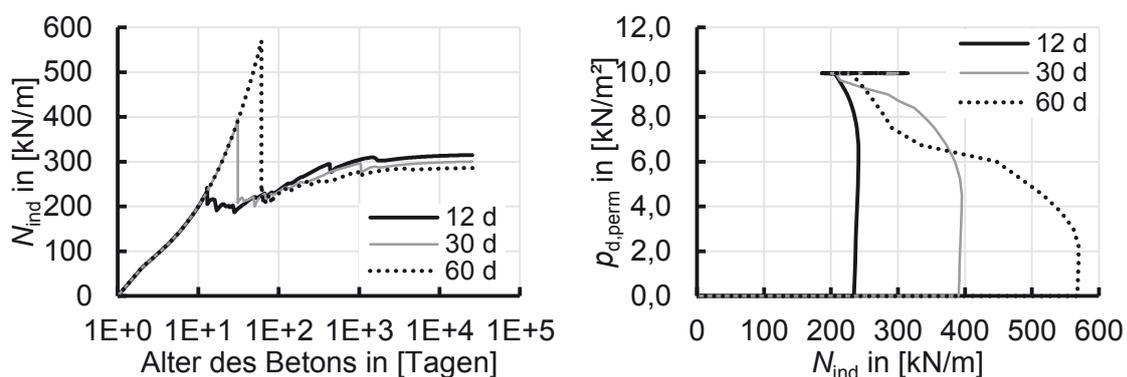


Abbildung 6.46: Entwicklung der Zwangnormalkraft infolge Betonschwinden (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung mit erster Lastbeanspruchung zu unterschiedlichen Zeitpunkten $t_0 = 12 d / 30 d / 60 d$)

Das Kriechen baut die zentrische Zwangskraft bei Bauteilen mit Biegerissen nicht ab. Dies liegt daran, dass durch das Betonkriechen auf Querschnittsebene Veränderungen des Spannungs-

und des Dehnungszustandes stattfinden. Die Zunahme der Dehnungen auf der Betondruckseite führt zu einer Vergrößerung der Betondruckzone und zu einer Abnahme der Achsendehnung (vgl. Abbildung 6.47)

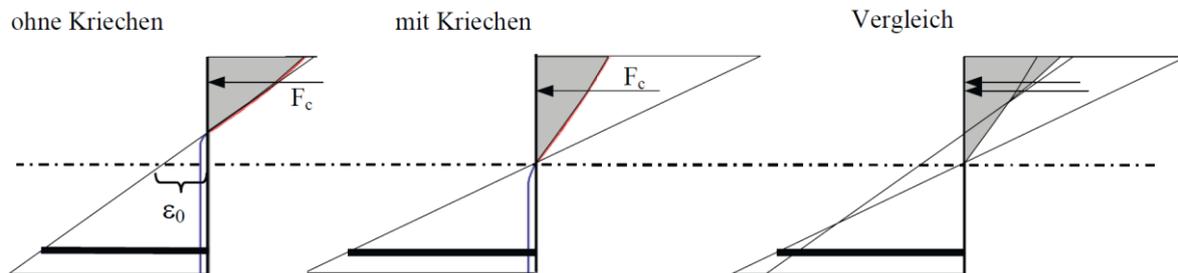


Abbildung 6.47: Vergleich der Dehnungszustände mit und ohne Berücksichtigung des Kriechens [Quelle: (Pfeiffer 2004)] (hier reine Biegebeanspruchung)

6.8.4 Material- und Systemparameter

Die Kriech- und Schwindprozesse hängen von der Betonzusammensetzung, der Umgebungsfeuchte und den Bauteilabmessungen ab. Mit steigender Betonfestigkeit nimmt die Kriech- und Schwindfähigkeit des Betons vor allem auf Grund des dichter werdenden Gefüges und des abnehmenden W/Z -Wertes ab.

Abbildung 6.48 stellt drei statische Grundsysteme eines Einfeldträgers dar, die zu numerischen Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie herangezogen wurden.

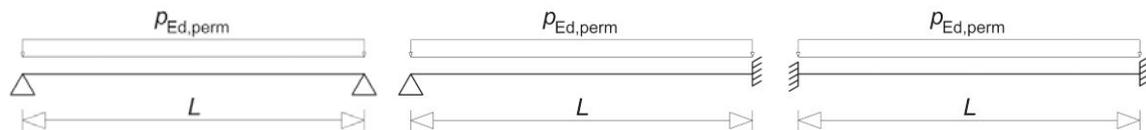


Abbildung 6.48: Statische Grundsysteme eines Einfeldträgers

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 erfolgte entsprechend Tabelle 6-4.

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

$$\mu = \frac{a \cdot L^2 \cdot p_{Ed,perm}}{b \cdot h^2 \cdot k \cdot f_{ct,eff}} \quad (6.22)$$

$$\nu = \frac{a \cdot L \cdot p_{Ed,perm}}{b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,eff}} \quad (6.23)$$

- h Höhe des Querschnittes
- b Breite des Querschnittes
- k Beiwert zur Berücksichtigung von nichtlinear verteilten Betonzugspannungen und weiteren risskraftreduzierenden Einflüssen nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)
- $f_{ct,eff}$ die wirksame Zugfestigkeit des Betons nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1)
- a Beiwert zur Berücksichtigung des statischen Systems (des Biegemomentverlaufs)

$a = 1/8$	$a = 25/128$	$a = 5/24$

Durch die nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen der Einfeldträger mit verschiedenen Parameterkonstellationen wurden die Einflussgrößen auf den zentralen Zwang unter kombinierten Beanspruchungen untersucht. Die Parameterkonstellationen sind in Tabelle 6-5 aufgeführt.

Tabelle 6-5: Parameterkonstellationen von Einfeldträgern in den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen

stat. System	Einfeld (beide Seiten gelenkig)	Endfeld (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			
Querschnittshöhe	20 cm						40 cm	20 cm	
k -Beiwert	0,8						0,74	0,8	
Querschnittsbreite	1,0 m								
Spannweite	8,0 m				5,0 m	8,0 m			
Bewehrung	in der Biegedruckzone	0,15%							
	in der Biegezugzone	0,50%	0,5%-(3,8/3)		0,50%				
	Randabstand ($d_1 = d_2$)	2,5 cm							

Die Ergebnisse der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen der Einfeldträger mit verschiedenen Parameterkonstellationen (vgl. Abbildung 6.49) zeigen, dass sich die maximale zentralische Zwangkraftbeanspruchung infolge von Betonschwinden unter Verwendung bezogener Größen (Gleichung (6.22) und (6.23)) in Abhängigkeit des statischen Systems und der Vertikallastbeanspruchung darstellen lässt.

Durch die Berücksichtigung verschiedener Betonfestigkeitsklassen, Zementklassen sowie Querschnittsabmessungen (vgl. Tabelle 6-5) im Rahmen der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen konnte kein signifikanter Einfluss der unterschiedlichen Kriech- und Schwindfähigkeiten auf die maximale zentralische Zwangkraft bei einachsig gespannten

Stahlbetondeckenplatten unter kombinierter 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“ stellt die Abhängigkeit der zentrischen Zwangskraft von der Betonzugfestigkeit und der Bewehrung in der Biegezugzone dar. 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. Tabelle 6-5). Dies liegt daran, dass im Fall des „Systems 2.1“ die Stahlspannung und dementsprechend auch die Stahldehnung 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.

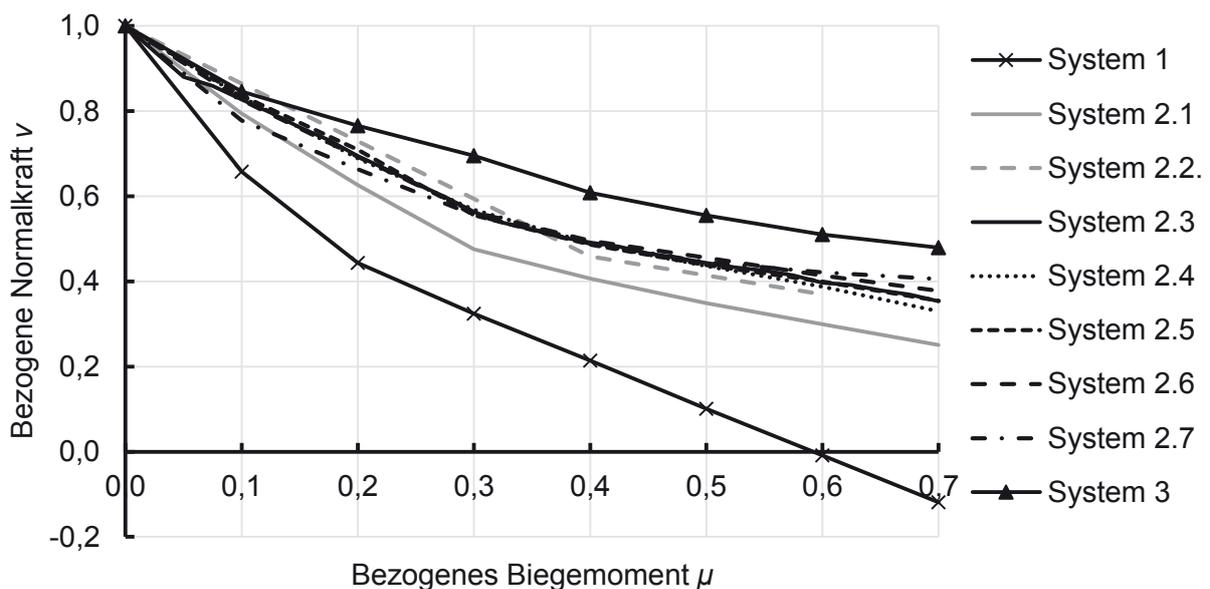


Abbildung 6.49: Beziehung der bezogenen Größen bei den nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen von Einfeldträgern mit verschiedenen Parameterkonstellationen.

6.8.5 Durchlaufplatten mit feldweise unterschiedlichen Stützweiten

Die bis zu dieser Stelle dargestellten Systeme der durchgeführten Parameterstudie waren ausnahmslos Einfeldträger oder Durchlaufplatten mit feldweise gleichen Stützweiten. In der Praxis kommen aus architektonischen Gründen 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. Abbildung 6.50), 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.

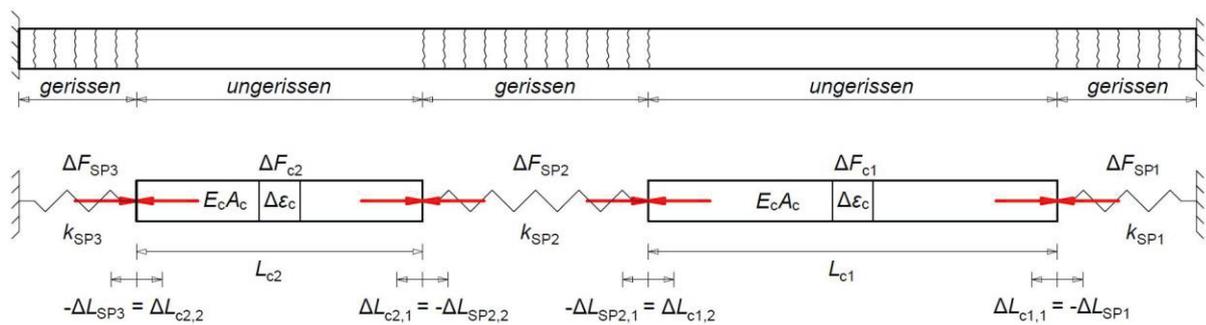


Abbildung 6.50: Feder-System zur Veranschaulichung des Berechnungsansatzes bei Durchlaufdeckenplatten mit feldweise unterschiedlichen Spannweiten

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

$$\Delta L_{c1} = \Delta \epsilon_c(t_k) \cdot L_{c1} + \frac{\Delta F_{c1}(t_k)}{A_c \cdot E_c(t_k)} \cdot L_{c1} \quad (6.24)$$

$$\Delta L_{c2} = \Delta \epsilon_c(t_k) \cdot L_{c2} + \frac{\Delta F_{c2}(t_k)}{A_c \cdot E_c(t_k)} \cdot L_{c2} \quad (6.25)$$

$$\Delta L_{SP1} = \Delta F_{SP1}(t_k) \cdot \frac{1}{k_{SP1}} \quad (6.26)$$

$$\Delta L_{SP2} = \Delta F_{SP2}(t_k) \cdot \frac{1}{k_{SP2}} \quad (6.27)$$

$$\Delta L_{SP3} = \Delta F_{SP3}(t_k) \cdot \frac{1}{k_{SP3}} \quad (6.28)$$

Das in Abbildung 6.50 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 ($\sum \Delta L_i = 0$).

$$\Delta L_{c1} + \Delta L_{c2} = \Delta L_{SP1} - \Delta L_{SP2} - \Delta L_{SP3} \quad (6.29)$$

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

$$\Delta F_{c1} = \Delta F_{c2} = \Delta F_{SP1} = \Delta F_{SP2} = \Delta F_{SP3} \quad (6.30)$$

Fasst man die Gleichungen (6.24) bis (6.30) 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 (6.31) bestimmt werden.

$$\Delta \sigma_c(t_k) = \frac{\Delta F(t_k)}{A_c} = -\Delta \varepsilon_c(t_k) \cdot E_c(t_k) \cdot \left[1 + \frac{A_c \cdot E_c(t_k)}{L_{c1} + L_{c2}} \cdot \left(\frac{1}{k_{SP1}} + \frac{1}{k_{SP2}} + \frac{1}{k_{SP3}} \right) \right]^{-1} \quad (6.31)$$

Die Berechnung der Spannungsänderung im Falle einer kontinuierlich steigenden Schwinddehnung unter der Berücksichtigung der im Zeitverlauf veränderlichen Viskoelastizität des Betons ist nur mit Hilfe nichtlinearer Finite-Elemente-Methoden möglich. Um ein Handrechenverfahren zu entwickeln, wird Gleichung (6.31) in zwei Komponenten zerlegt und auf Grenzfälle untersucht.

Das Produkt der aufgezwungenen Dehnung $\Delta \varepsilon_c(t_k)$ mit dem Elastizitätsmodul $E_c(t_k)$ stellt die Zwangspannung 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 Zwangspannung unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens und einer vollständigen Verformungsbehinderung mit Hilfe von Gleichung (6.32) für beliebige Zeitpunkte berechnet werden.

$$\Delta \sigma_c(t_k) = \sum_{i=1}^k \Delta \varepsilon_c(t_k, t_i) \cdot \frac{E_{c,28d}}{1 + \varphi(t_k, t_i)} \quad (6.32)$$

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

$$\partial(t_k) = \left[1 + \frac{A_c \cdot E_c(t_k)}{L_{c1} + L_{c2}} \cdot \left(\frac{1}{k_{SP1}} + \frac{1}{k_{SP2}} + \frac{1}{k_{SP3}} \right) \right]^{-1} \quad (6.33)$$

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 der Gleichung (6.33) ab. Demnach liegt eine vereinfachende Abschätzung der Gesamtlänge der ungerissenen Bereiche auf Grundlage der Risschnittgrößen zum Zeitpunkt der ersten Vertikallastbeanspruchung auf der sicheren Seite.

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 des Betons ab (vgl. Abbildung 6.51)

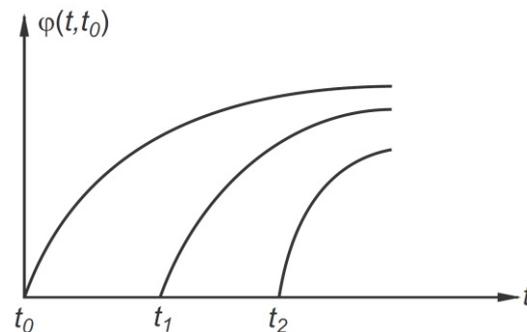


Abbildung 6.51: Kriechkurven eines alternden viskoelastischen Materials (= Beton) [Quelle: (Zilch u. Zehetmaier 2010)]

Je größer der Elastizitätsmodul in Gleichung (6.33) wird, desto kleiner ergibt sich 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.

$$E_c(t_k) = E_c(\infty, t_0) = \text{const.} \quad (6.34)$$

Bei einer vollständigen Verformungsbehinderung durch die Auflager stellen die Federn in Abbildung 6.50 die Steifigkeiten der gerissenen Bereiche dar. Die Dehnsteifigkeit eines Stahlbetonbauteils mit abgeschlossenem Rissbild kann im Falle von Trennrissen mit Hilfe von Gleichung (6.35) und im Falle von Biegerissen gemäß Gleichung (6.36) bestimmt werden.

$$k_{SP,i} = \frac{E_s \cdot \sum A_s}{L_{SP,i}} \quad (6.35)$$

$$k_{SP,i} = \frac{E_s \cdot \sum A_s + E_c(t_k) \cdot x^{II} \cdot b}{L_{SP,i}} \quad (6.36)$$

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}	Biegedruckhöhe im gerissenen Zustand (Zustand II)
$L_{\text{SP},i}$	Länge des gerissenen Bereiches
b	Breite des Querschnittes

Mit den vorgenommenen Vereinfachungen (Überprüfung des Risszustandes zum Zeitpunkt der ersten Vertikallastbeanspruchung und Berücksichtigung des Betonkriechens mit Hilfe eines konstanten reduzierten Elastizitätsmoduls) führt eine Berechnung mit den Dehnsteifigkeiten der gerissenen Bereiche gemäß Gleichung (6.35) mit A_s gemäß Gleichung (4.1) zu guten Ergebnissen.

Durch Erweiterung der Gleichung (6.31) 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 (6.37) berechnet.

$$\delta = \frac{1 - \rho_s}{1 + (a_s \cdot (1 + \rho \cdot \varphi(\infty, t_0)) - 1) \cdot \rho_s} \quad (6.37)$$

ρ_s	Bewehrungsgrad der im Verbund liegenden Bewehrung mit $\rho_s = A_s/A_c$, wobei A_c die Betonquerschnittsfläche und A_s die Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Bewehrung nach Gleichung (4.1) ist.
α_s	Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_s = E_s/E_c$, 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 (Trost 1967) $\rho = 0,8$ angenommen werden.

Fasst man die oben beschriebenen Annahmen zusammen, so ergibt sich Gleichung (6.38), die die Bestimmung des Zuwachses der Zwangnormalkraft aus den Feldern einer Durchlaufdeckenplatte, in denen nach dem Ausschalen keine oder zu einem späteren Zeitpunkt Risse im Feldbereich entstehen, mit ausreichender Genauigkeit ermöglicht.

$$\Delta F(\infty, t_0) = \delta \cdot \Delta \sigma_c(\infty, t_0) \cdot A_c \cdot \left[1 + \frac{A_c \cdot E_{c,\text{eff}}(\infty, t_0) \cdot \sum L_{\text{cr}}}{A_s \cdot E_s \cdot \sum L_c} \right]^{-1} \quad (6.38)$$

7 Näherungsverfahren

Auf Basis der aus den Bauteilversuchen und der Parameterstudie gewonnenen Erkenntnisse wurde ein Näherungsverfahren entwickelt, das eine wirklichkeitsnahe Berechnung der Zwangslängskraft für den Fall „später Zwang“ infolge von Schwinden in einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken erlaubt.

Abbildung 7.1 zeigt das dimensionslose Interaktionsdiagramm, das die Ermittlung der Zwangslängskraft infolge einer behinderten Schwindverkürzung für einachsig gespannte Einfeldplatten mit unterschiedlicher Auflagersituation ermöglicht.

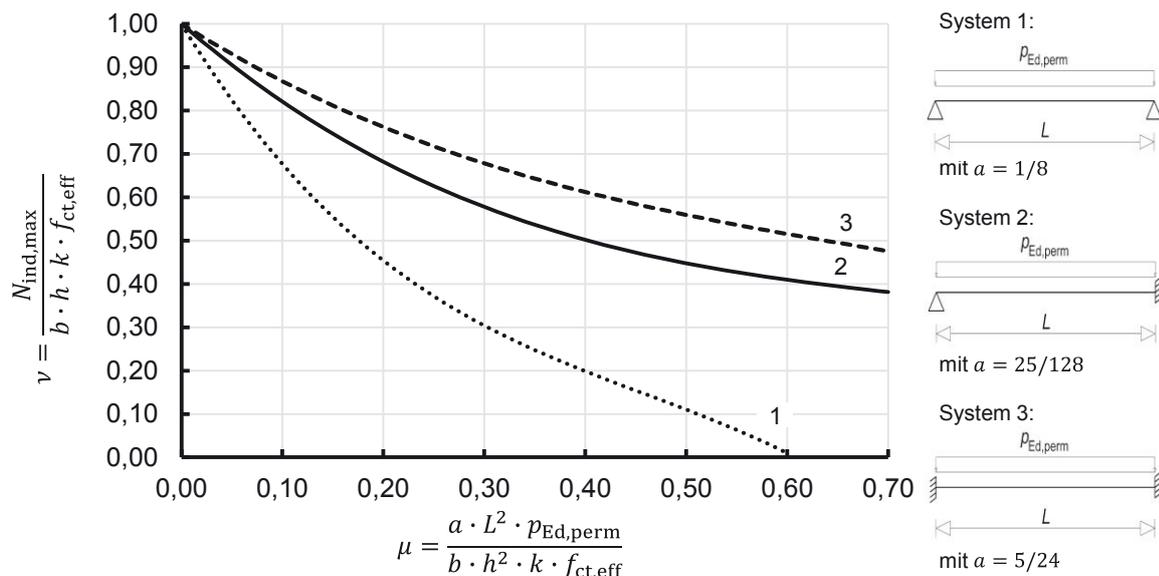


Abbildung 7.1: Dimensionslose Interaktionsdiagramme zur Bestimmung der Normalkraftbeanspruchung infolge späten Zwangs (Schwinden)

Im Folgenden wird nun eine Erweiterung dieses Verfahrens zur Bestimmung der Zwangslängskräfte in einachsig gespannten Durchlaufplatten unabhängig von den Stützweiten und der Anzahl der Felder vorgestellt. Um den ausgearbeiteten Berechnungsansatz normkonform zu gestalten, wird er ebenfalls risskraftbasierend aufgebaut.

Im ersten Schritt ist mit Hilfe von Gleichung (7.1) zu überprüfen, ob unter einer kombinierten Beanspruchung aus Zwang und Last (Vertikallast) Risse in den Feldbereichen der zu untersuchenden einachsig gespannten Durchlaufplatte zu Beginn der Vertikallastbeanspruchung auftreten.

$$M_{\text{cr}} = \left(k \cdot f_{\text{ct,eff}} - \frac{\sigma_{\text{c,N,ind}}(t_0)}{1,3} \right) \cdot W_c > M_{\text{F,max}} \quad (7.1)$$

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)
W_c	Widerstandsmoment des Betonquerschnittes im Zustand I
$M_{F,max}$	Maximales einwirkendes Feldmoment
$\sigma_{c,N,ind}(t_0)$	Zwangspannung infolge Betonschwinden unter Berücksichtigung von Betonkriechen zum Zeitpunkt der ersten Vertikallastbeanspruchung (Gleichung (6.32) bzw. Abbildung 7.2)

Unter Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens können die Zwangspannungen infolge Schwinden unter Berücksichtigung von Kriechen für ein Betonbauteil zu jedem beliebigen Zeitpunkt mit Hilfe von Gleichung (6.32) berechnet werden.

Bei einer inkrementellen Betrachtung des Schwinddehnungszuwachses und des dazugehörigen Kriechens ist eine Berechnung der Zwangspannungen infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer 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 viskoelastischer Betoneigenschaften darstellen. Abbildung 7.2 zeigt exemplarisch diese im Zeitverlauf zunehmende Zwangspannung für den Zeitraum von 10 bis 100 Tagen, für Beton der Festigkeitsklassen C20/25 und C25/30, sowie für die Zementklassen N und S in Abhängigkeit der wirksamen Querschnittsdicke (welche bei Deckenplatten der Deckenstärke entspricht).

Der in den Diagrammen der Abbildung 7.2 abgebildete Zeitraum von 10 bis 100 Tagen deckt entsprechend der Ausführungen in dem Kapitel 6.8.3 den praxisrelevanten Bereich ab.

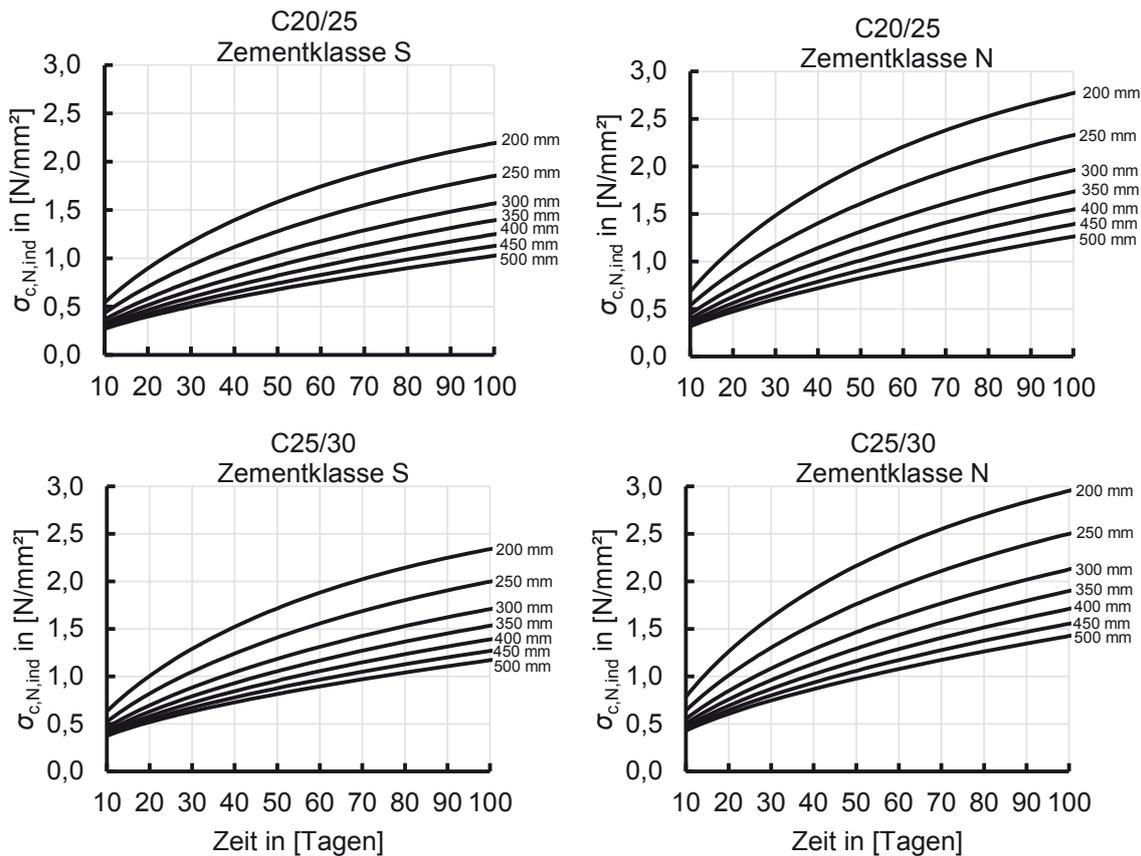


Abbildung 7.2: Zwangspannungsaufbau infolge Betonschwinden unter Berücksichtigung der viskoelastischen Betoneigenschaften nach linear elastischen Berechnungen zum Zeitpunkt t_0 ($RH = 50\%$)

Wie erläutert wird mit Ungleichung (7.1) 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 steifigkeitsherabsetzende 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 (7.2) bestimmt werden.

$$N_{\text{ind,max}} = 1,3 \cdot \left(k \cdot f_{\text{ct,eff}} - \frac{M_{\text{F,max}}}{W_c} \right) \cdot A_c \quad (7.2)$$

Gleichung (7.2) gilt mit einem Faktor von 1,3 nur für einachsige gespannte Mehrfeldplatten. Im Falle von einachsigen gespannten Einfeldplatten sollte anstelle des Faktors 1,3 der Faktor von 1,0 bei der Berechnung der Zwangnormalkraft angesetzt werden.

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 einachsigen gespannten Durchlaufplatte (vgl. Gleichung (7.3)). Die

Zwangnormalkräfte für die einzelnen Felder $N_{i,ind,max}$ sind aus dem dimensionslosen Interaktionsdiagramm (vgl. Abbildung 7.1) zu entnehmen.

$$N_{ind,max} = \max\{N_{i,ind,max}\} \quad (7.3)$$

Sind Risse mindestens in einem Feldbereich einer einachsig gespannten Durchlaufplatte zu erwarten, so kann die Zwangnormalkraft mit Hilfe von Gleichung (7.4) abgeschätzt werden.

$$N_{ind,max} = N_{1,ind,max} + \Delta F_{ind}(\infty, t_0) \leq N_{2,ind,max} \quad (7.4)$$

$N_{1,ind,max}$ 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 aus dem dimensionslosen Interaktionsdiagramm (vgl. Abbildung 7.1) zu entnehmen.

$N_{2,ind,max}$ 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 aus dem dimensionslosen Interaktionsdiagramm (vgl. Abbildung 7.1) zu entnehmen.

$\Delta F_{ind}(\infty, t_0)$ 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 (7.5) bestimmt.

$$\Delta F_{ind}(\infty, t_0) = \delta \cdot \Delta \sigma_{c,N,ind}(\infty, t_0) \cdot A_c \cdot \left[1 + \frac{A_c \cdot E_{c,eff}(\infty, t_0) \cdot \sum L_{cr}}{A_s \cdot E_s \cdot \sum L_c} \right]^{-1} \quad (7.5)$$

Der Beiwert δ berücksichtigt die Behinderung der Schwindverkürzung von Beton durch im Verbund liegende Bewehrungsstäbe, da diese im Gegensatz zu Beton keine Schwindfähigkeit aufweisen (vgl. Kapitel 6.8.5).

$$\delta = \frac{1 - \rho_s}{1 + (a_s \cdot (1 + \rho \cdot \varphi(\infty, t_0)) - 1) \cdot \rho_s} \quad (7.6)$$

ρ_s Bewehrungsgrad der im Verbund liegenden Bewehrung mit $\rho_s = A_s/A_c$, wobei A_c die Betonquerschnittsfläche und A_s die Querschnittsfläche der im Verbund liegenden Bewehrung nach Gleichung (4.1) ist.

- α_s Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_s = E_s/E_c$, 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.

Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_{c,N,ind}(\infty, t_0)$ infolge einer schrittweise zunehmenden Schwindverkürzung ergibt sich unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften aus der Differenz von der nach linear elastischen Berechnungen ermittelten Zwangspannung $\sigma_{c,N,ind}(\infty)$ (vgl. Tabelle 7-1) zum Zeitpunkt $t=\infty$ und der vor der ersten Vertikallastbeanspruchung infolge von Betonschwinden aufgebauten Zwangspannung, die ebenfalls mit Hilfe von linear elastischen Berechnungen unter Berücksichtigung von Betonkriechen ermittelt werden kann (vgl. Abbildung 7.2).

Tabelle 7-1: Maximale Zwangspannung infolge von Betonschwinden unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften nach 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	3,23 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 (7.7)).

$$E_{c,eff}(\infty, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.7)$$

$\sum L_{cr}$ 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 Zwangsspannung Risse zu erwarten sind. Dementsprechend ist $\sum L_c$ die Summe der Längen von Deckenfeldern, die nach der ersten Vertikallastbeanspruchung im Feldbereich ungerissen bleiben.

8 Anwendungsbeispiel

Anhand eines Beispiels wird das Vorgehen zur Ermittlung der Zwangnormalkraft mit Hilfe des im Rahmen dieses Forschungsprojektes entwickelten Näherungsverfahrens demonstriert. Die Ergebnisse des Näherungsverfahrens werden den aktuellen Normregelungen gegenübergestellt. Anschließend wird die Beispieldecke zur Kontrolle anhand einer nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung unter einer kombinierten Beanspruchung aus Zwang und Last unter Berücksichtigung viskoelastischer Betoneigenschaften berechnet.

Es handelt sich um eine 25 cm starke und insgesamt 20 Meter lange einachsig gespannte Stahlbetonhochbaudeckenplatte, die sich zwischen zwei Aussteifungselementen befindet, sodass von einer horizontal unverschieblichen Lagerung ausgegangen werden kann, die die Schwindverkürzung der Deckenplatte 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 erst nach 30 Tagen entfernt werden. Abbildung 8.1 stellt das statische System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und den Verlauf der Biegemomente unter quasi-ständiger Last dar.

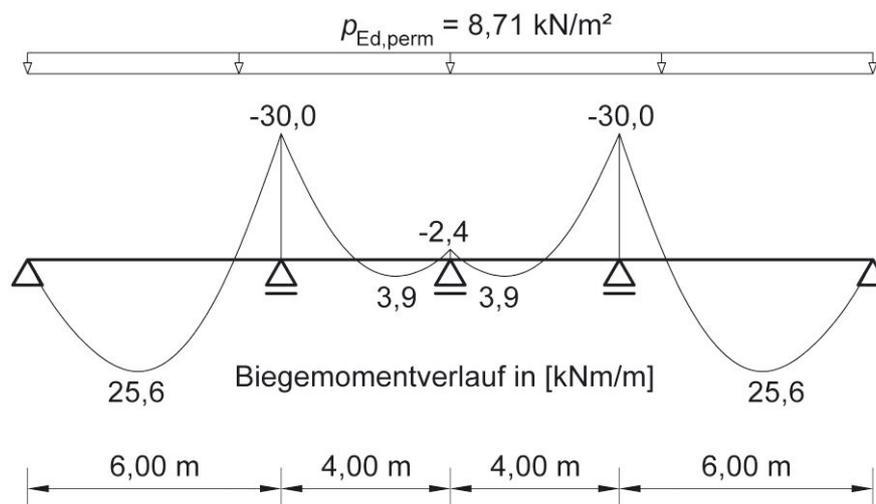


Abbildung 8.1: Statisches System der einachsig gespannten Stahlbetondecke und Verlauf der Biegemomente unter quasi-ständiger Last

8.1 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung nach (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 davon ausgegangen werden, dass eine Behinderung der Verformung in der früheren Phase der Bauwerkserstellung weniger ausgeprägt auftritt, da einerseits die Querschnittsabmessungen verhältnismäßig gering sind und andererseits die Schalung keinen entscheidenden Verformungswiderstand liefert. Zudem darf angenommen werden, dass Deckenplatten bei 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 erfolgen muss.

Nach den 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 $\emptyset 10/10$ in der oberen und unteren Lage.

8.2 Rissbreitenbegrenzende Bewehrung 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 Kapitel 7 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 Lastbeanspruchung aufgebaut wurde, ($\sigma_{c,N,ind}(30d) = 1,30 \text{ N/mm}^2$) aus Abbildung 7.2 abgelesen.

$$M_{cr} = \left(0,8 \cdot 3,0 - \frac{1,30}{1,3}\right) \cdot 0,01041\bar{6} = 0,01458 \text{ MNm/m}$$

Somit sind Risse nach dem Ausschalen der Decke in beiden Endfeldern zu erwarten (vgl. Abbildung 8.1).

Aus Abbildung 7.1 erhält man mit

$$\mu = \frac{25/128 \cdot 6,0^2 \cdot 0,00871}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 0,41$$

und

$$\mu = \frac{5/24 \cdot 4,0^2 \cdot 0,00871}{1,0 \cdot 0,25^2 \cdot 0,8 \cdot 3,0} = 0,19$$

die Zwangbeanspruchung für das Endfeld

$$N_{1,ind,max} = 0,49 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,249 \text{ MN/m}$$

und für das Innenfeld

$$N_{2,ind,max} = 0,77 \cdot 1,0 \cdot 0,25 \cdot 0,8 \cdot 3,0 = 0,462 \text{ MN/m}$$

Mit Gleichung (7.5) 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 bei der ersten Vertikallastbeanspruchung in Tagen
$\varphi(\infty, 30d)$	= 2,5	gemäß (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA) für $RH = 50\%$; CEM 42,5 N; $h_0 = 250$ mm
$E_{c,eff}(\infty, 30d)$	= 8857 N/mm ²	gemäß Gleichung (7.7)
ρ_s	= 6,32 ‰	mit $\sum A_s = 15,8$ cm ² /m (geschätzt; Mindestbewehrung gemäß (DIN EN 1992-1-1) mit (DIN EN 1992-1-1/NA) und (DIN EN 1992-1-1/NA/A1), Kap.7.3.2)
δ	= 0,89	mit $\rho = 0,8$
$\Delta\sigma_{c,N,ind}(\infty, t_0)$	= 2,79 N/mm ²	mit $\sigma_{c,N,ind}(\infty) = 4,09$ N/mm ² (vgl. Tabelle 7-1) und $\sigma_{c,N,ind}(30d) = 1,30$ N/mm ² (vgl. Abbildung 7.2)

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

Die Gesamtzugkraft infolge Zwang ergibt sich somit gemäß Gleichung (7.4) zu:

$$N_{ind,max} = 0,249 + 0,054 = 0,303 \text{ MN/m} \leq 0,462 \text{ MN/m}$$

Mit den bekannten Schnittgrößen (N und M) lassen sich die Stahlspannungen ermitteln und es lässt sich unter Berücksichtigung der zulässigen Betonstahlspannung ($\sigma_{s,lim} = 379$ N/mm²) zur Begrenzung der Rissbreite die erforderliche Bewehrung bestimmen. In Abbildung 8.2 ist das Ergebnis der Bewehrungsermittlung in Form einer Bewehrungsskizze zusammenfassend dargestellt.

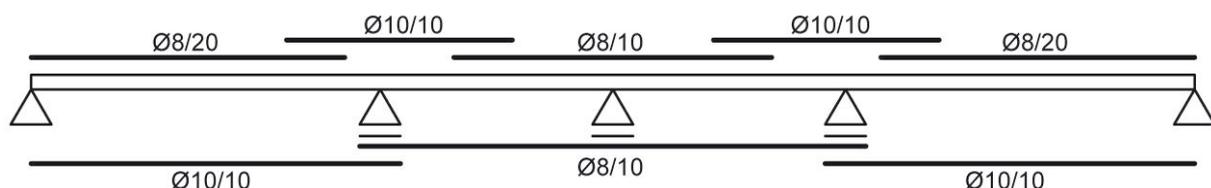


Abbildung 8.2: Bewehrungsskizze der erforderlichen Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei Überlagerung der Beanspruchungen aus Zwang und äußerer Last

Es ist zu erkennen, dass die Bewehrung in der Biegezugzone bei den Deckenabschnitten mit der maßgebenden Biegebeanspruchung unverändert bleibt. Dies ist dadurch bedingt, dass die risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung grundsätzlich erforderlich ist, 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, so ist es auch möglich, dass die risskraftbasierend ermittelte Mindestbewehrung zu erhöhen ist, um die bereits infolge der ersten Vertikallastbeanspruchung entstandenen Risse auf unbedenkliche Breiten im fortgeschrittenen Betonalter zu begrenzen. In der Biegedruckzone und in den Deckenabschnitten mit geringen Biegebeanspruchungen kann die Bewehrung erheblich reduziert werden, sodass sich im dargestellten Anwendungsbeispiel eine Ersparnis der Bewehrungsmenge von ca. 20 % ergibt.

8.3 Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung

Zum Vergleich wird für die Deckenplatte eine nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung durchgeführt. Die Materialeigenschaften werden gemäß Tabelle 6-4 gewählt.

Abbildung 8.3 zeigt links 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 eintreten, die zu einer Reduktion der Dehnsteifigkeit und als Folge dessen zu einer Reduktion der Zwangkraft führen. Unter der konstant wirkenden Vertikallast steigt die Zwangkraft infolge von Schwinden erneut an und erreicht einen Wert von 281 kN/m. Das Näherungsverfahren mit dem Wert von 303 kN/m überschätzt somit die Zwangkraft um ca. 8%. Bedenkt man, dass die Vorhersagemodelle für Kriechen und Schwinden mit einer Genauigkeit von $\pm 30\%$ behaftet sind, so lässt sich sagen, dass die anhand des Näherungsverfahrens ermittelte Zwangkraft mit der in einer räumlichen nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnung ermittelten Zwangkraft eine gute Übereinstimmung aufweist.

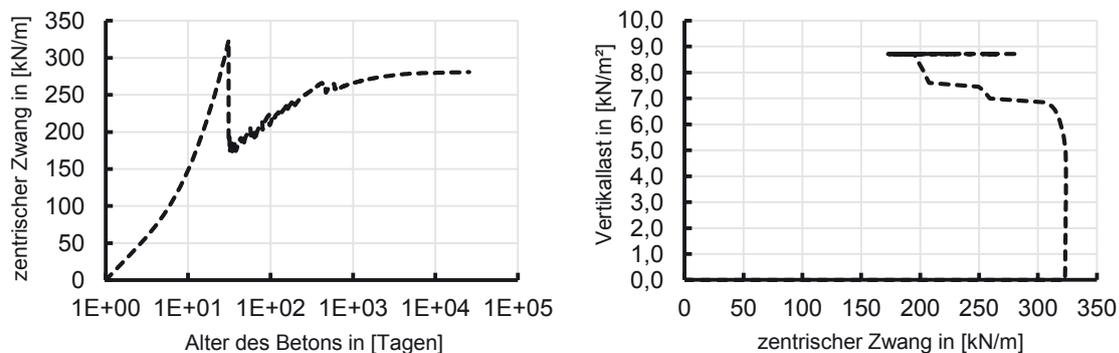


Abbildung 8.3: Entwicklung der Zwangnormalkraft im Laufe der Zeit infolge von Betonschwinden (links), Beziehung der Zwangnormalkraft zur Vertikallastbeanspruchung (rechts), (nichtlineare FEM-Berechnung)

Die maximale Breite der Risse auf Höhe der Biegezugbewehrung beträgt 0,34 mm. Abbildung 8.4 zeigt das Rissbild der einachsig gespannten Stahlbetondecke unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und dem zentralen Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$.



Abbildung 8.4: Rissbild unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden zum Zeitpunkt $t = \infty$ (nichtlineare FEM-Berechnung)

9 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des Forschungsprojektes, gefördert von der Bundesinitiative „Zukunft Bau“ des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR), wurde die Frage nach einer ressourcenschonenden Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbaudecken unter der kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang experimentell und theoretisch 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 exakt vorhersagen. Dies spiegelt sich in der großen Zahl der an Bauwerken auftretenden Schäden wider, die durch Fehleinschätzungen der auftretenden Zwangbeanspruchungen verursacht wurden. Eine realistische Vorhersage der Rissbreite ist nur mit einer sorgfältigen Ermittlung der im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu erwartenden Schnittgrößen im Zusammenhang mit einer möglichst genauen Beschreibung von Rissbildungsmechanismen möglich.

Der nach heute geltenden 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 Rissbreite bei einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unwirtschaftliche Bewehrungsmengen. Zudem kann die Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite bei einachsig gespannten Durchlaufplatten mit feldweise sehr unterschiedlichen Stützweiten auch auf der unsicheren Seite liegen.

Zur Vermeidung sehr unwirtschaftlicher Bewehrungsquerschnitte zur Begrenzung der Rissbreiten in sehr dicken Bauteilen wurde in jüngster Vergangenheit intensiv an neuen Nachweiskonzepten geforscht. Obwohl Stahlbetondeckenplatten üblicherweise als schlanke Bauteile anzusehen sind, führen Bewehrungsquerschnitte, die für zentrischen Zwang und eine Zugfestigkeit von $f_{ct,eff}$ ermittelt werden, aufgrund der Tatsache, dass Decken den Massenverbrauch in den Tragwerken von Hochbauten dominieren zu einer erheblichen Ressourcenverschwendung und zu einer unnötig hohen Belastung der Umwelt.

Zur experimentellen Erforschung des Verhaltens von einachsig gespannten Stahlbetonhochbaudecken unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang wurden 39 Bauteilversuche als Kurzzeitversuche und teilweise als Dauerstandversuche durchgeführt.

Im Rahmen der Kurzzeitversuche wurde ein signifikanter Unterschied zwischen zentrischem Zwang infolge von Betonschwinden und der Zugkraftbeanspruchung, die den zentrischen Zwang bei diesen Bauteilversuchen simulierte, festgestellt. Dieser Unterschied beruht darauf, dass im Verbund liegende Bewehrungsstäbe dem Verformungsbestreben infolge 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. Bei den Kurzzeitversuchen wurde der zentrische Zwang durch eine wegkontrollierte Zugkraft simuliert, sodass der gesamte Verbundquerschnitt (Beton und Bewehrung) auf Zug beansprucht wurde.

Im Rahmen der Dauerstandversuche wurden die Auswirkungen der zeitabhängigen Effekte (Kriechen) auf die Rissbreiten und die Vertikalverformung mit den über einen längeren Zeitraum „festgesetzten“ Vertikallasten und die Wechselwirkung von Schwind- und

Kriechprozessen des Betons mit Hilfe des dafür konzipierten Zwangrahmens experimentell untersucht.

Die aus den Bauteilversuchen gewonnenen Ergebnisse bilden eine solide Grundlage für die Validierung der nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen, die für die theoretischen Untersuchungen eingesetzt wurden. 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.

In der Finite-Elemente-Parameterstudie wurden die Erkenntnisse weiter ausgeweitet. Mit der Studie wurde der Einfluss der Bewehrung, der Betonfestigkeitsklasse und des statischen Systems auf den zentrischen Zwang infolge von Schwinden des Betons unter der kombinierten Beanspruchung bei einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten untersucht. Die untergeordnete Bedeutung des Kriechens bei gerissenen Deckenplatten und die untergeordnete Bedeutung der Stabdurchmesser der Bewehrung für den zentrischen Zwang wurden mit der Parameterstudie belegt. Durch Einführung von bezogenen Schnittgrößen konnte die Zwangnormalkraftbeanspruchung bei einachsig gespannten Einfeldplatten in Abhängigkeit von wenigen Parametern – nämlich vom statischen System und von der Vertikallastbeanspruchung – dargestellt werden. Auf der Grundlage eines Feder-Systems 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.

Das im Rahmen dieses Forschungsprojektes 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 risskraftbasierenden Berechnungsansatz und ermöglicht mit ausreichender Genauigkeit die Bestimmung der Zwangbeanspruchung infolge einer behinderten Schwindverkürzung für einachsig gespannte Stahlbetondeckenplatten mit feldweise beliebigen Stützenweiten unter einer kombinierten Beanspruchung.

Zentrischer Zwang infolge einer Temperatureinwirkung kommt bei Deckenplatten des üblichen Hochbaus während der Nutzung kaum vor. Aufgrund der untergeordneten Bedeutung der viskoelastischen Betoneigenschaften für zentrischen Zwang bei einachsig gespannten Stahlbetondecken, die sich im Zustand II befinden, deckt die Deckenbemessung für die anhand des vorgestellten Näherungsverfahrens ermittelten Schnittgrößen auch die Bemessungssituation einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang infolge einer konstanten Temperaturänderung ab.

Die Ziele des Forschungsprojektes wurden mit der Erstellung des 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.

Der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens 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 unberücksichtigt bleibt. Dementsprechend sind weitere Untersuchungen der Auswirkungen eines zweiachsigen

Lastabtrages von Hochbaudecken auf die zentrischen Zwangkräfte wünschenswert. Die im Rahmen der Parameterstudie durchgeführten nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen ergaben in einigen Fällen sehr große Durchbiegungen der einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten unter der kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang. Zur Klärung der Problematik der „Vertikalverformung von Deckenplatten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Last und zentrischem Zwang“ ist dringend erforderlich weitere Forschung.

10 Literatur

- 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, John Wiley & Sons, 1988.
- 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 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.
- DBV-Merkblatt 2013.06** Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.: *DBV-Merkblatt: Betonschalungen und Ausschalfristen*, 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** Deutsches Institut für Normung e.V., DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Berlin, Beuth Verlag GmbH.

- 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, 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, 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- Trost 1967** Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, in: *Beton- und Stahlbetonbau* 62, 1967, 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

Im Anhang A sind die Verläufe der Biegemomente infolge Einzellasten (Prüflasten) und infolge Linienlasten dargestellt. Die Biegemomente wurden anhand der linear-elastischen Berechnungen ermittelt.

Das Eigengewicht der Plattenstreifen wurde mit der Wichte von 25 kN/m³ berücksichtigt.

Das Rissmoment wurde gemäß (*DAfStb Heft 525*) wie folgt berechnet.

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = 2,2 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,2^2}{6} \cdot 10^3 = 5,9 \text{ kNm}$$

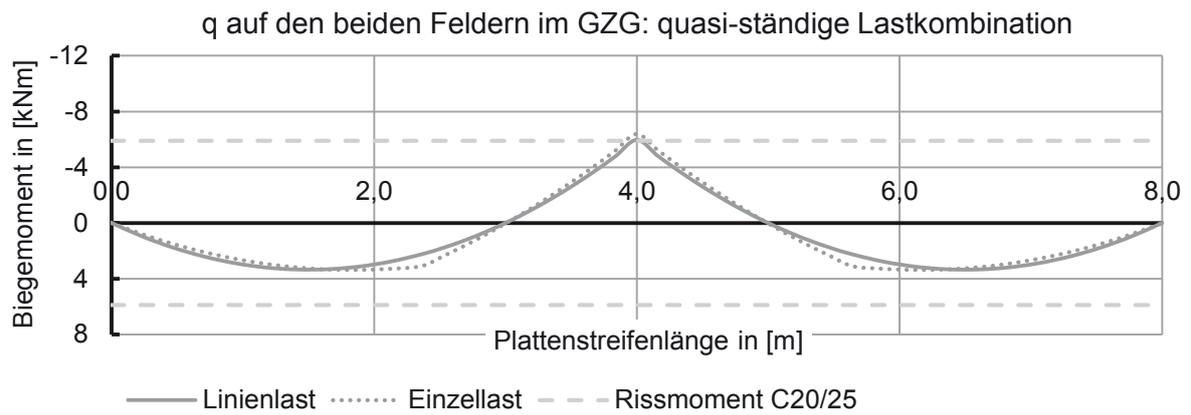
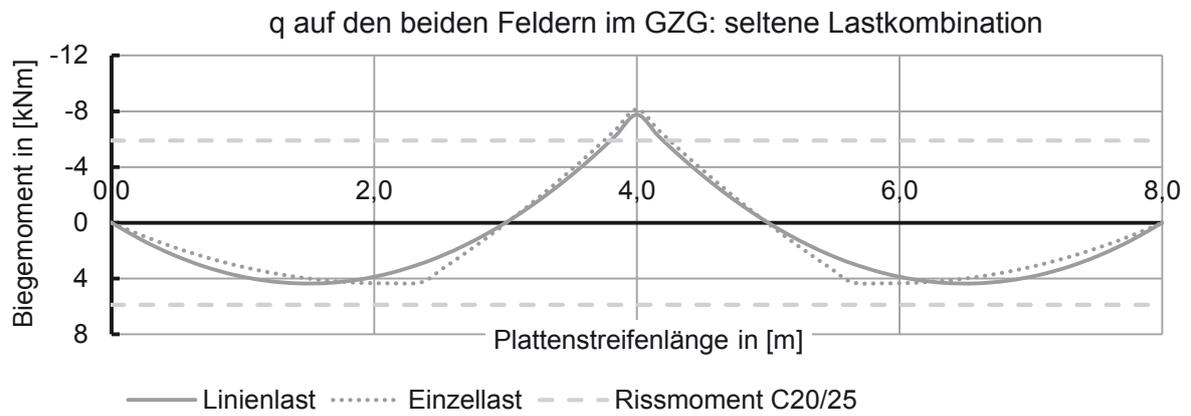
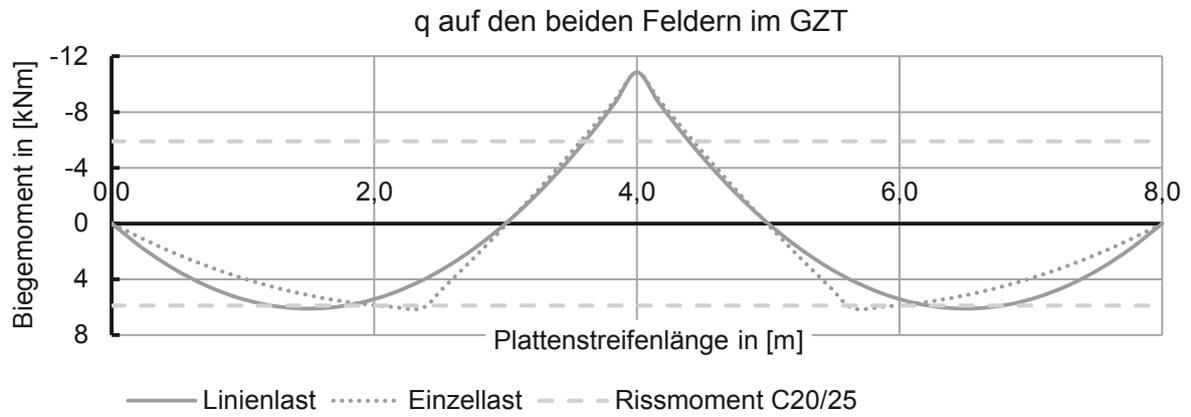
bzw.

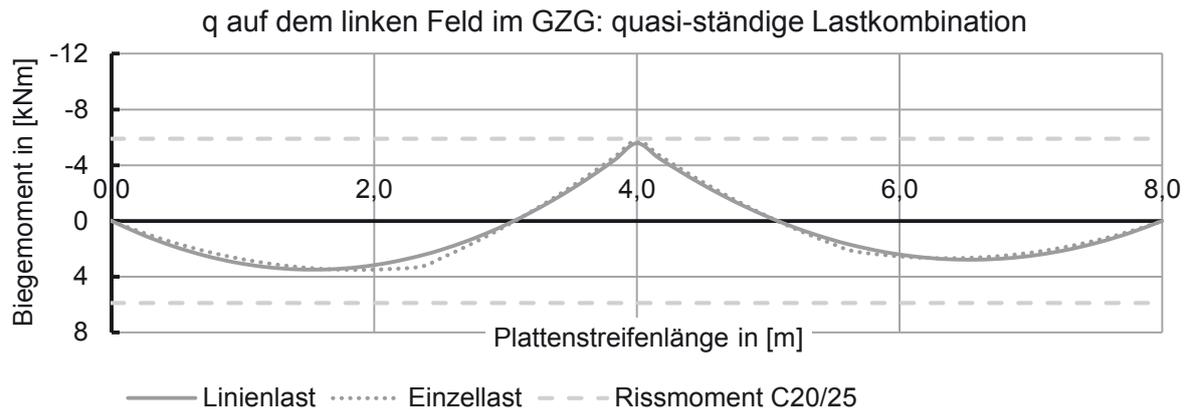
$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = 3,5 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,2^2}{6} \cdot 10^3 = 9,3 \text{ kNm}$$

Da die Verläufe der Biegemomente für die Festlegung der Einzellasten (Prüflasten) im Rahmen der Versuchsplanung betrachtet wurden, wurde bei der Berechnung der Rissmomenten die mittlere zentrische Betonzugfestigkeit gemäß (*DIN EN 1992-1-1*) berücksichtigt.

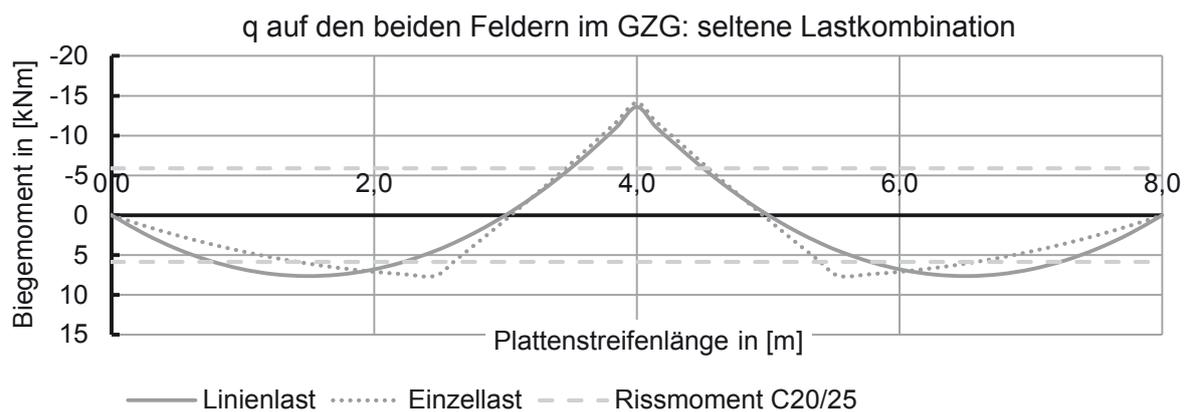
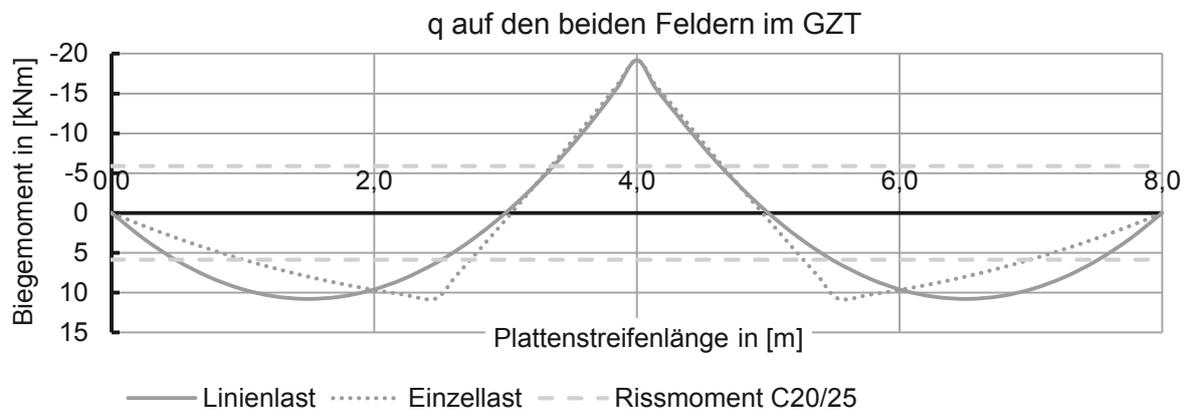
Gegenüberstellung der Verläufe der Biegemomente für Versuchsserie 1

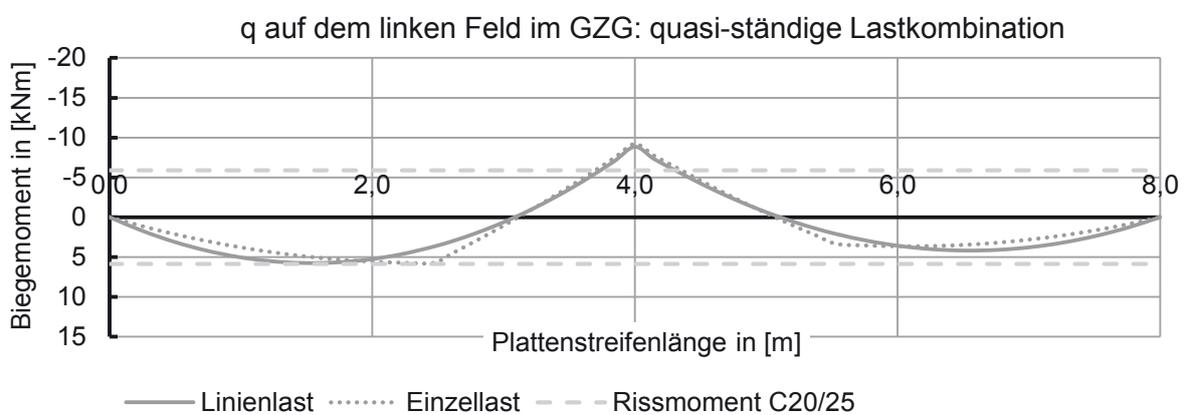
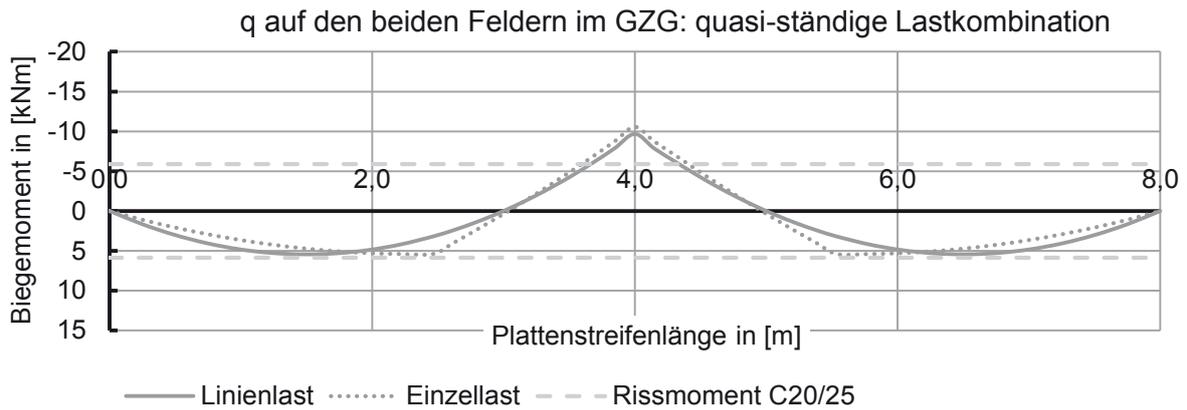
Belastung $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$



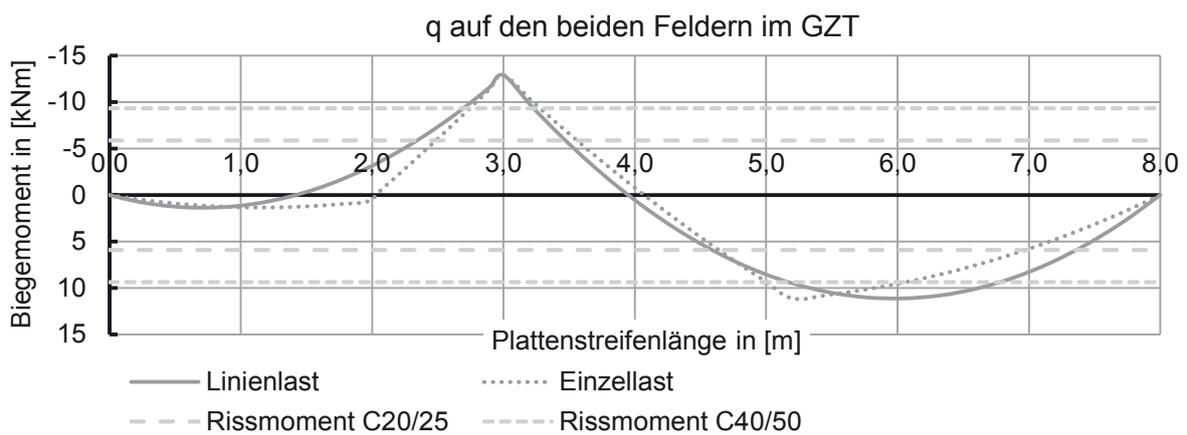


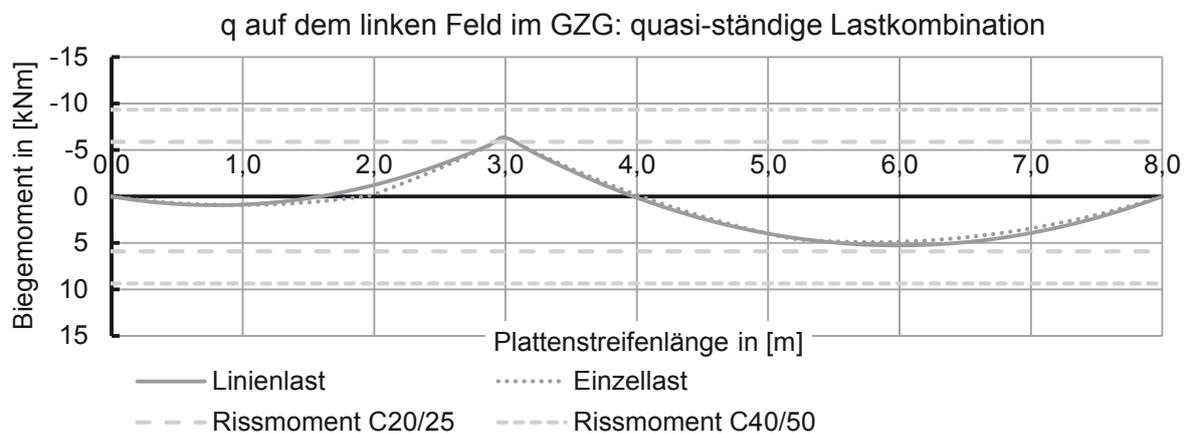
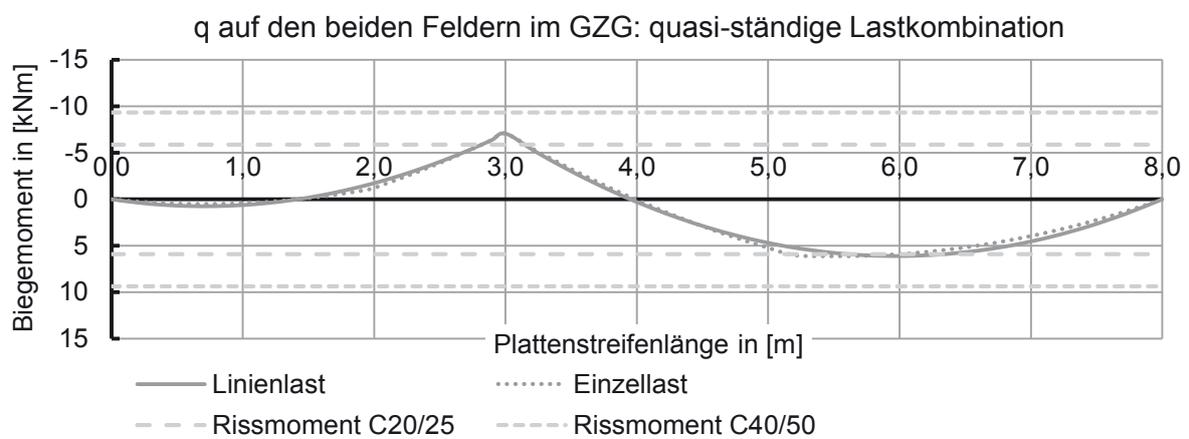
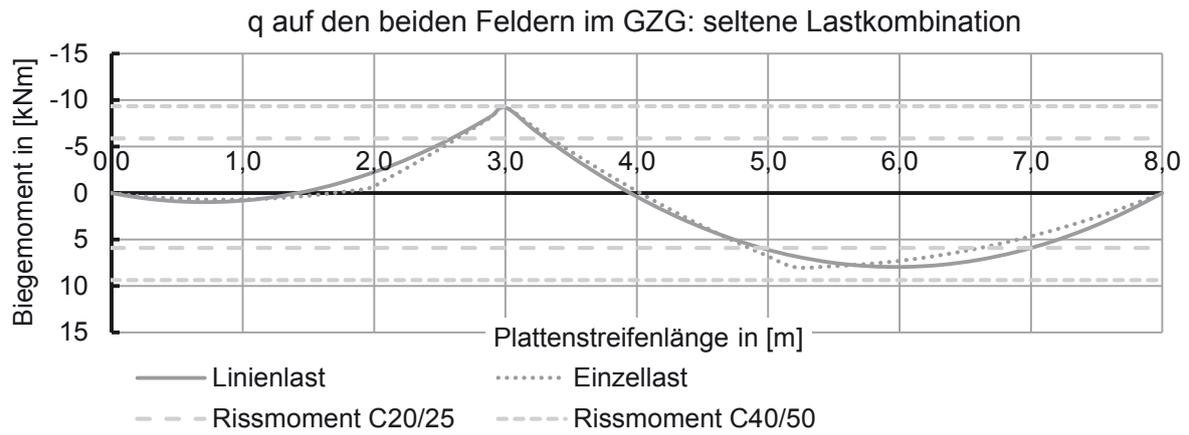
Belastung $\Delta g_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$

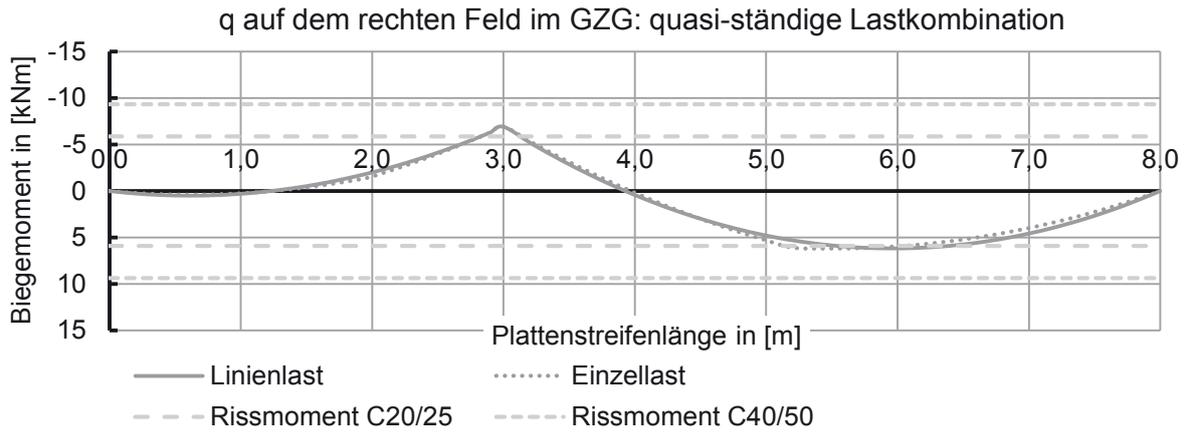




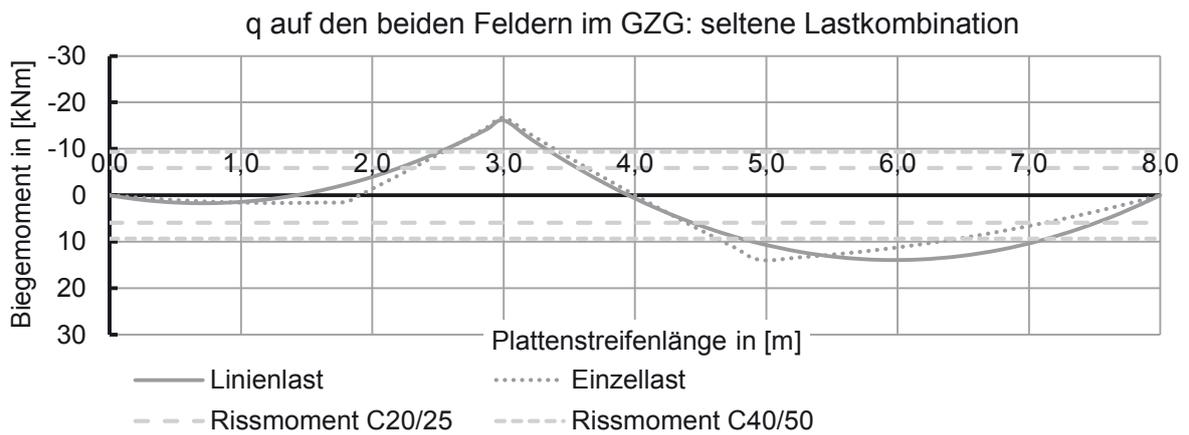
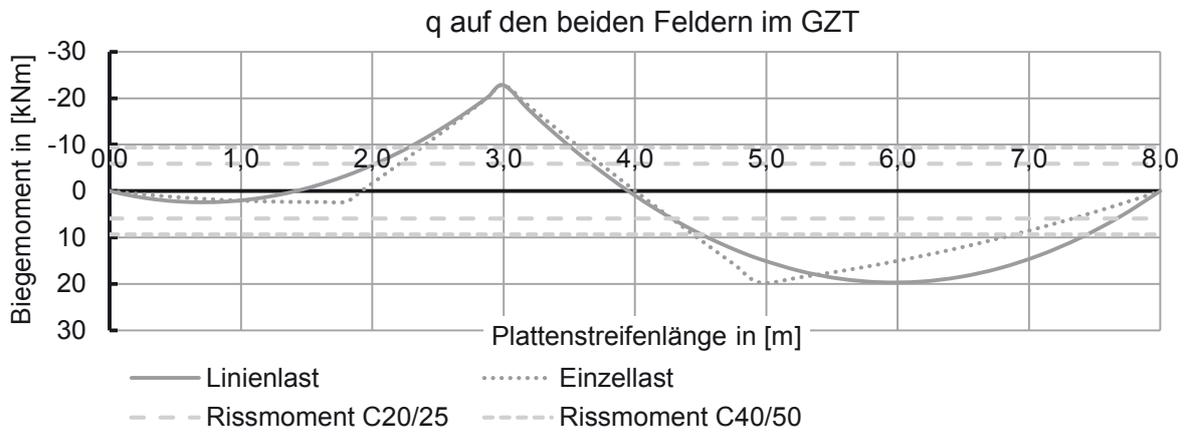
Gegenüberstellung der Verläufe der Biegemomente für Versuchsserie 2 bzw. 3
Belastung $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$

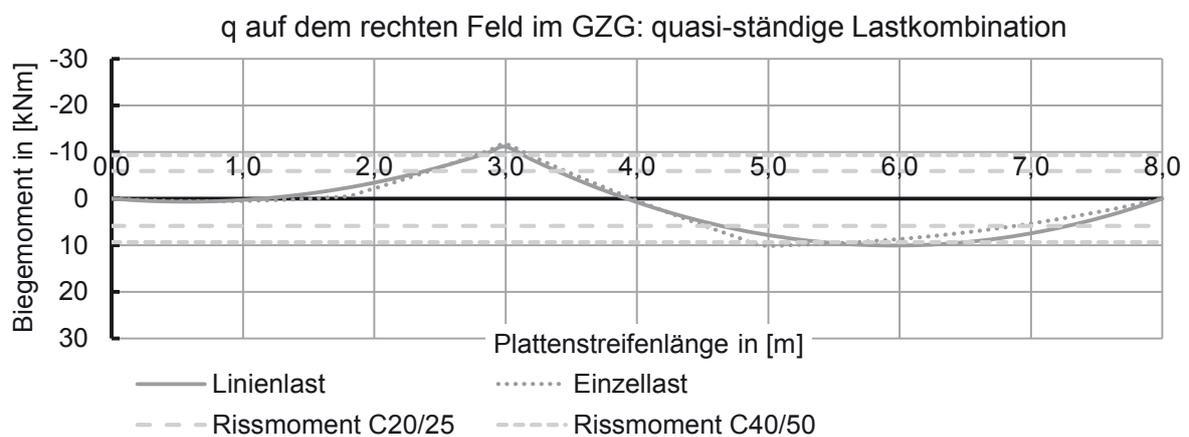
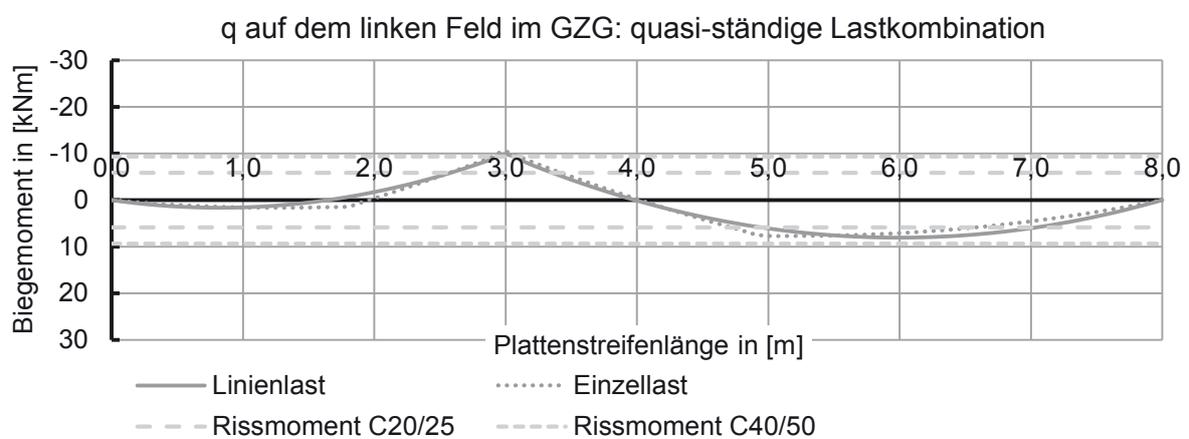
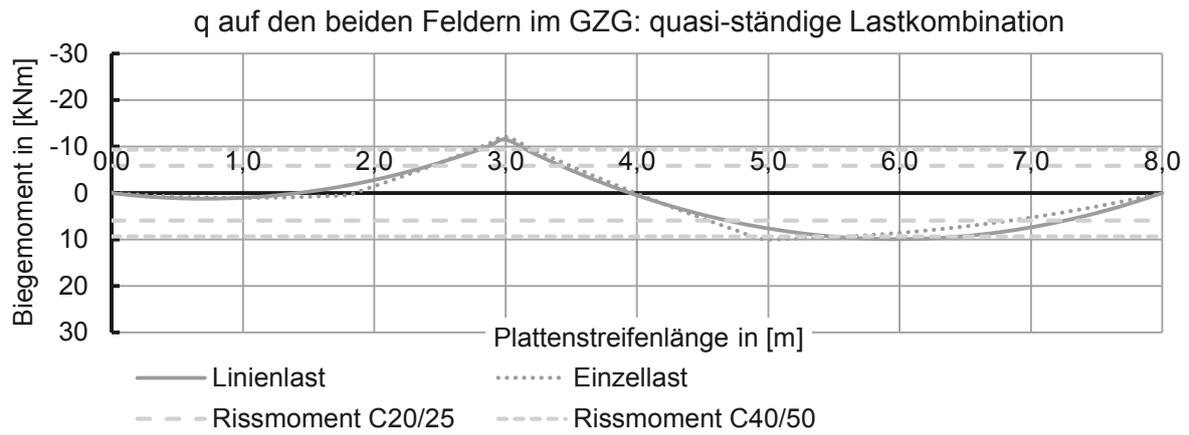






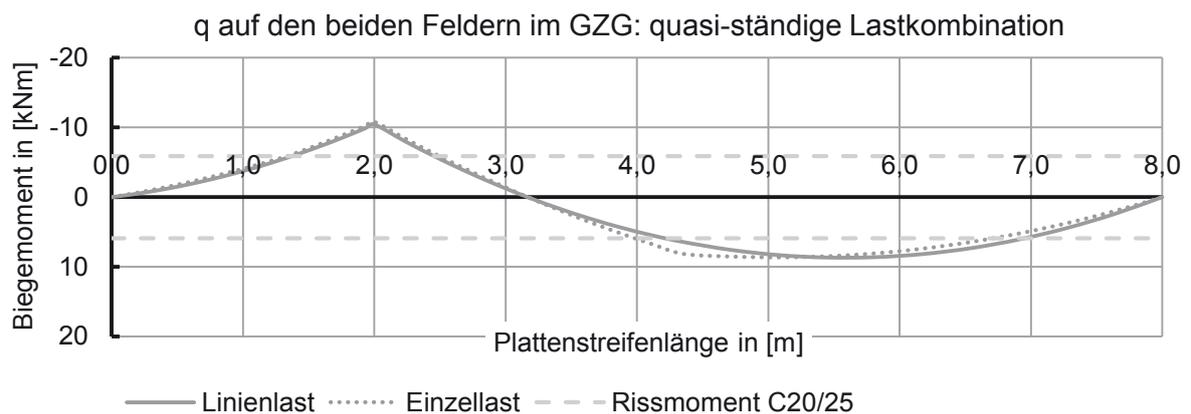
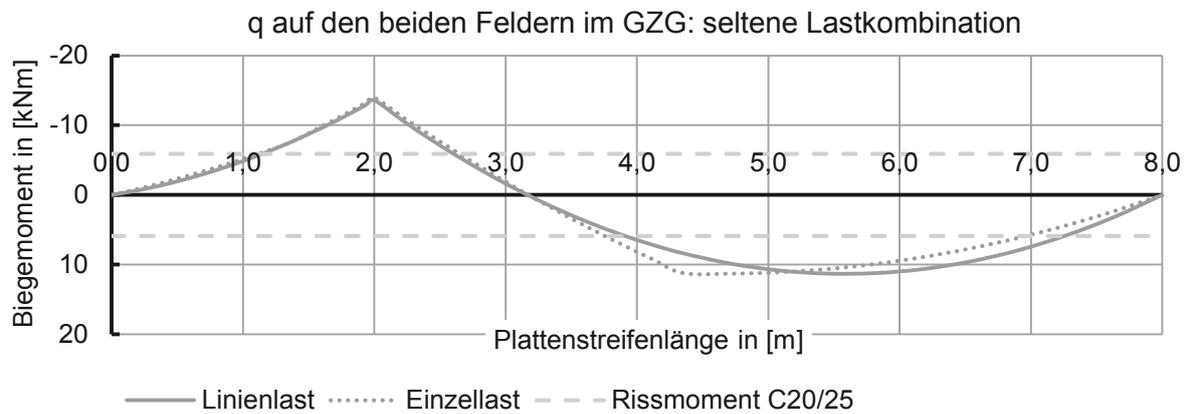
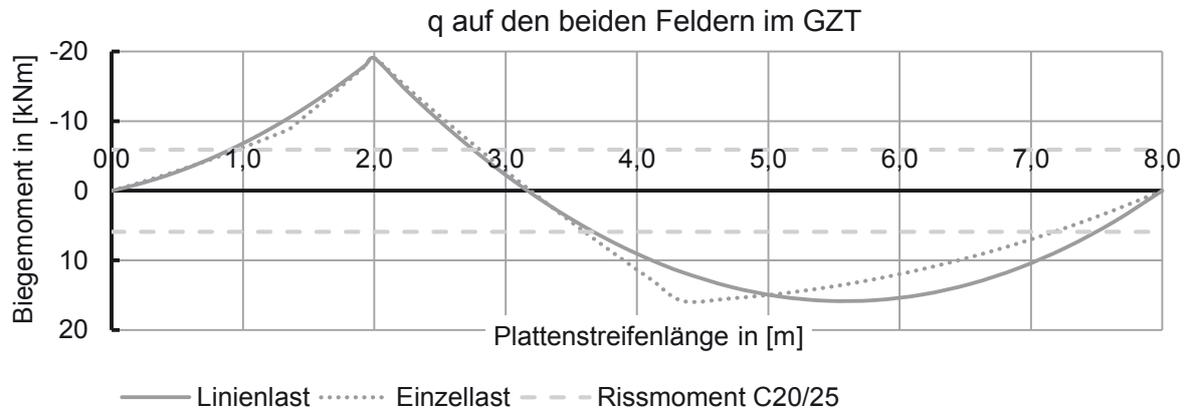
Belastung $\Delta g_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$

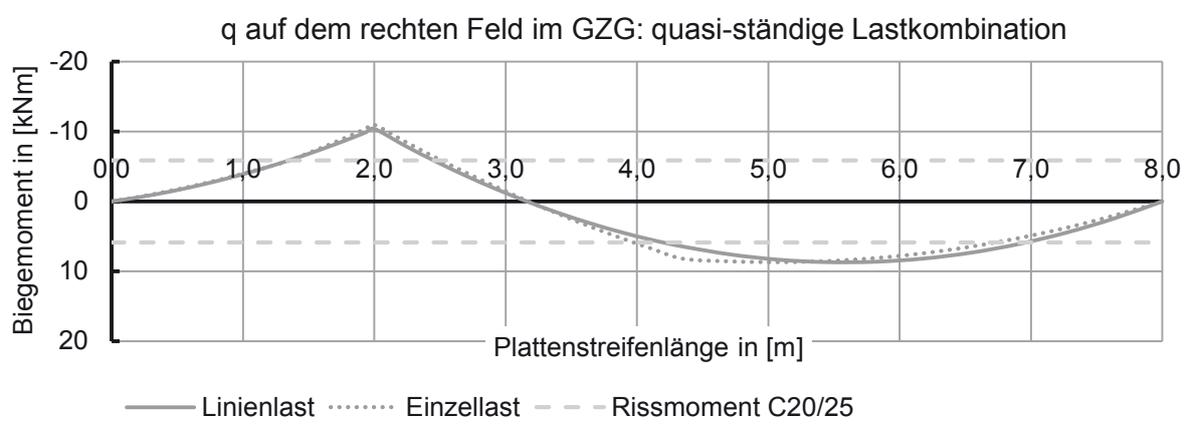
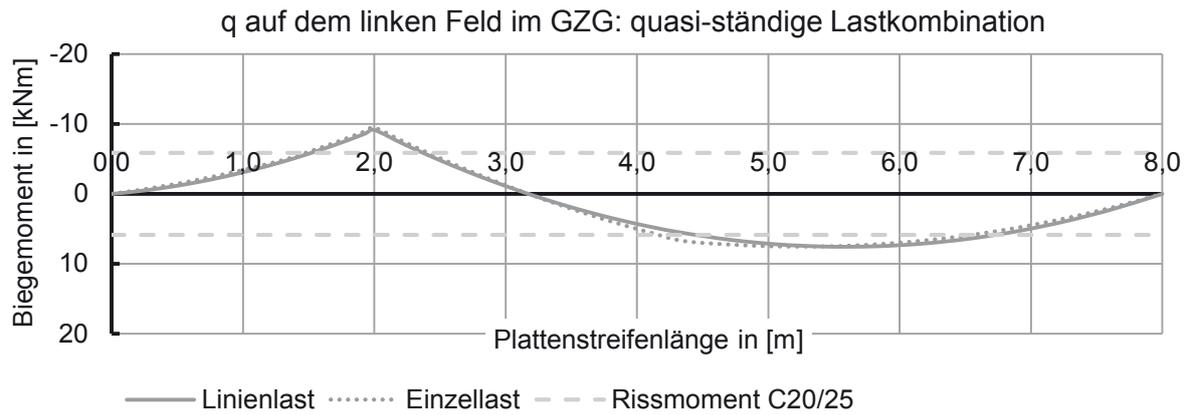




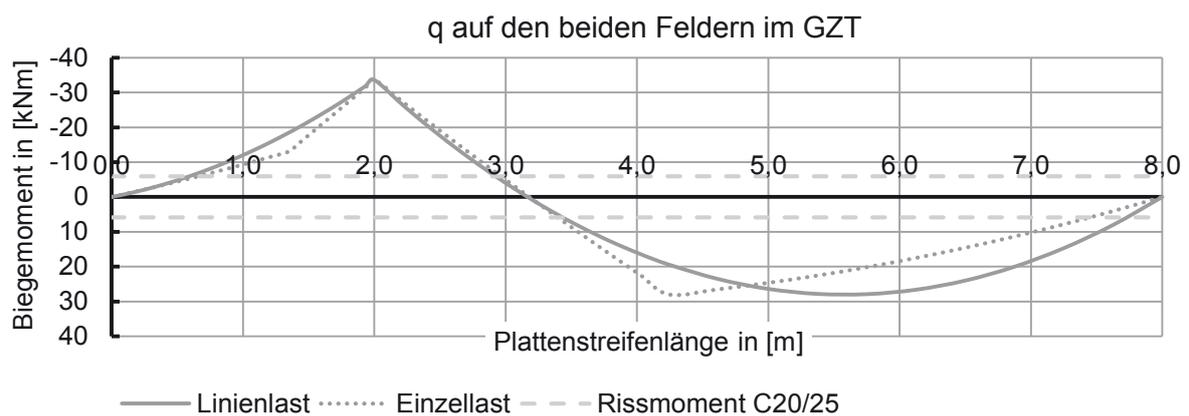
Gegenüberstellung der Verläufe der Biegemomente für Versuchsserie 4

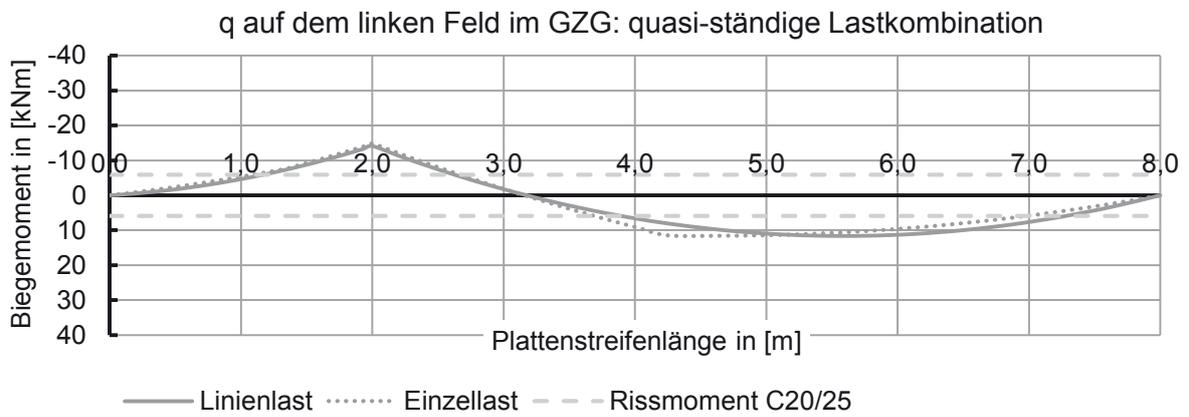
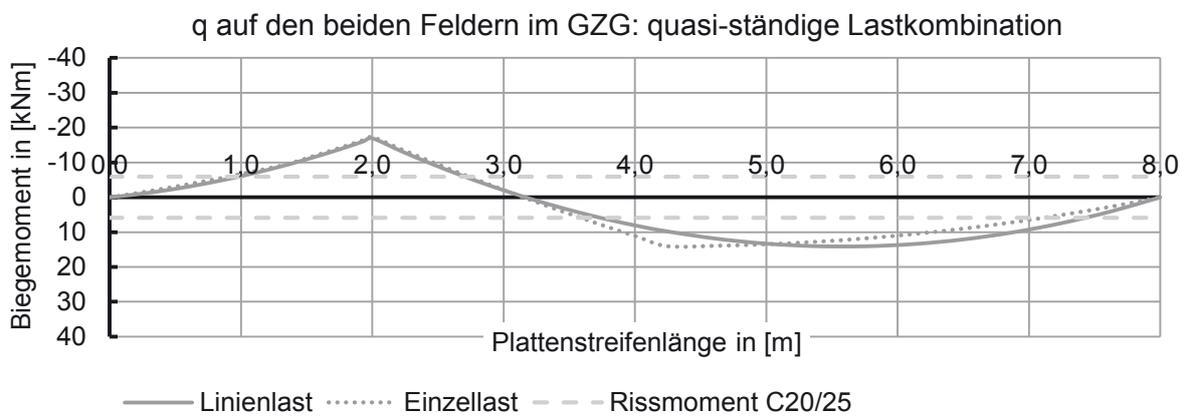
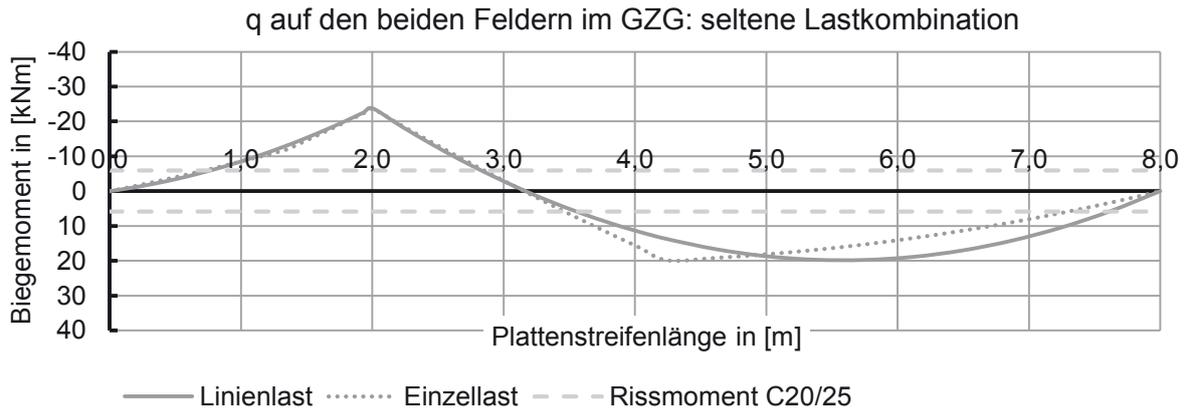
Belastung $\Delta g_k = 1,50 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 3,20 \text{ kN/m}^2$

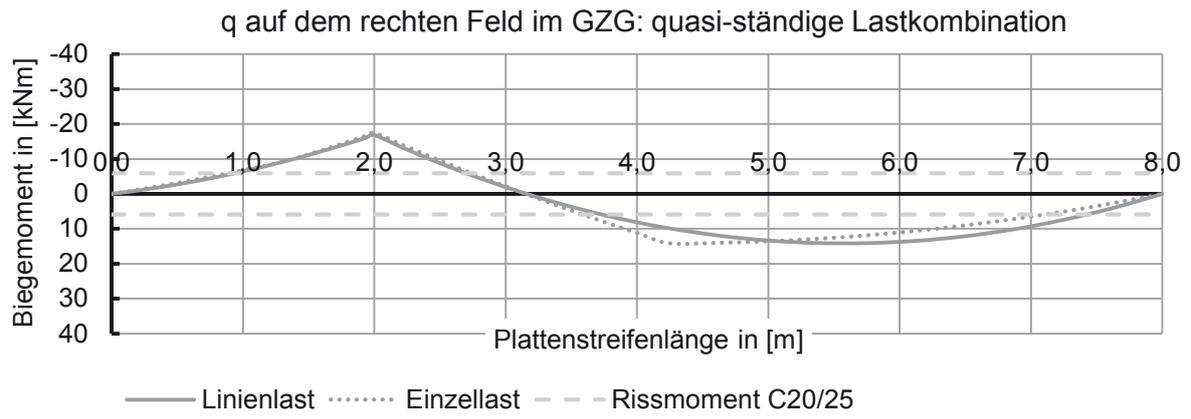




Belastung $\Delta g_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 7,00 \text{ kN/m}^2$







Anhang B

In dem Anhang B sind alle Pläne und Übersichten der durchgeführten Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ zusammengefasst.

Es werden folgende Pläne dokumentiert:

- Übersicht der Versuchslasten
- Schal- und Bewehrungspläne
- Pläne der Messtechnik

Übersicht der Versuchslasten bei den Kurzzeitversuchen

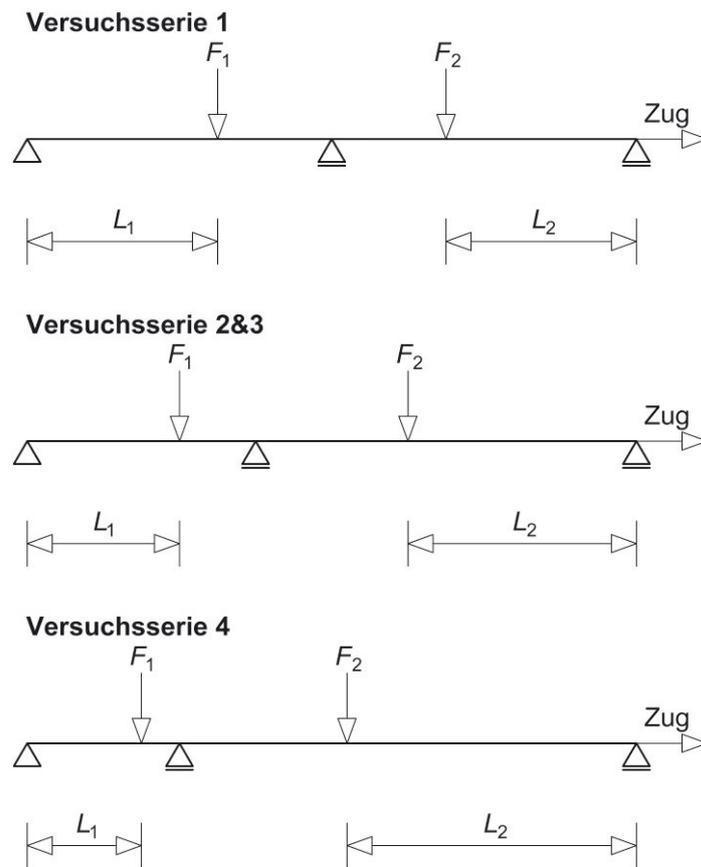
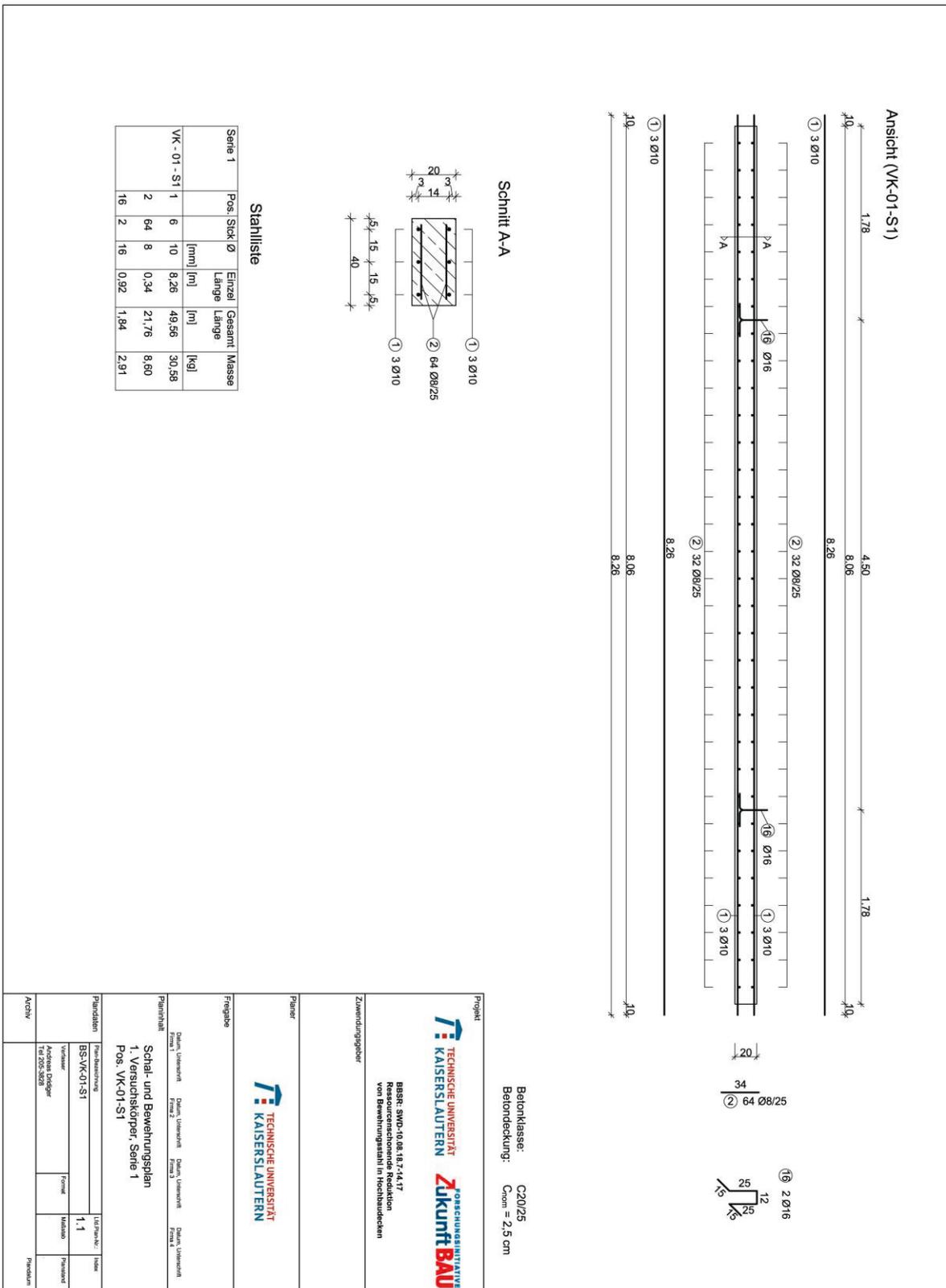


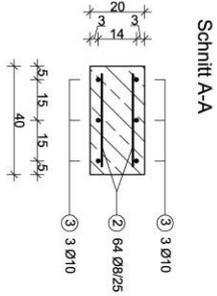
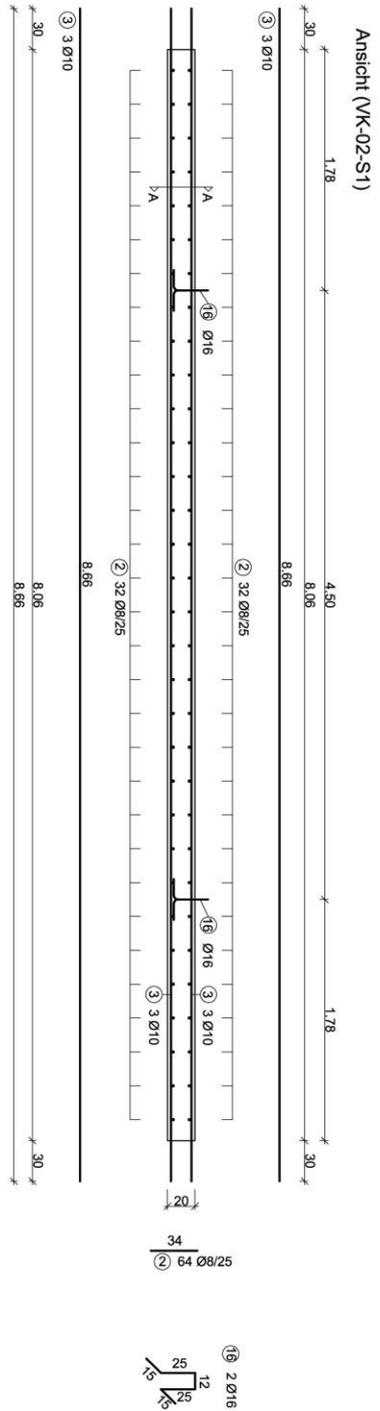
Abbildung B-1: Statische Systeme der Versuchsplattenstreifen im Rahmen der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“

Tabelle B-1: Zusammenstellung der im Rahmen der „Kurzzeitversuche“ aufgetragenen Belastung

Versuch	Lage der vertikalen Prüflasten		vertikale Prüflast										Zugbeanspruchung			
			$p_{d,perm}$					$p_{d,char}$					p_{Ed}		vor $p_{d,perm}$	nach $p_{d,perm}$
			q_k const.		q_k feldweise			q_k const.		q_k const.			ϵ_0 [%]	ϵ [%]		
L_1 [m]	L_2 [m]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	Feld 1	Feld 2	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]	F_1 [kN]	F_2 [kN]			
VK-01-S1	2,36	2,36	3,10	3,10	2,91	1,75	1,75	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	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	5,56	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	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	5,56	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	5,10	5,65	10,50	9,90	-	-		
VK-02-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	5,10	5,65	10,50	9,90	-	0,485		
VK-03-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,00	9,46	12,86	15,26	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	5,10	5,65	10,50	9,90	0,025	0,460		
VK-05-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,00	9,46	12,86	15,26	19,17	23,24	0,025	0,460		
VK-06-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,00	9,46	12,86	15,26	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	5,10	5,65	10,50	9,90	-	0,485		
VK-08-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	5,10	5,65	10,50	9,90	0,485	-		
VK-09-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	5,10	5,65	10,50	9,90	-	0,485		
VK-10-S2	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	5,10	5,65	10,50	9,90	-	0,485		
VK-11-S2	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,00	9,46	12,86	15,26	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	5,10	5,65	10,50	9,90	-	-		
VK-02-S3	1,97	2,80	2,25	3,10	3,00	1,60	1,60	3,10	5,10	5,65	10,50	9,90	-	0,437		
VK-03-S3	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,00	9,46	12,86	15,26	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	5,10	5,65	10,50	9,90	-	0,485		
VK-05-S3	1,80	3,05	7,70	9,56	7,54	6,70	6,00	9,46	12,86	15,26	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	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	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	7,00	18,66	20,00	28,91	-	0,485		

Schal- und Bewehrungspläne der Bauteile im Rahmen der Kurzzeitversuche





Stahlliste

Serie 1	Pos	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
			[mm]	[m]	[m]	[kg]
VK - 02 - S1	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	6	10	8,66	51,96	32,06
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

Zuwendungsgeber
 BBSR SMD 4046 16.7.44.7
 Realisierung der Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Planer
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

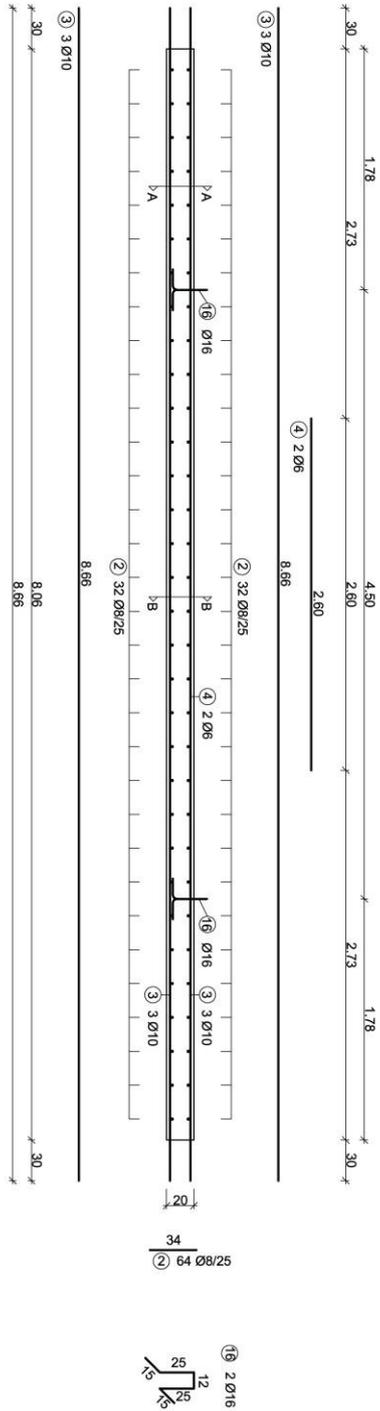
Fregabe
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität

Planinhalt
 Schell- und Bewehrungsplan
 2. Versuchskörper, Serie 1
 Pos. VK-02-S1

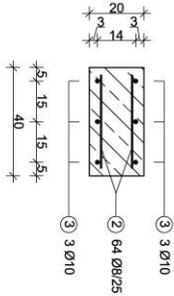
Planlagen
 Planübersicht: 12
 Plan: 12

Archiv
 Verantwortl. Archivar: Andreus Döding (14.02.2020)
 Freigegeben: Freigegeben
 Modifiziert: Modifiziert
 Freigegeben: Freigegeben

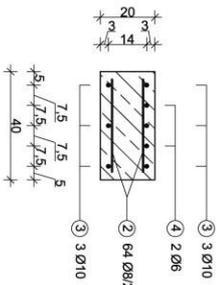
Ansicht (VK-03-S1)



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Stahlstabe

Serie 1	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
				[mm]	[m]	[kg]
VK-03-S1	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	6	10	8,66	51,96	32,06
	4	2	6	2,60	5,20	1,15
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN** **FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU**

BRB: SMD-04.06.16.7.44.7
 Rechnerische Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken

Zuwendungsgeber: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

Planer: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

Freigeabe

Planung: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

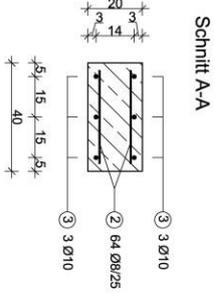
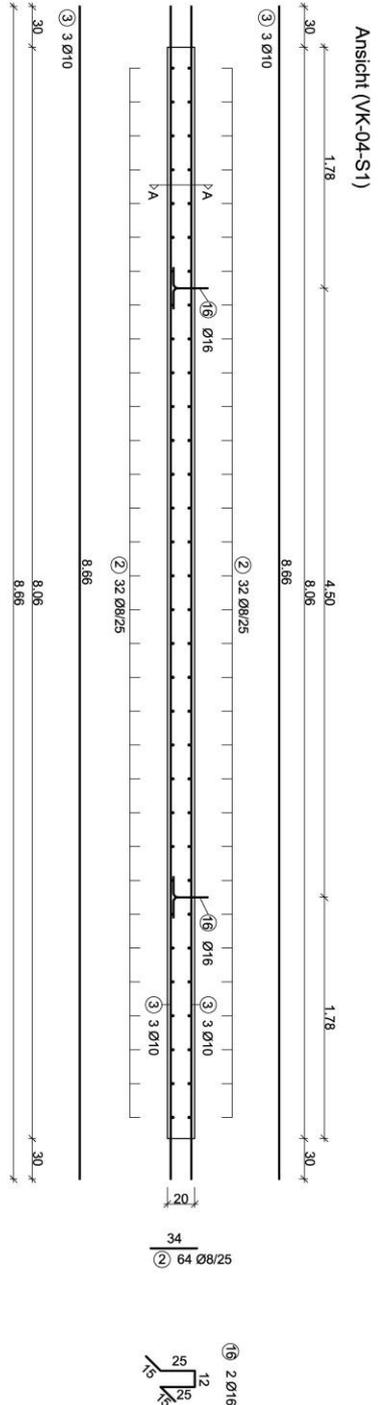
Planungstitel: **Schleif- und Bewehrungsplan 3. Versuchskörper, Serie 1 Pos. VK-03-S1**

Planung: **BS-VK-03-S1**

Verfasser: **Andreas Döding**

Prüfer: **13**

Archiv: **Andreas Döding**



Stahlstie

Serie 1	Pos. Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
VK - 04 - S1	2	64	0,34	21,76	8,60
	3	6	10	8,66	51,96
	16	2	16	0,92	1,84
					2,91

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

Zuwendungsgeber
 BBSR SMD-04.06.16.7.44.7
 Raumfahrtsysteme für die Realisation von Bewehrungsstahl in Hochbauten

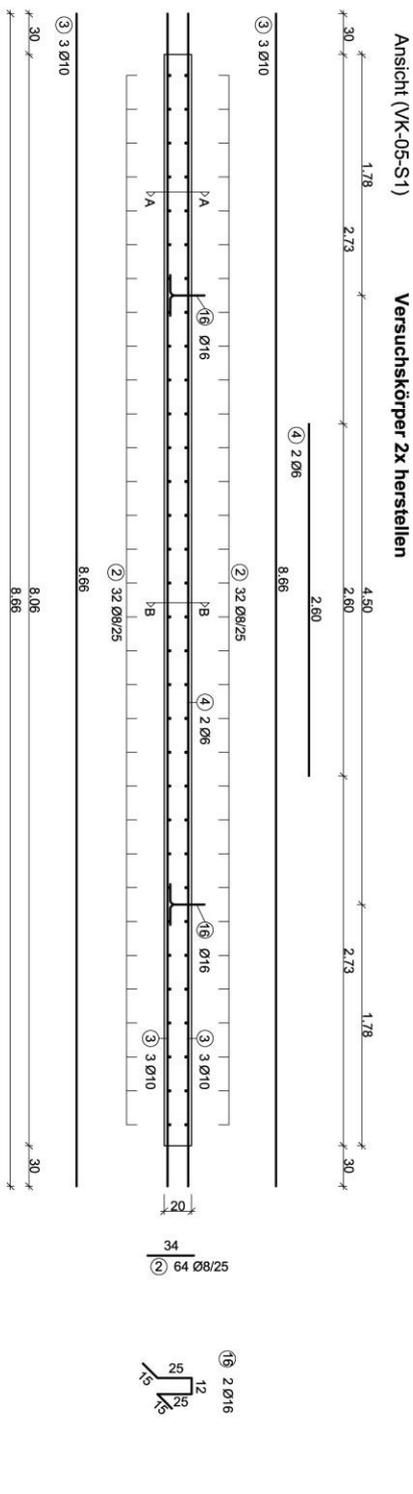
Planer
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Fregabe
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität

Planinhalt
 Schell- und Bewehrungsplan
 4. Verstärkungsplan, Serie 1
 Pos. VK-04-S1

Planung
 Planüberprüfung: 1,4
 Unterschrift: [Signature]
 Datum: [Date]

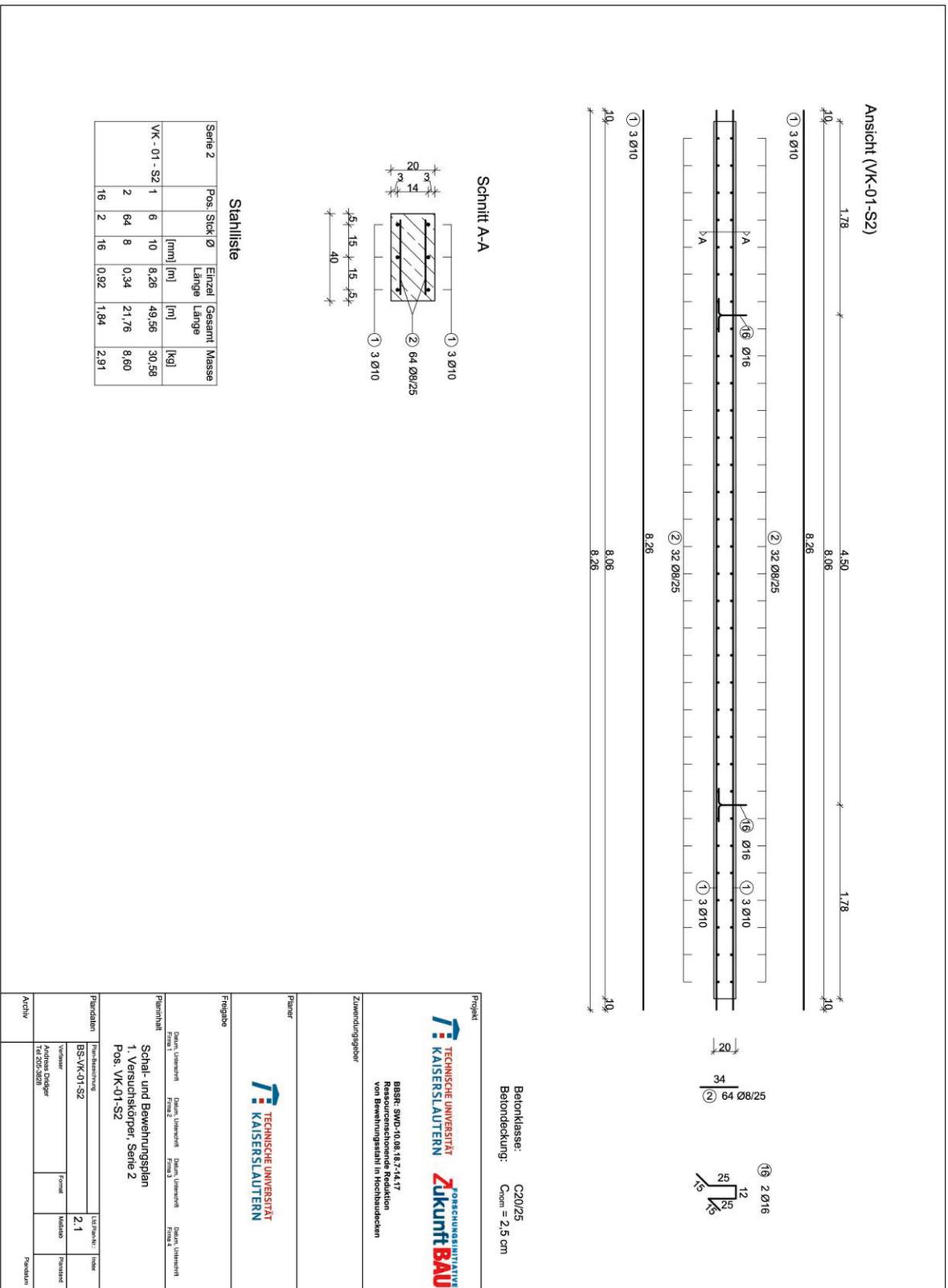
Archiv
 Verfasst von: Andreas Döding (A2020080)
 Freigegeben: []
 Modifiziert: []
 Freigegeben: []
 Freigegeben: []

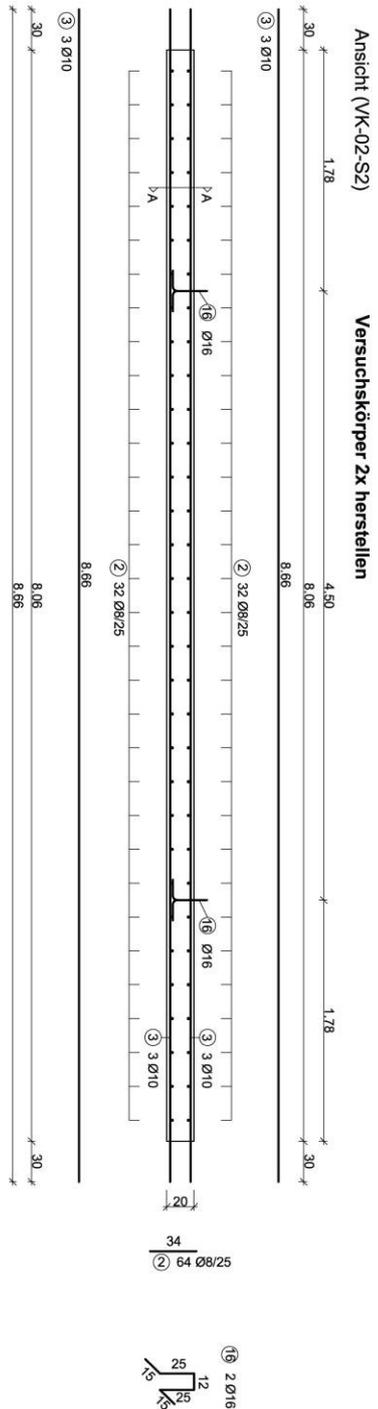


Stahlliste

Serie 1	Pos	Stück	Ø	Einzel		Gesamt	
				Länge	Länge	Länge	Masse
				[mm]	[m]	[m]	[kg]
VK-05-S1	2	64	8	0,34	21,76	8,60	8,60
	3	6	10	8,66	51,96	32,06	32,06
	4	2	6	2,60	5,20	1,15	1,15
	16	2	16	0,92	1,84	2,91	2,91

Projekt TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFT BAU	
BBRG SMD-04.06.16.7.44.7 Bauprojekt zur Realisation von Bewehrungsstahl in Hochbetonen	
Zuwendungsgeber	
Planer TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN	
Freigeabe	
Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Planinhalt Schell- und Bewehrungsplan 5. Versuchskörper, Serie 1 Pos. VK-05-S1	
Planfunktion BS-VK-05-S1	
Verfasst von Achim Döcker 14.05.2020	Freigegeben 1.5 Freigegeben Freigegeben
Archiv	Freigegeben





Stahlliste

Serie 2	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
				[mm]	[m]	[kg]
VK-02-S2	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	6	10	8,66	51,96	32,06
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

Zuwendungsgeber
 BBSR SMD-4036/16/7-44/7
 BBSR-Verfahren zur Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten

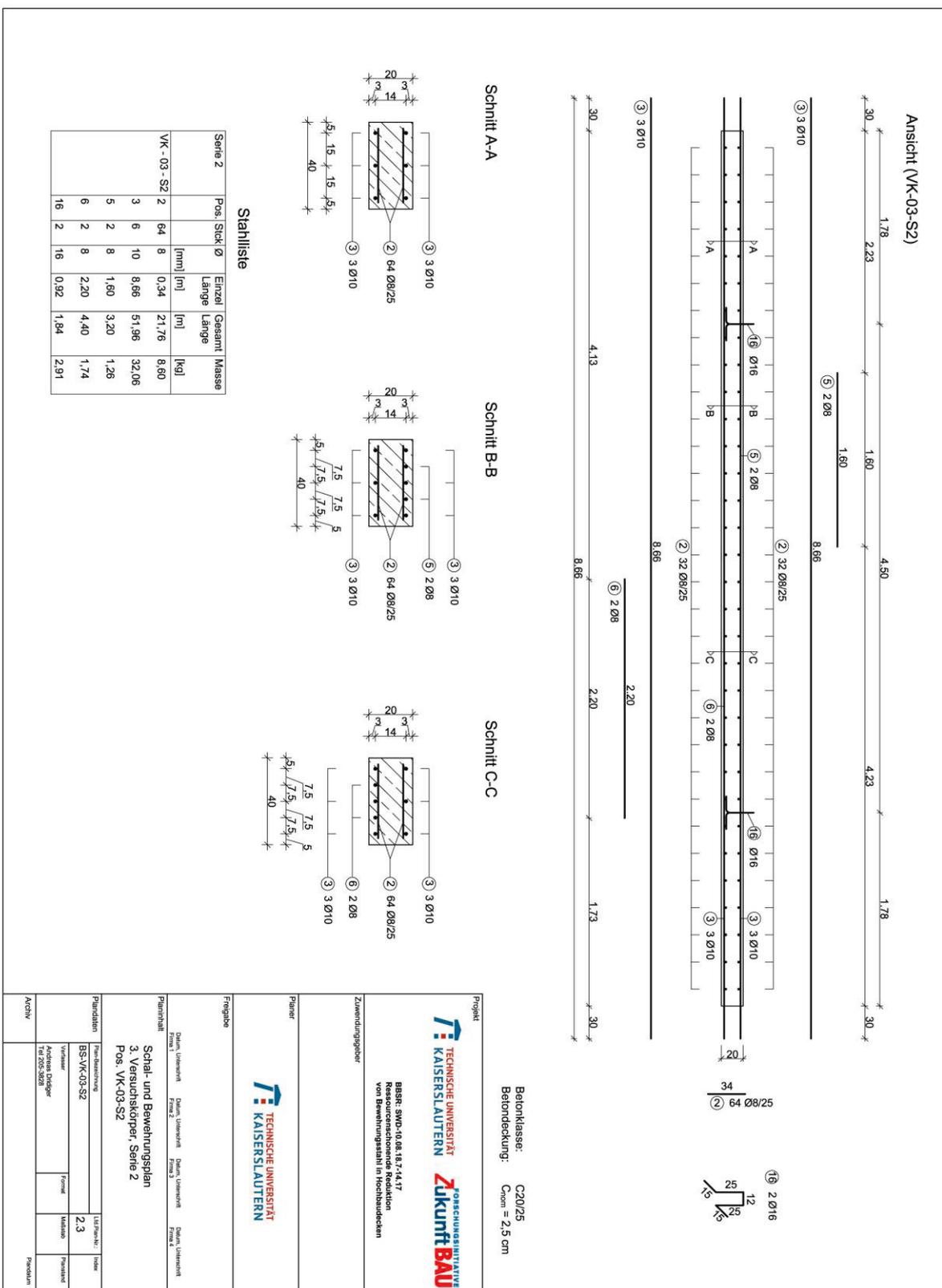
Planer
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

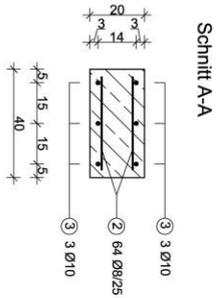
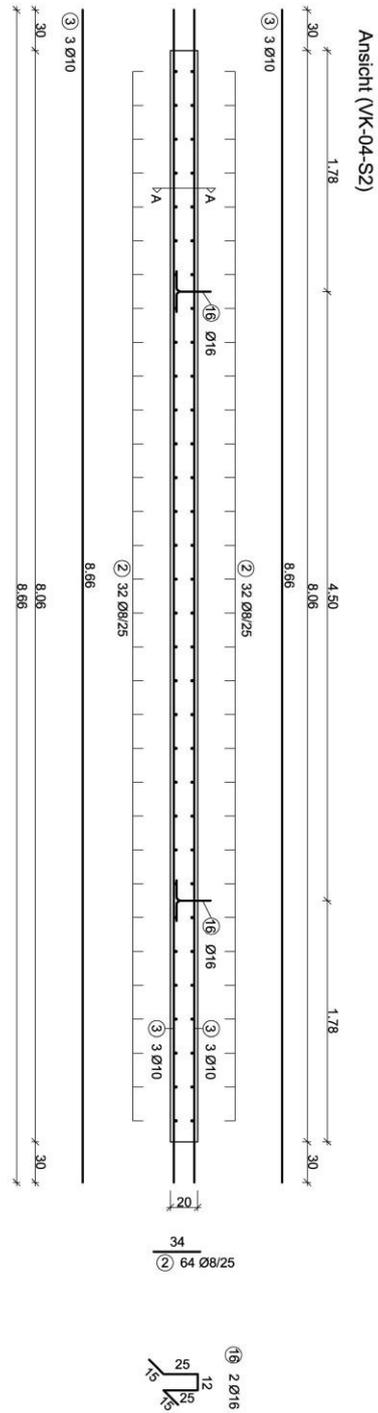
Fregeliste
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität

Planinhalt
 Schell- und Bewehrungsplan
 2. Versuchskörper, Serie 2
 Pos. VK-02-S2

Planlagen
 Planbezeichnung: BS-VK-02-S2
 Maßstab: 2:2
 Blattnummer: 22
 Anzahl Blätter: 22

Archiv
 Verfasst von: Achim Döding (14.03.2020)
 Freigegeben:
 Freigegeben:
 Freigegeben:
 Freigegeben:





Stahlliste

Serie 2	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
VK-04-S2	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	6	10	8,66	51,96	32,08
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN **FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT ZUKUNFTBAU**

BSB: SMD-04.08.16.7-447
 Bauseitige Ausführung der Fundation
 von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken

Zuwendungsgeber

Planer

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Fregeliste

Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität

Planinhalt

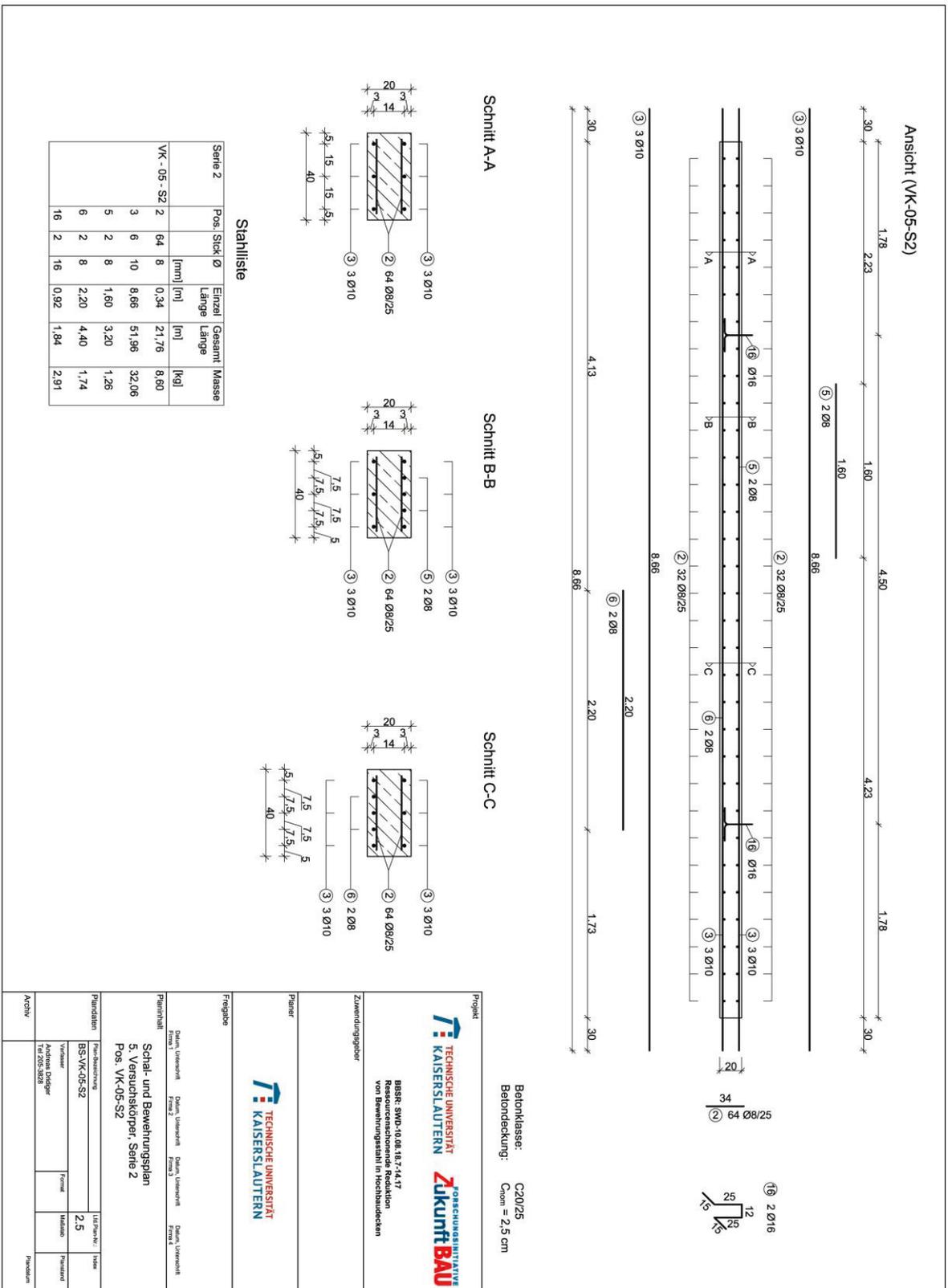
Schul- und Bewehrungsplan
 4. Versuchskörper, Serie 2
 Pos. VK-04-S2

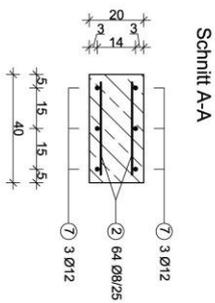
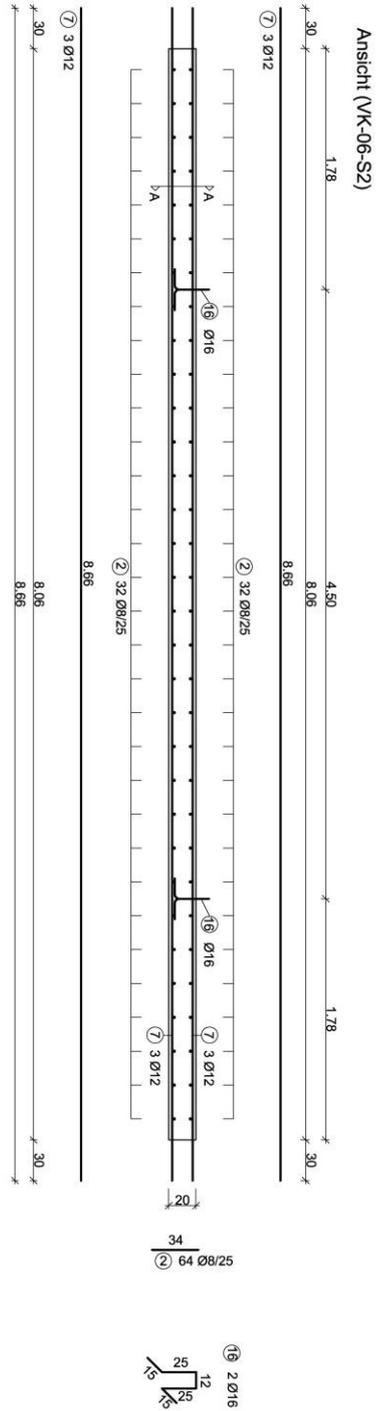
Planstufen

Planüberzeichnung 2.4
 Vorstudie
 Architekt-Entwurf
 16.03.2018

Freigegeben
 Freigegeben
 Freigegeben
 Freigegeben

Archiv





Stahlliste

Serie 2	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
VK - 06 - S2	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	7	6	12	8,66	51,96	46,14
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Projekt: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN** **FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFT BAU**

BB86: SMD-04.06.16.7.44.7
 Rechenverfahren zur Reduktion
 von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken

Zuwendungsgeber: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

Planer: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

Freigeabe

Planung: **TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN**

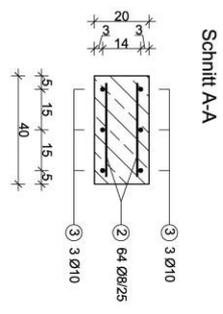
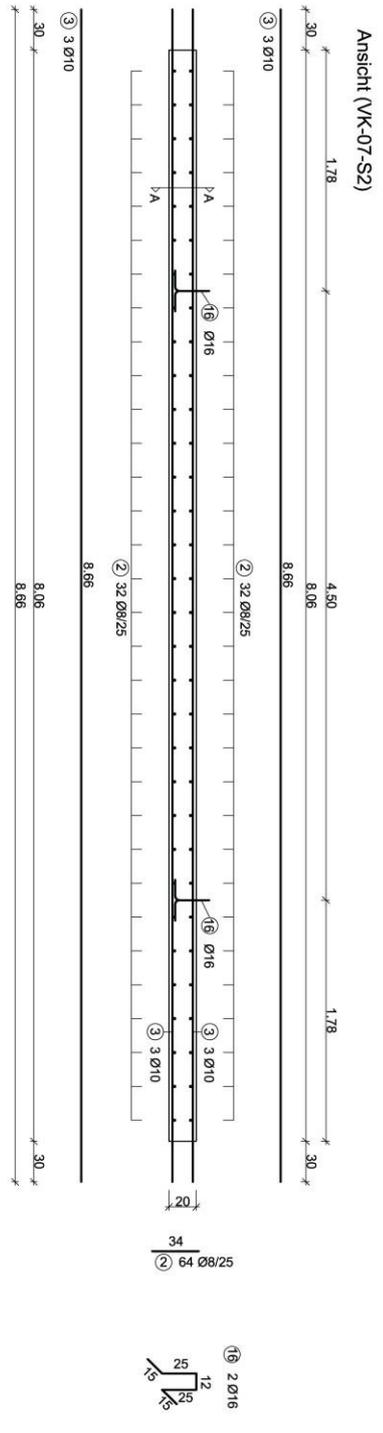
Planungstitel: **Schl.- und Bewehrungsplan 6. Versuchskörper, Serie 2 Pos. VK-06-S2**

Planung: **BBS-VK-06-S2**

Verfasser: **Andreas Döding**

Archiv: **16.03.2018**

Prüfung: **Prüfung**



Stahlstie

Serie 2	Posi.	Stück	Ø	Einzel		Gesamt		Masse
				Länge	Länge	Länge	Länge	
VK-07-S2	2	64	8	0,34	21,76	8,60	8,60	
	3	6	10	8,66	51,96	32,06	32,06	
	16	2	16	0,92	1,84	2,91	2,91	

Projekt

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

BSB: SMD-04.06.16.7.44.7
 Bauprojekt zur Realisation von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber

Planer

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigebe

Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift

Planinhalt

Schleif- und Bewehrungsplan
 7. Versuchskörper, Serie 2
 Pos. VK-07-S2

Planstadien

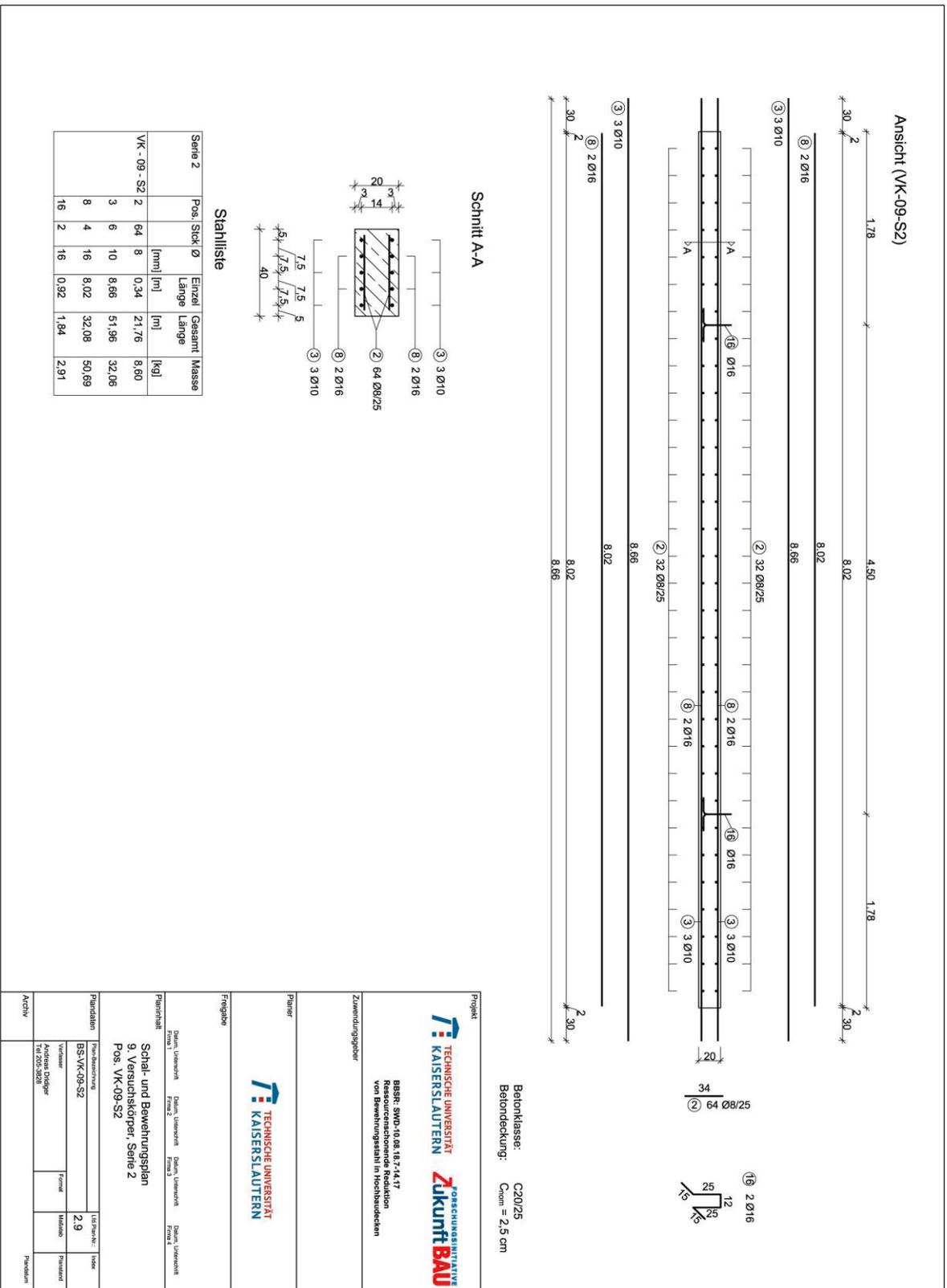
Planstadium	Freigebezeichnung	1:1 Maßstab	Maß
BSS-VK-07-S2	2,7		

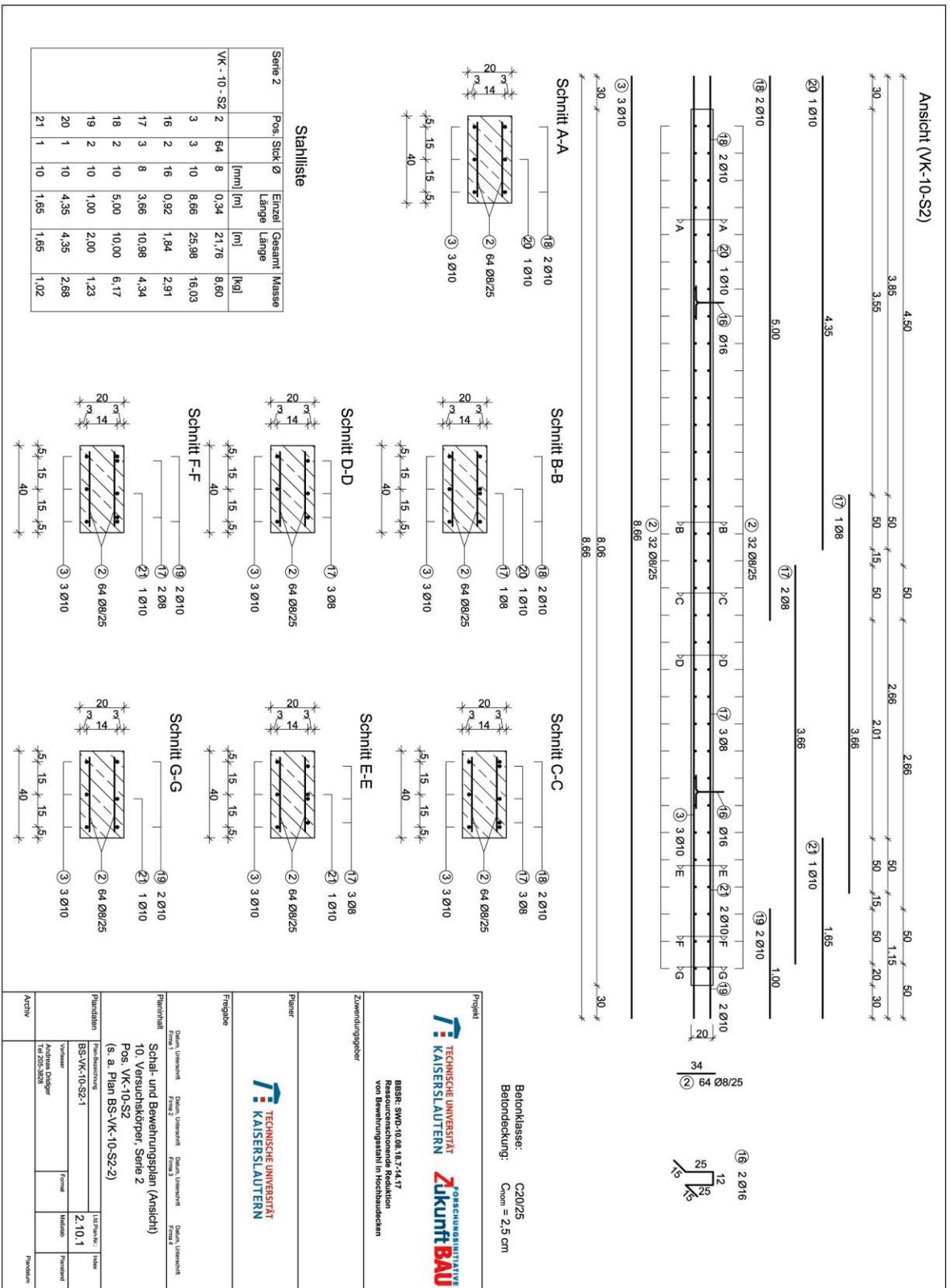
Verfasser **Freigebe** **Verfasser** **Freigebe**

Achim, Dörger 16.03.2020 Achim, Dörger 16.03.2020

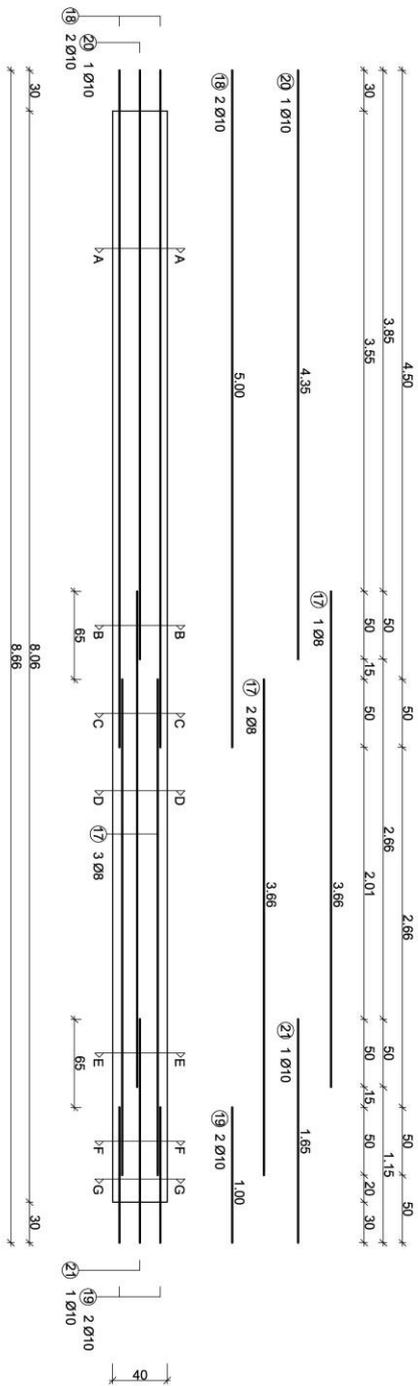
Archiv

Archiv Freigebe





Draufsicht (VK-10-S2) (obere Längsbewehrung)



Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{nom} = 2.5 \text{ cm}$

Stahlliste

Serie 2	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
			[mm]	[m]	[m]	[kg]
VK-10-S2	2	64	8	0.34	21,76	8,60
	3	3	10	8,66	25,98	16,03
	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

Projekt
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
 FACHBEREICH FÜR KONSTRUKTIVE TRAGWERKE
Zukunft BAU

BRBc SMD-04.06.16.7.44.7
 Bauprojekt zur
 Realisierung der
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber

Planer
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

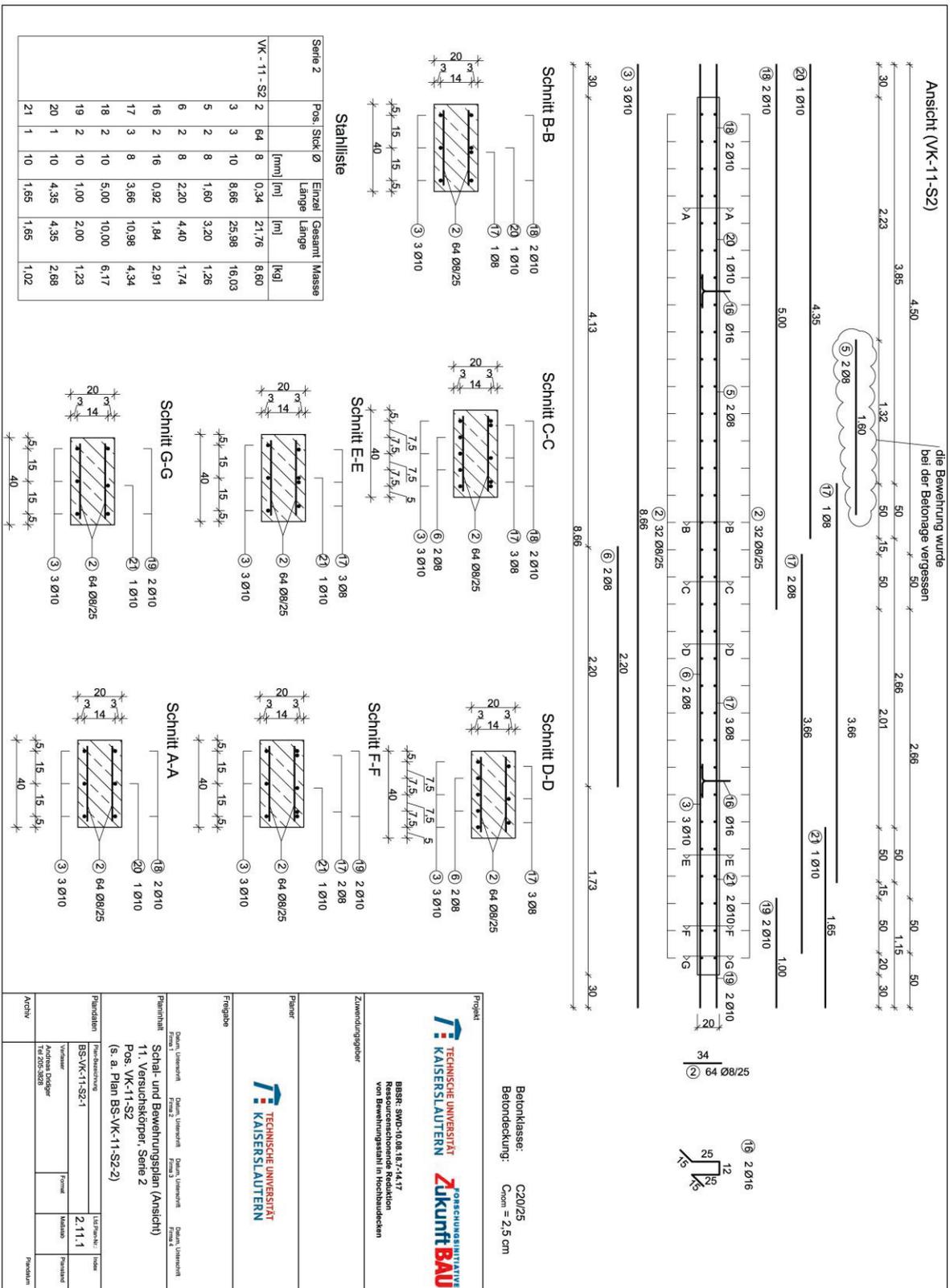
Freigeabe

Planmittel
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität
 Schaf- und Bewehrungsplan (obere Längsbew.)
 10. Versuchskörper, Serie 2
 Pos. VK-10-S2
 (s. a. Plan BS-VK-10-S2-1)

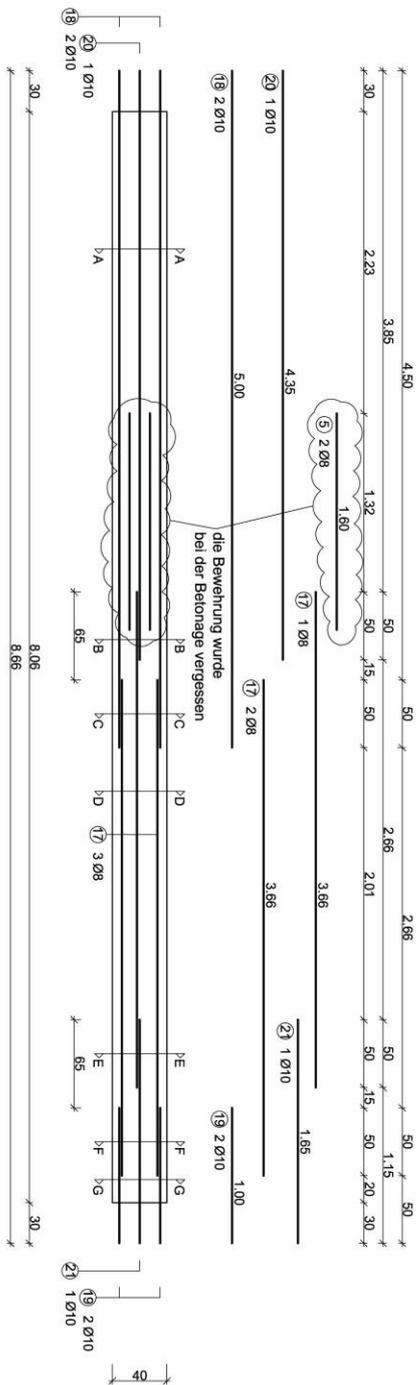
Planzeichen
 BS-VK-10-S2-2

Verfasser Andreas Döding 16.03.2020	Freigebe Andreas Döding	Überprüft Andreas Döding	Freigegeben Andreas Döding
---	----------------------------	-----------------------------	-------------------------------

Archiv



Draufsicht VK-11-S2 (obere Längsbewehrung)



Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{\text{nom}} = 2,5 \text{ cm}$

Stahlliste

Serie 2	Pos.	Stück	Ø	Länge		Masse
				Einzel	Gesamt	
				[mm]	[m]	[kg]
VK - 11 - S2	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	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

Projekt
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
 FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

BRB: SMD-04.06.16.7.447
 Bauelemente- und Bauteilentwicklung
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber

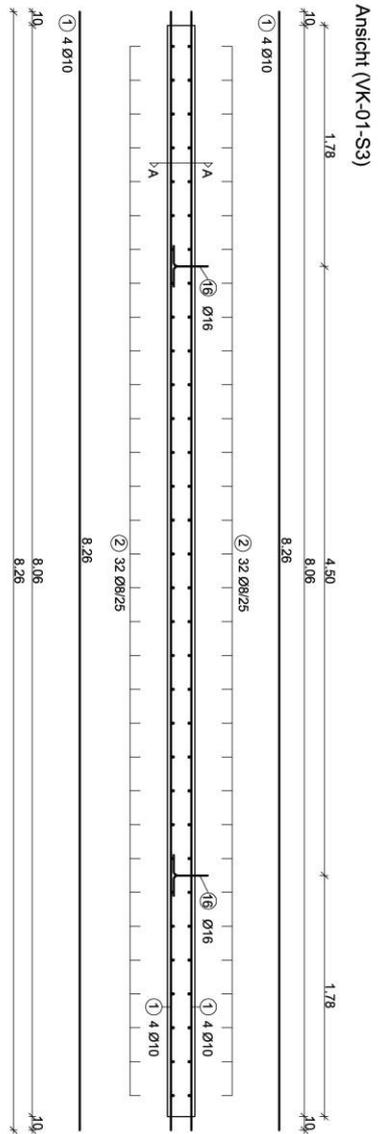
Planer
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigeabe

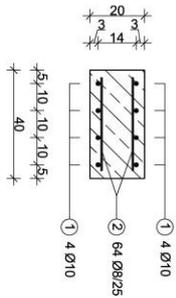
Planmittel
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität
 Schell- und Bewehrungsplan (obere Längsbew.)
 11. Versuchskörper, Serie 2
 Pos. VK-11-S2
 (s. a. Plan BS-VK-11-S2-1)

Planstellen
 Projektbearbeitung: BS-VK-11-S2-2
 2.11.2

Archiv



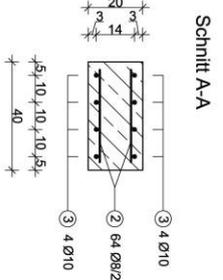
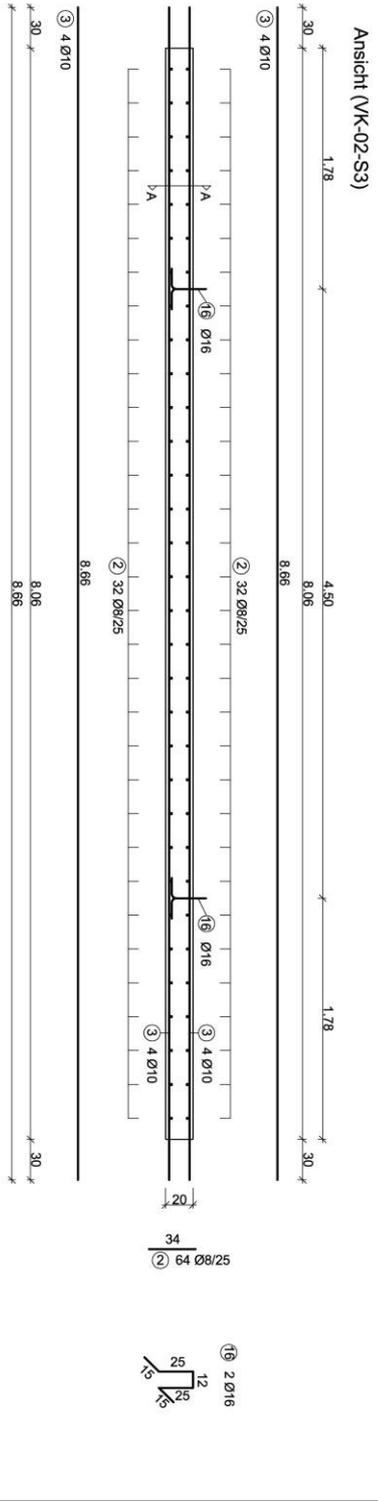
Schnitt A-A



Serie 3	Pos.	Stück	Ø	Einzel	Gesamt	Masse
				Länge	Länge	
VK - 01 - S3	1	8	10	8,26	66,08	40,77
				0,34	21,76	8,60
	2	64	8	0,92	1,94	2,91
				16	2	16

Stahlliste

Projekt TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN FACHBEREICH ZUKUNFTBAU BBSR SMD 40.86.16.7.4.17 Realisierung der Forderung von Bewehrungsstahl in Hochbündeln	
Zuwendungsgeber [Empty]	
Planer TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN	
Freigeabe Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift	
Planinhalt Schel- und Bewehrungsplan 1. Versuchskörper, Serie 3 Pos. VK-01-S3	
Planversion Planbezeichnung: BS-VK-01-S3 Version: 3.1 Autor: Achim Dödig (14.05.2020)	
Archiv [Empty]	



Stahlliste

Serie 3	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
			[mm]	[m]	[m]	[kg]
VK-02-S3	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
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFT BAU

BRSC SMD-04.06.16.7.44.7
Rechenverfahren zur Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber

Planer

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigebe

Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität

Planinhalt

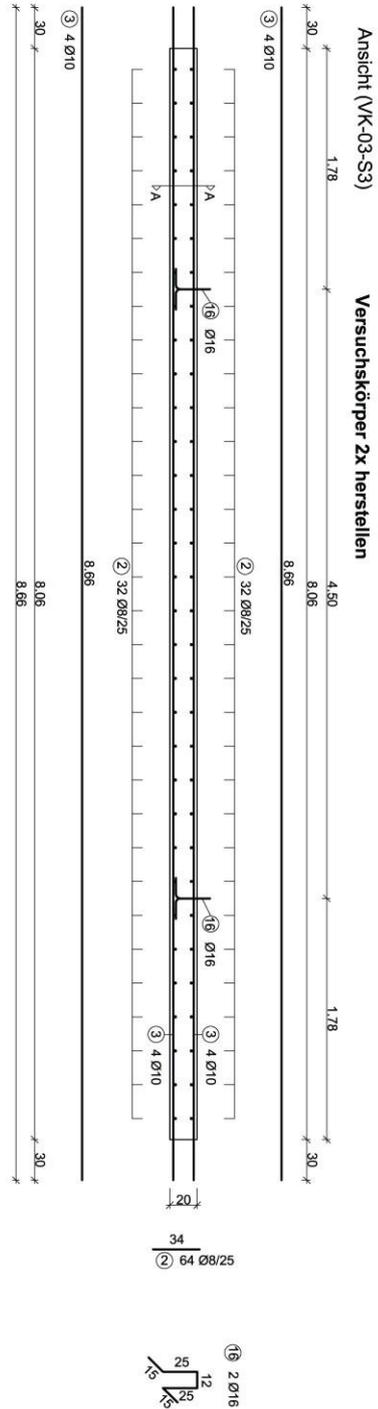
Schl.- und Bewehrungsplan
2. Versuchskörper, Serie 3
Pos. VK-02-S3

Planstatus

Planbearbeitung	32	12/16/20/25	16/20
Verfasser	Arbeitsleiter	Freimod	Verfasser
16.02.2016	16.02.2016		

Archiv

16/20/25/16/20



Stahlliste

Serie 3	Posi.	Stück	Ø	Einzel		Gesamt		Masse
				Länge	[m]	Länge	[m]	
VK-03-S3	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
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

Zuwendungsgeber
 BBSR SMD-40.86.16.7.4.17
 BBSR SMD-40.86.16.7.4.17
 BBSR SMD-40.86.16.7.4.17
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

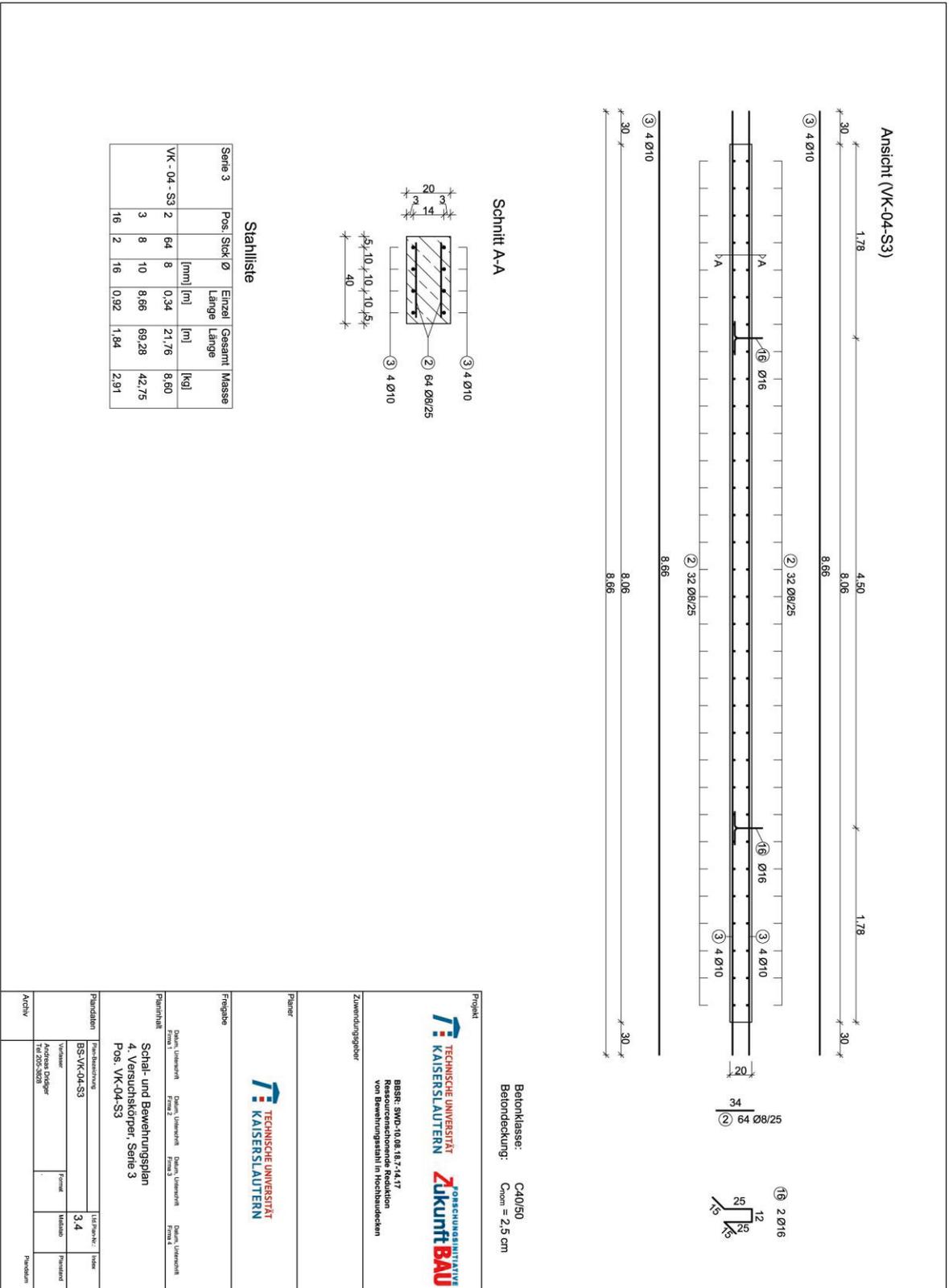
Planer
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

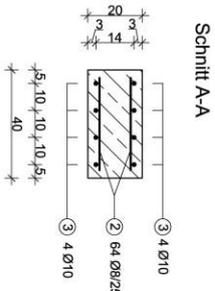
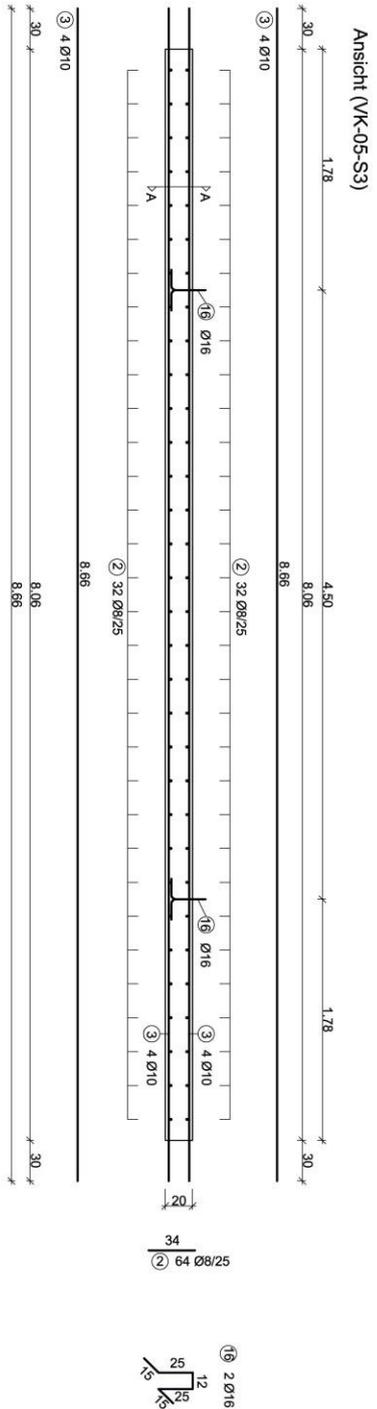
Freigebe
 Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität

Planinhalt
 Schell- und Bewehrungsplan
 3. Versuchskörper, Serie 3
 Pos. VK-03-S3

Planstufen

Planstufen	Freigebe	Freigebe	Freigebe	Freigebe
BBS-VK-03-S3	3,3			
Vorbereitung				
Ausführung				
Prüfung				
Archiv				





Stahlliste

Serie 3	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
				[mm]	[m]	[kg]
VK-05-S3	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

FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

BSBZ SMD-0486 16.7.14.17
 Bauprojekt für die Realisation
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber

Planer

TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Fregeliste

Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität

Planinhalt

Schul- und Bewehrungsplan
 5. Versuchskörper, Serie 3
 Pos. VK-05-S3

Planungen

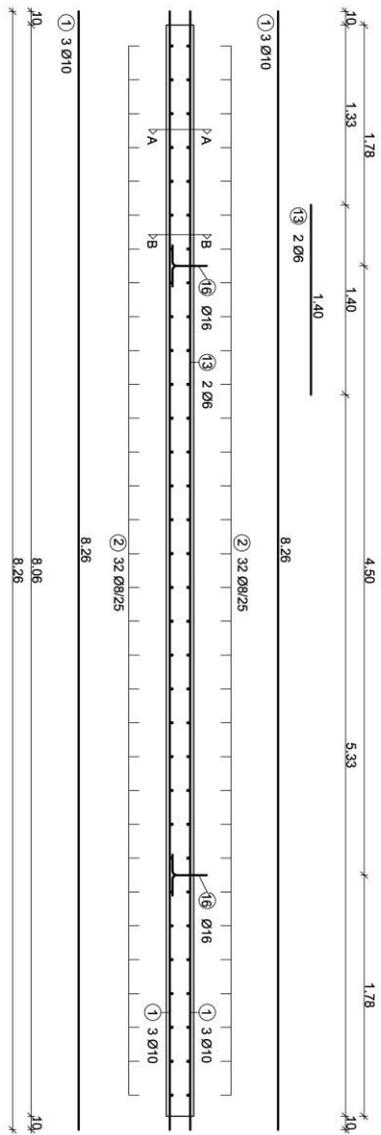
Planzeichnung	Verfasser	Prüfer	Verfasser	Prüfer	Verfasser	Prüfer
BSS-VK-05-S3	Andreas Döding 14.05.2018					

Archiv

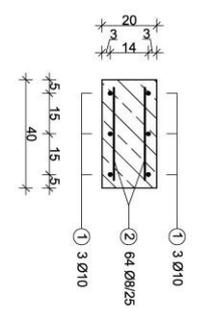
3,5

Planung

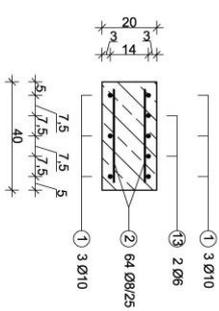
Ansicht (VK-01-S4)



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Stahlliste

Serie 4	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge [mm]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
VK-01-S4	1	6	10	8,26	49,56	30,58
	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	13	2	6	1,40	2,80	0,62
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

Betonklasse: C20/25
 Bewehrungsart: Csm = 2,5 cm



BBStB SMD-40.06.16.7-44.7
 Berechnung der Bewehrung
 von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken



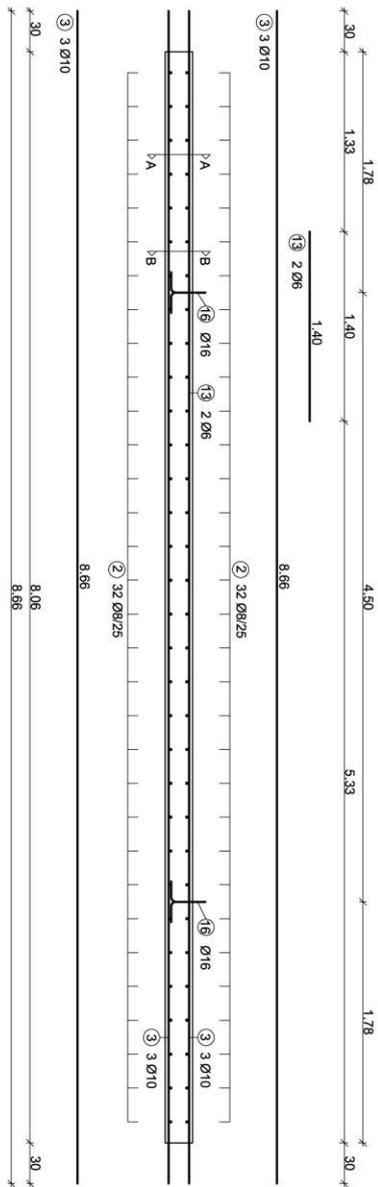
Freigeabe

Planer: Datum, Unterschrift
 Freigeber: Datum, Unterschrift
 Prüfer: Datum, Unterschrift

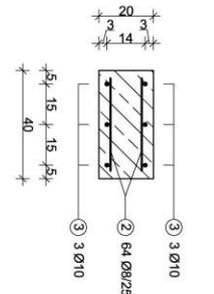
Planinhalt
 Schell- und Bewehrungsplan
 1. Versuchskörper, Serie 4
 Pos. VK-01-S4

Planidentifikation	Umfeldnummer	Blattnummer	Blattanzahl
BSt-VK-01-S4	4.1		

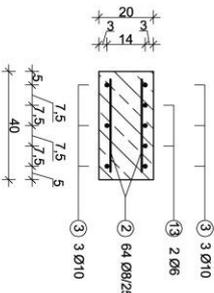
Ansicht (VK-02a-S4)



Schnitt A-A



Schnitt B-B



Stahlstabe

Serie 4	Pos.	Stück	Ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
VK - 02a-S4	2	64	8	0,34	21,76	8,60
	3	6	10	8,66	51,96	32,06
	13	2	6	1,40	2,80	0,62
	16	2	16	0,92	1,84	2,91

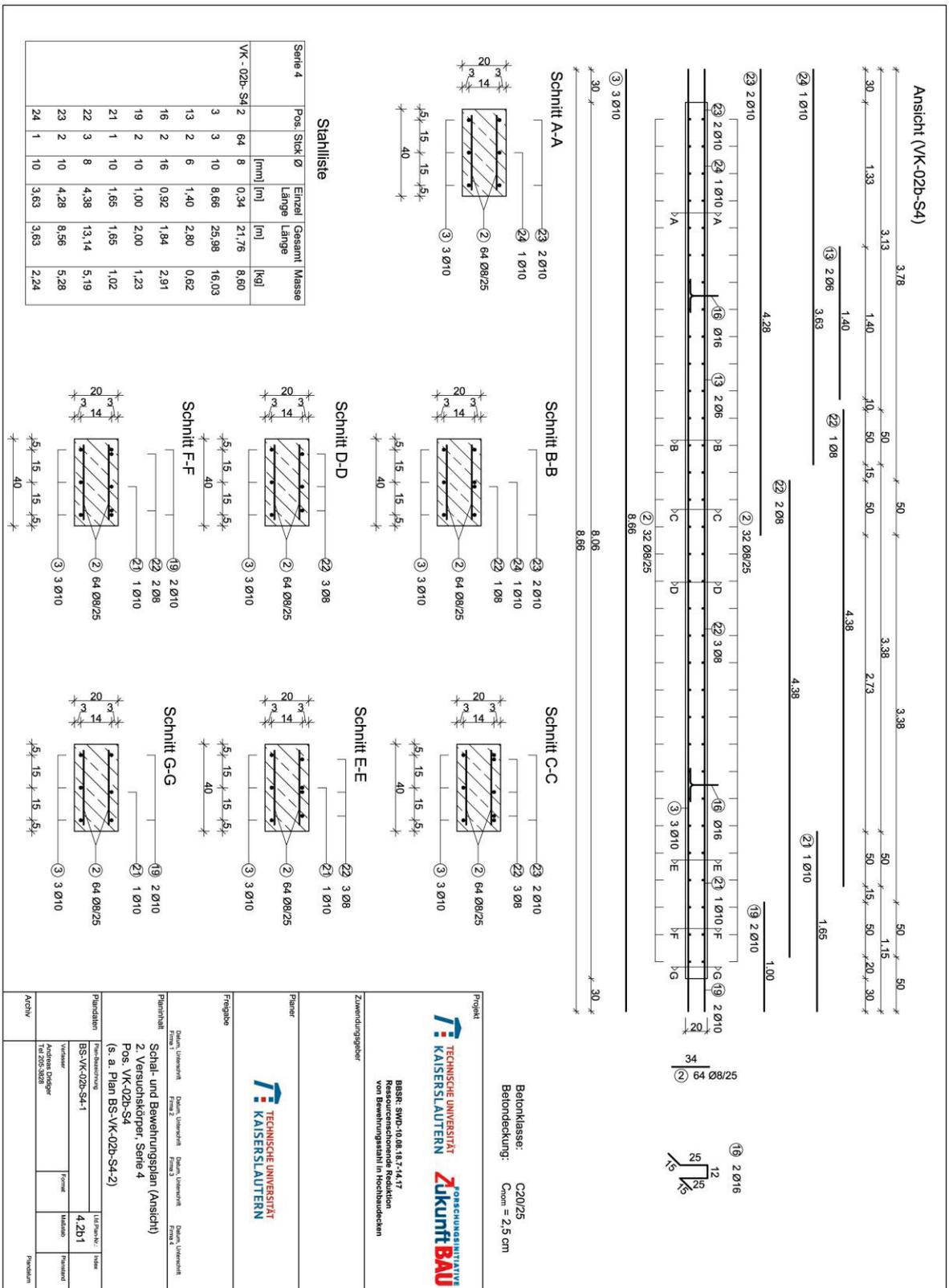
Betonklasse: C20/25
 Betondeckung: $c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$



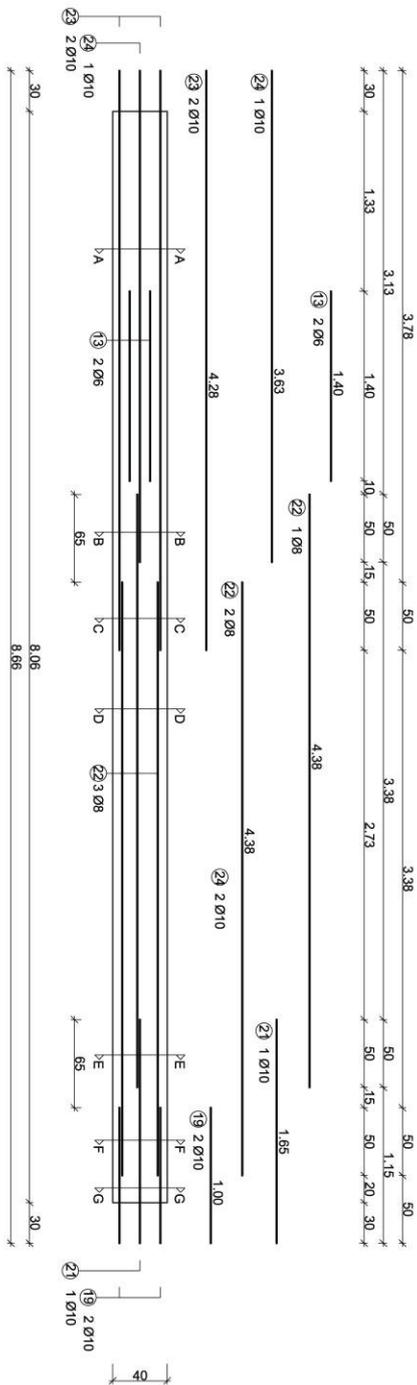
BBStB SMD-04.06.16.7.44.7
 Berechnung der Reduktion
 von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken



Freigeabe		Platzierung	
Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift		Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift Datum, Unterschrift	
Plannummer: Schl.- und Bewehrungsplan 2. Versuchskörper, Serie 4 Pos. VK-02a-S4			
Plannummer: BS-VK-02a-S4		Maßstab: 4:2a	
Verfasst: Achim Dörger 14.05.2020		Prüfer: Michael Praxmarer	
Archiv:		Praxmarer	



Draufsicht (VK-02b-S4) (obere Längsbewehrung)



Betonklasse: C20/25
 Bewehrung: B500S
 Betondeckung: $c_{min} = 2,5 \text{ cm}$

Stahlstie

Serie 4	Pos.	Stück Ø	Einzel		Gesamt		Masse
			Länge [m]	Stück	Länge [m]	Masse [kg]	
VK - 02b-S4	2	64	8	0,34	21,76	8,60	
	3	3	10	8,66	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	

Projekt
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
 FACHBEREICH BAUINGENIEURWESEN
Zukunft BAU

BRBc SMD-04.06.16.7.44.7
 Rechenverfahren zur Reduktion
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber

Planer
 TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

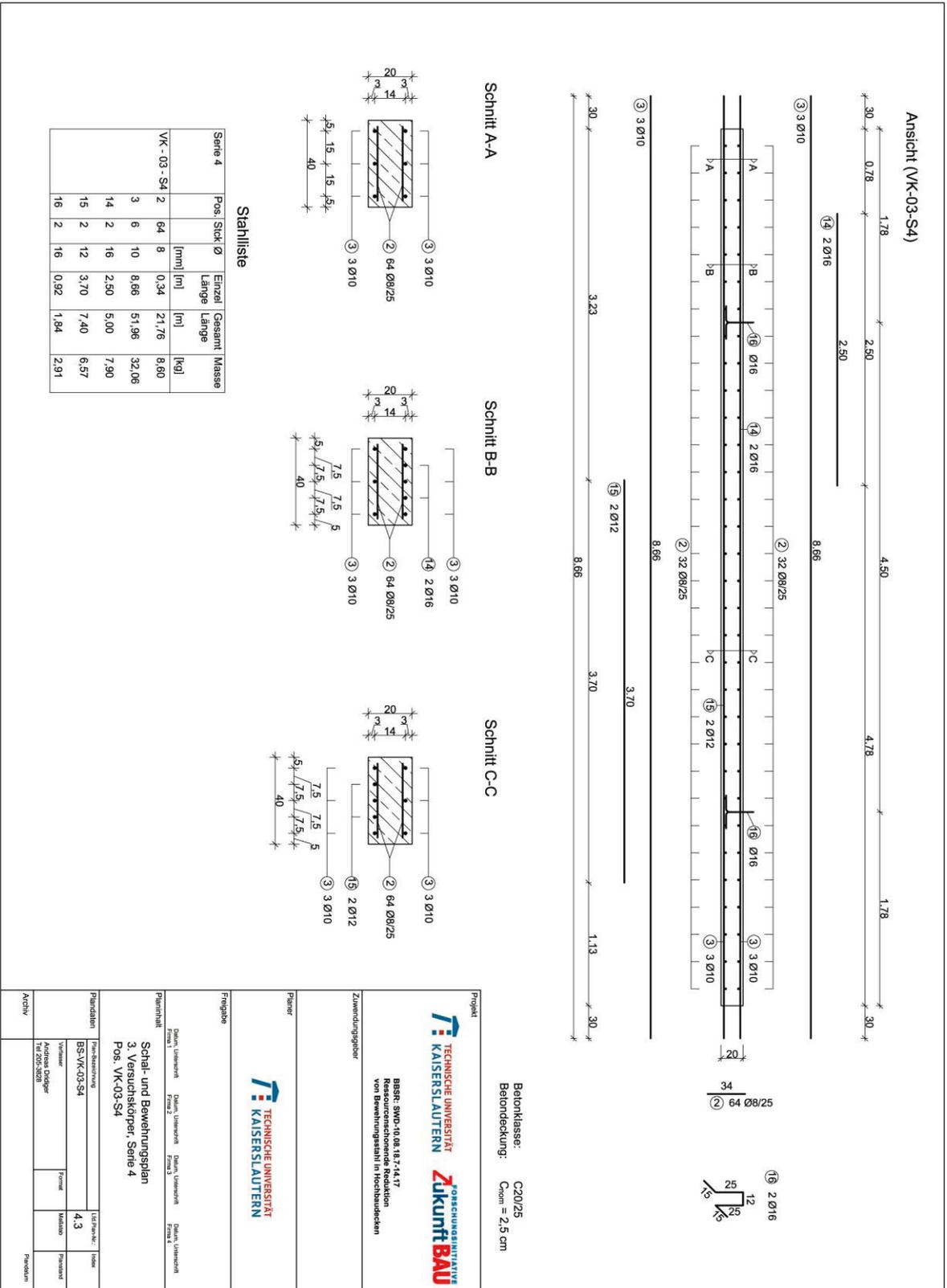
Freigeabe

Planungsbüro
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität
 Schall- und Bewehrungsplan (obere Längsbew.)
 2. Versuchskörper, Serie 4
 Pos. VK-02b-S4
 (s. a. Plan BS-VK-02b-S4-1)

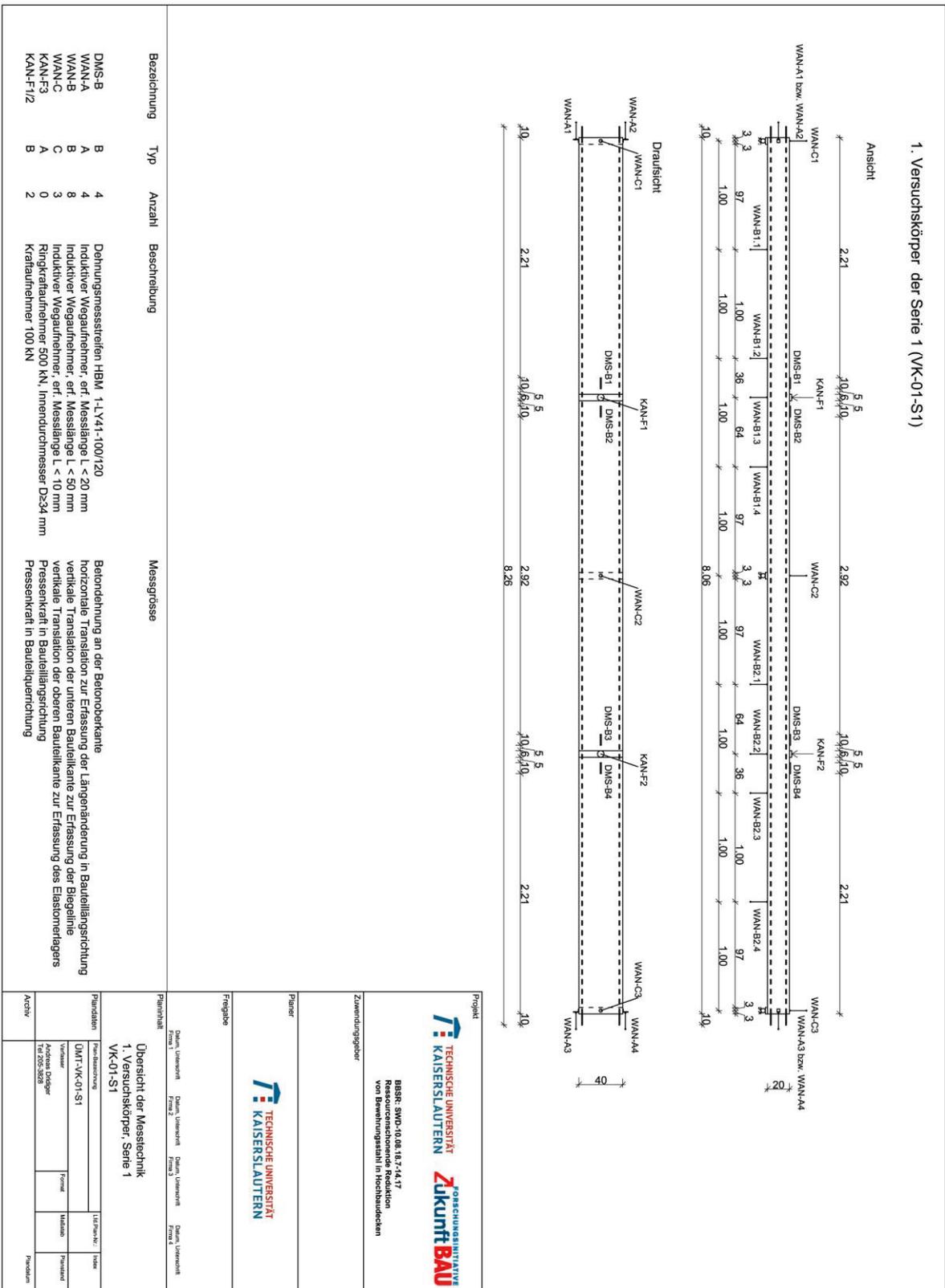
Planungsbüro
 BS-VK-02b-S4-2

Vorbereiter	Freigeber	Freigebe	Freigebe
Andreas Döcker	Andreas Döcker	Andreas Döcker	Andreas Döcker
16.02.2020	16.02.2020	16.02.2020	16.02.2020

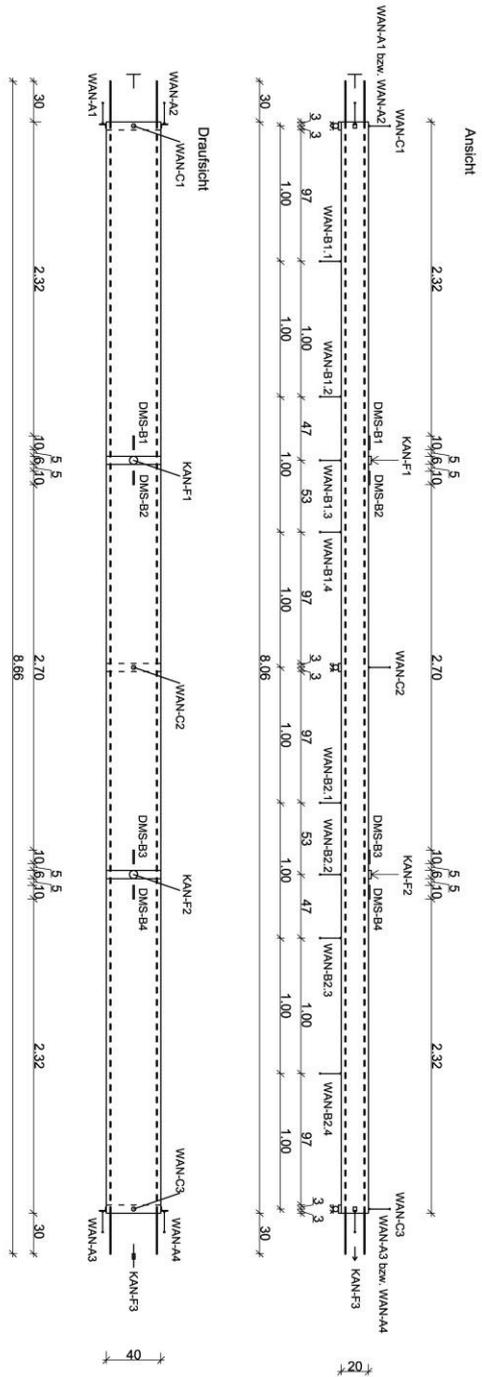
Archiv



Übersichtspläne der bei den Kurzzeitversuchen verwendeten Messtechnik



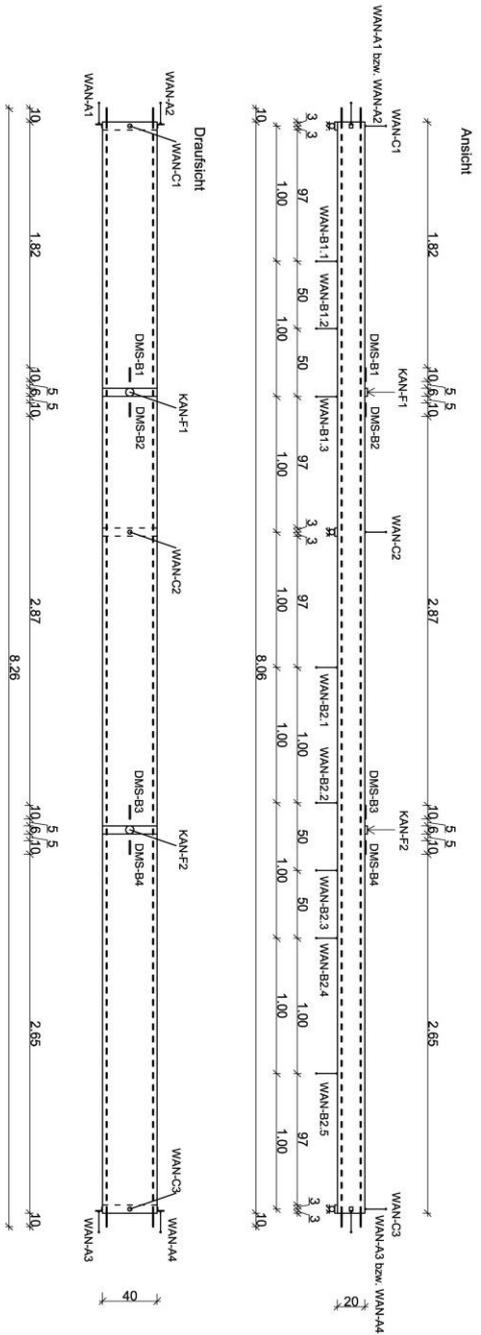
3. und 5. Versuchskörper der Serie 1 (VK-03-S1, VK-05-S1)



<p>Projekt</p> <p>TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN</p> <p>FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU</p> <p>BRBc SMD-04.06.16.7.44.7 Rechenmodell zur Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken</p>				
<p>Zuwendungsgeber</p>				
<p>Planer</p> <p>TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN</p>				
<p>Freigeabe</p> <p>Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität</p>				
<p>Planinhalt</p> <p>Übersicht der Messtechnik 3. und 5. Versuchskörper, Serie 1 VK-03-S1, VK-05-S1</p>				
<p>Plananzahl</p> <p>1</p>	<p>Planbezeichnung</p> <p>DMT-VK-03_05-S1</p>	<p>1:1</p>	<p>Maßstab</p> <p>1:1</p>	<p>Planart</p> <p>Plan</p>
<p>Planautor</p> <p>Andreas Döcker</p>	<p>Planprüfer</p> <p>16.03.2020</p>	<p>1:1</p>	<p>Planart</p> <p>Plan</p>	<p>Planart</p> <p>Plan</p>
<p>Planstatus</p> <p>Archiv</p>	<p>Planart</p> <p>Archiv</p>	<p>1:1</p>	<p>Planart</p> <p>Plan</p>	<p>Planart</p> <p>Plan</p>

Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastdehnung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung
WAN-B	B	8	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerelagers
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Presskraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Presskraft in Bauteillängsrichtung

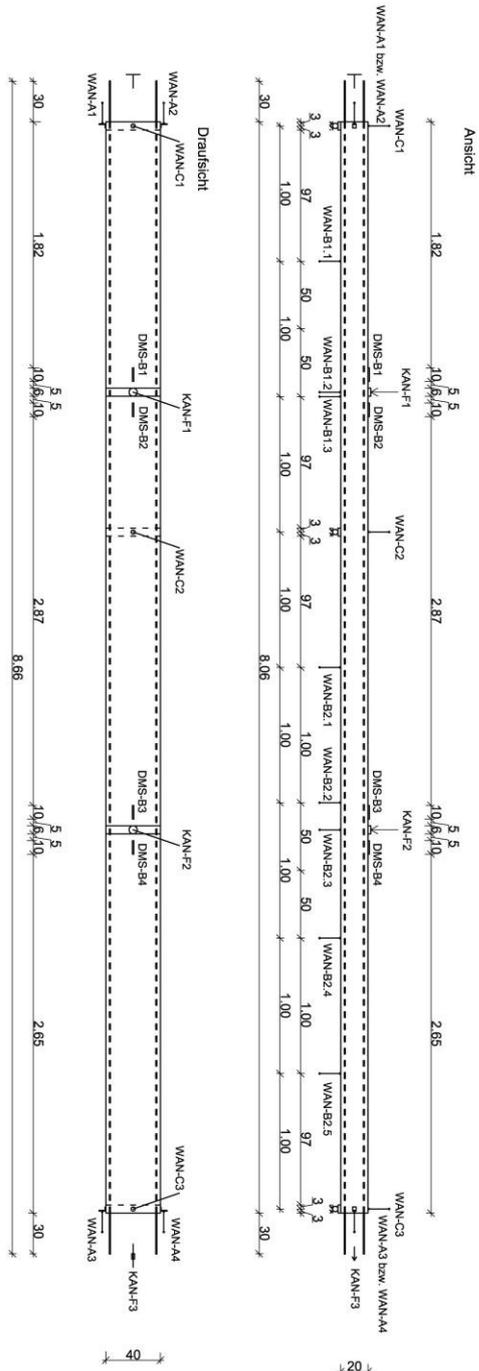
1. Versuckskörper der Serie 2 (VK-01-S2)



<p>Projekt  BBRG SMD-04.06.16.7.44.7 Realisierung der Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten</p>	
<p>Zuwendungsgeber</p>	
<p>Planer </p>	
<p>Freigeabe</p>	
<p>Planmahl Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern</p>	
<p>Übersicht der Messtechnik 1. Versuckskörper, Serie 2 VK-01-S2</p>	
<p>Planmahl</p>	<p>Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern</p>
<p>Freigeabe</p>	<p>Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern</p>
<p>Archiv</p>	<p>Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern, Datum, Universität Kaiserslautern</p>

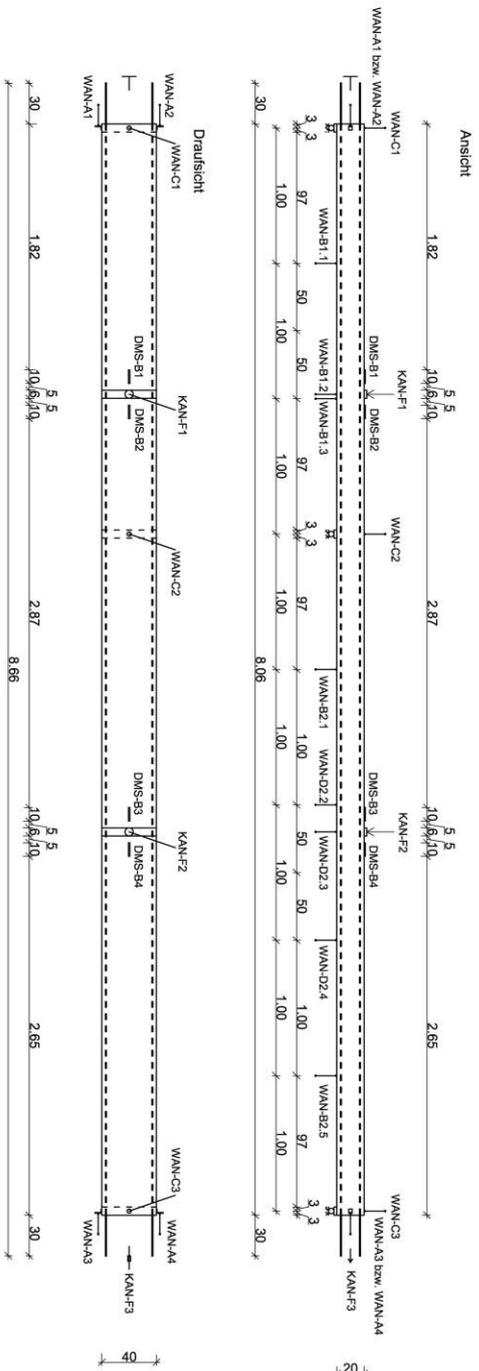
Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längenänderung in Bauteillängsrichtung
WAN-B	B	8	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerlagers
WAN-F3	A	0	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Presskraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Presskraft in Bauteilquerrichtung

2. Versuchskörper der Serie 2 (VK-02a-S2)



<p>Projekt</p> <p>BB86 SMD-0186 16.7.4.17 Bauelemente für die Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten</p>		<p>Zuwendungsgeber</p>	
<p>Pilaster</p>		<p>Freigelebe</p>	
<p>Planinhalt</p> <p>Übersicht der Messtechnik 2. Versuchskörper, Serie 2 VK-02a-S2</p>		<p>Messgrösse</p> <p>Betondehnung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längenänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerelagers Presskraft in Bauteillängsrichtung Presskraft in Bauteilquerrichtung</p>	
<p>Bezeichnung</p> <p>DMS-B WAN-A WAN-B WAN-C KAN-F3 KAN-F1/2</p>	<p>Typ</p> <p>B A B C A B</p>	<p>Anzahl</p> <p>4 4 8 3 1 2</p>	<p>Beschreibung</p> <p>Dehnungsmessstreifen HBM 1-L.Y41-100/120 Induktiver Wegaufnehmer, ert. Messlänge L < 20 mm Induktiver Wegaufnehmer, ert. Messlänge L < 50 mm Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm Kraftaufnehmer 100 kN</p>
<p>Planstruktur</p> <p>Planstruktur</p>		<p>Archiv</p> <p>Archiv</p>	

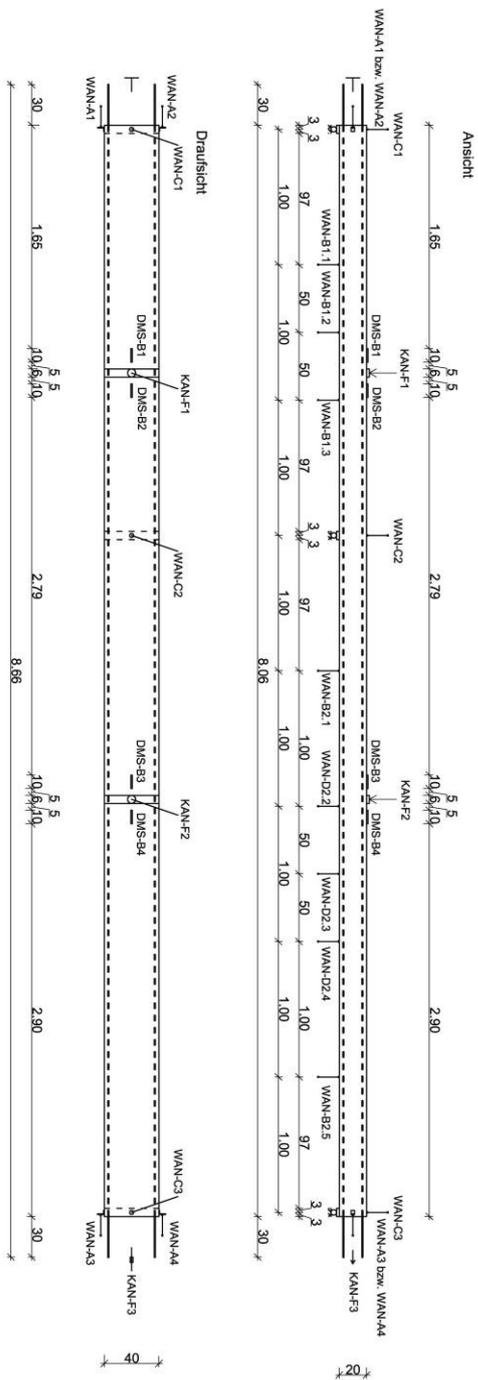
2. Versuchskörper der Serie 2 (VK-02b-S2)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastdehnung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längenänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilkannte zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der oberen Bauteilkannte zur Erfassung des Elastomerlagers vertikale Translation der unteren Bauteilkannte zur Erfassung der Biegelinie Pressenkraft in Bauteillängsrichtung Pressenkraft in Bauteilquerrichtung
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, ört. Messlänge L < 20 mm	
WAN-B	B	5	Induktiver Wegaufnehmer, ört. Messlänge L < 50 mm	
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, ört. Messlänge L < 10 mm	
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, ört. Messlänge L < 100 mm	
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	

Projekt	<p>BBRC SMD-04.06.16.7.44.7 Ressourcenorientierte Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten</p>			
Zuwendungsgeber				
Pilner				
Freigeabe	Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität 2016, 2016, 2016, 2016			
Planinhalt	Übersicht der Messtechnik 2. Versuchskörper, Serie 2 VK-02b-S2			
Planstadien	Planbestimmung	1:1	1:1	1:1
	Vorbereitung	1:1	1:1	1:1
	Ausführung	1:1	1:1	1:1
	Prüfung	1:1	1:1	1:1
	Archiv	1:1	1:1	1:1

3., 5., 6. und 11. Versuchskörper der Serie 2 (VK-03-S2, VK-05-S2, VK-06-S2, VK-11-S2)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Betondehnung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längslängsrichtung
WAN-B	B	5	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerlagers
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

BRBc SMD-04.06.16.7.44.7
 Bauelemente für die Reduktion
 von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken

Zuwendungsgeber

Planer
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Freigeabe

Planungsausschuss
 Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität

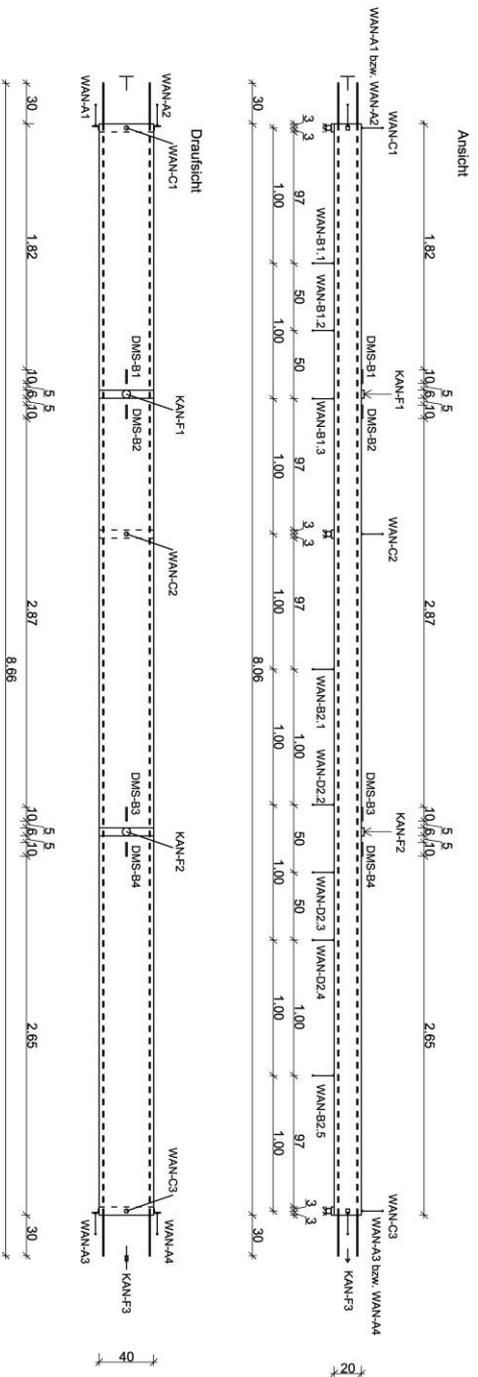
Planungsausschuss
 Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität

Übersicht der Messtechnik
 3., 5., 6. und 11. Versuchskörper, Serie 2
 VK-03-S2, VK-05-S2, VK-06-S2, VK-11-S2

Planungsausschuss	Planungsausschuss	Planungsausschuss	Planungsausschuss	Planungsausschuss
Vorsitzender	Präsident	Vizepräsident	Präsident	Präsident
Arbeitsleiter	Arbeitsleiter	Arbeitsleiter	Arbeitsleiter	Arbeitsleiter
Arbeitsleiter	Arbeitsleiter	Arbeitsleiter	Arbeitsleiter	Arbeitsleiter

Archiv

4., 7., 8., 9. und 10. Versuchskörper der Serie 2 (VK-04-S2, VK-07-S2, VK-08-S2, VK-09-S2, VK-10-S2)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastdehnung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längslängsrichtung
WAN-B	B	5	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerlagers
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFT BAU

BRBc SMD-04.06.16.7.44.7
 Bauelemente für die Reduktion
 von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken

Zuwendungsgeber
 [Logo]

Planer
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

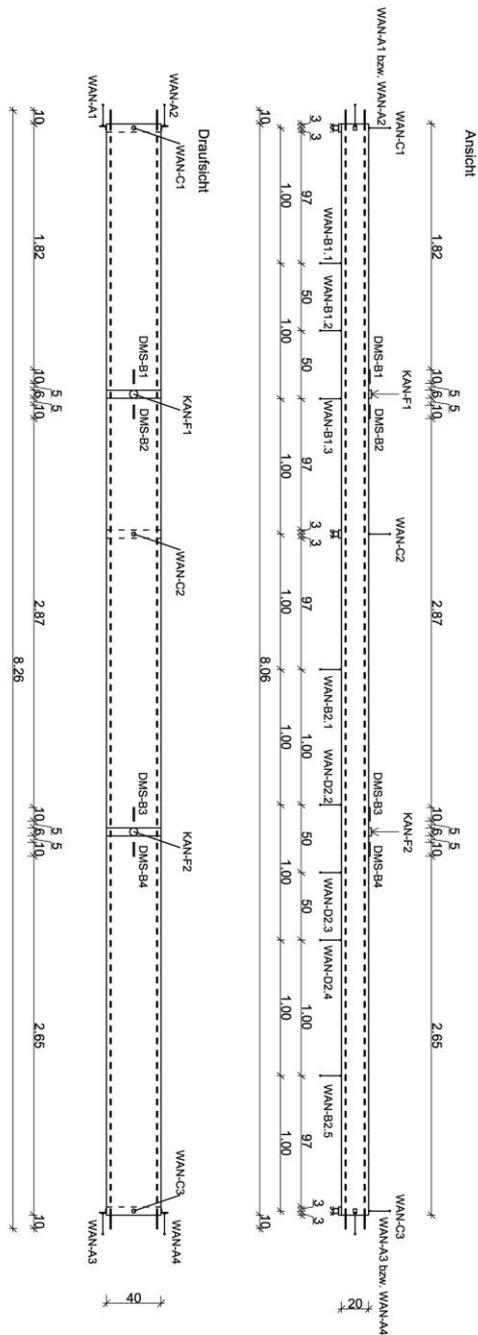
Freigeabe
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität

Planumittel
 Übersicht der Messtechnik
 VK-04-S2, VK-07-S2, VK-08-S2, VK-09-S2, VK-10-S2

Planfunktion	Planbezeichnung	1:1	Druck
Verdient	DMT-VK-04_07_08_09_10-S2		
Verfasser	Andreas Döcker	Freund	Waldob
Prüfung	16.03.2018		Prüfung

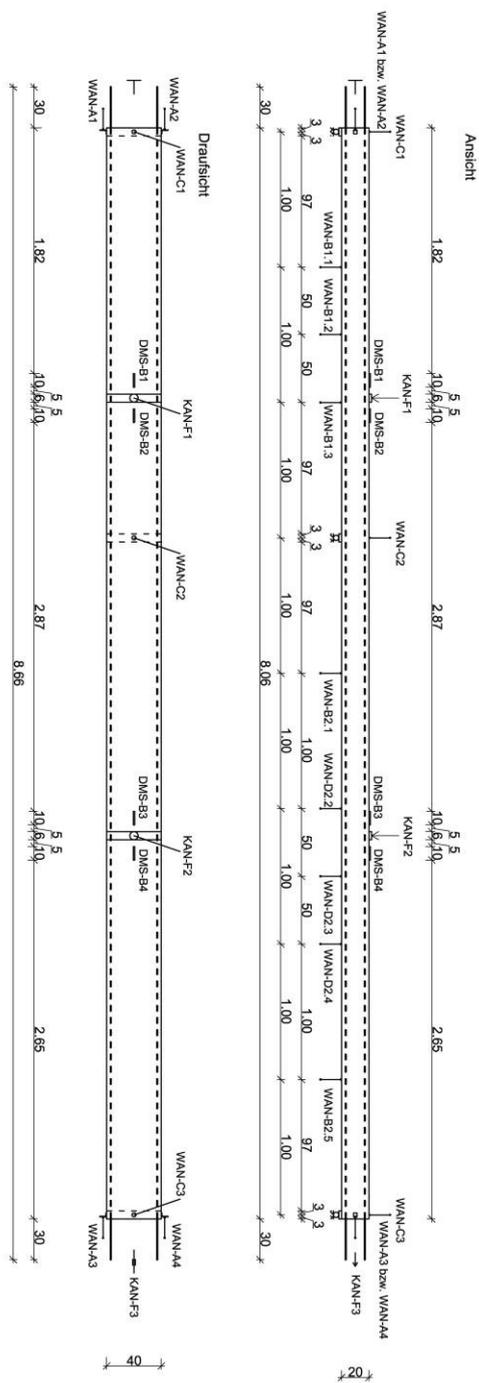
Archiv

1. Versuchskörper der Serie 3 (VK-01-S3)



<p>Projekt</p> <p>BBRC SMD-04.06.16.7.44.7 Bauelemente- und Bauteilversuche von Bewehrungsstahl in Hochbetondecken</p>	
<p>Zuwendungsgeber</p>	
<p>Planer</p>	
<p>Freigeabe</p>	
<p>Planimittel</p> <p>Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität</p> <p>Übersicht der Messtechnik 1. Versuchskörper, Serie 3 VK-01-S3</p>	
<p>Planzustand</p> <p>Freigebezeichnung</p> <p>Vorbereitung</p> <p>Ausführung</p> <p>Prüfung</p> <p>Prüfung</p> <p>Prüfung</p>	<p>Planzustand</p> <p>Freigebezeichnung</p> <p>Vorbereitung</p> <p>Ausführung</p> <p>Prüfung</p> <p>Prüfung</p> <p>Prüfung</p>
<p>Bezeichnung</p> <p>Typ</p> <p>Anzahl</p> <p>Beschreibung</p>	<p>Messgröße</p>
<p>DMS-B WAN-A WAN-B WAN-C WAN-D KAN-F/3 KAN-F/2</p> <p>B A 5 3 3 A 2</p> <p>Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120 Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 20 mm Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 50 mm Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 100 mm Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 100 mm Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm Kraftaufnehmer 100 kN</p>	<p>Belastung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerenlagers vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie Presskraft in Bauteillängsrichtung Presskraft in Bauteilquerrichtung</p>

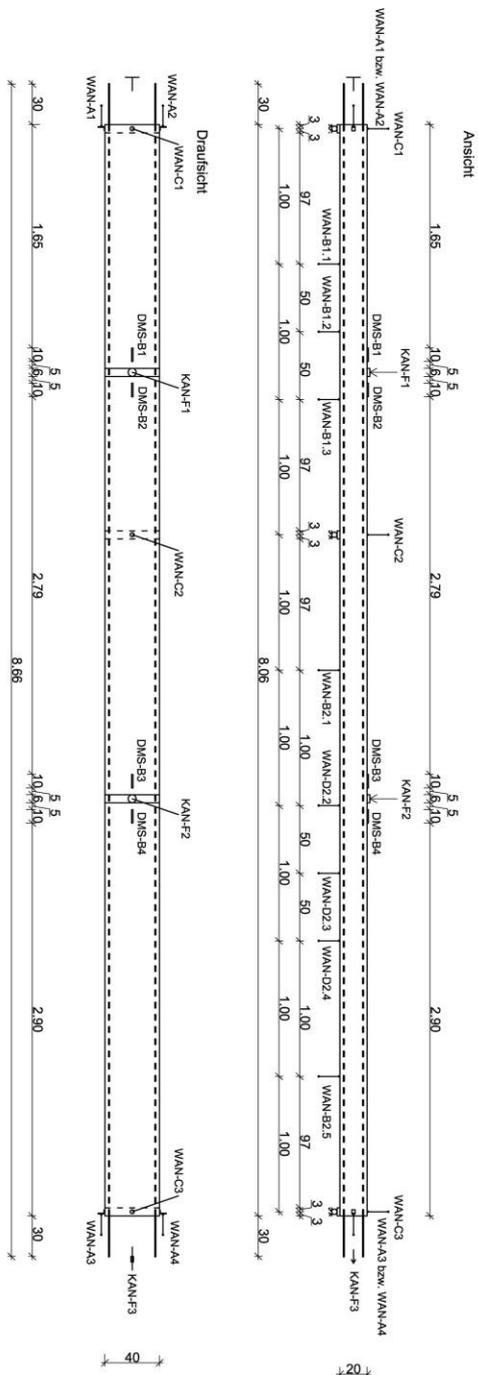
2. und 4. Versuchskörper der Serie 3 (VK-02-S3, VK-04-S3)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgrösse
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Baustellangsrichtung
WAN-B	B	5	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerlagens
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Presskraft in Baustellangsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Presskraft in Baustellangsrichtung

Projekt				
Zuwendungsgeber	BBSR SMD-0436/16/7-44/7 Bauelemente für Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten			
Planer				
Fregabe	Datum, Universität			
Planinhalt	Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Übersicht der Messtechnik 2. und 4. Versuchskörper, Serie 3 VK-02-S3, VK-04-S3			
Planfunktion	Planbearbeitung	Lfd.Nr.	Index	
Verfasser	DMT-VK-02_04-S3			
Änderung				
Prüfer				
Freigegeben				

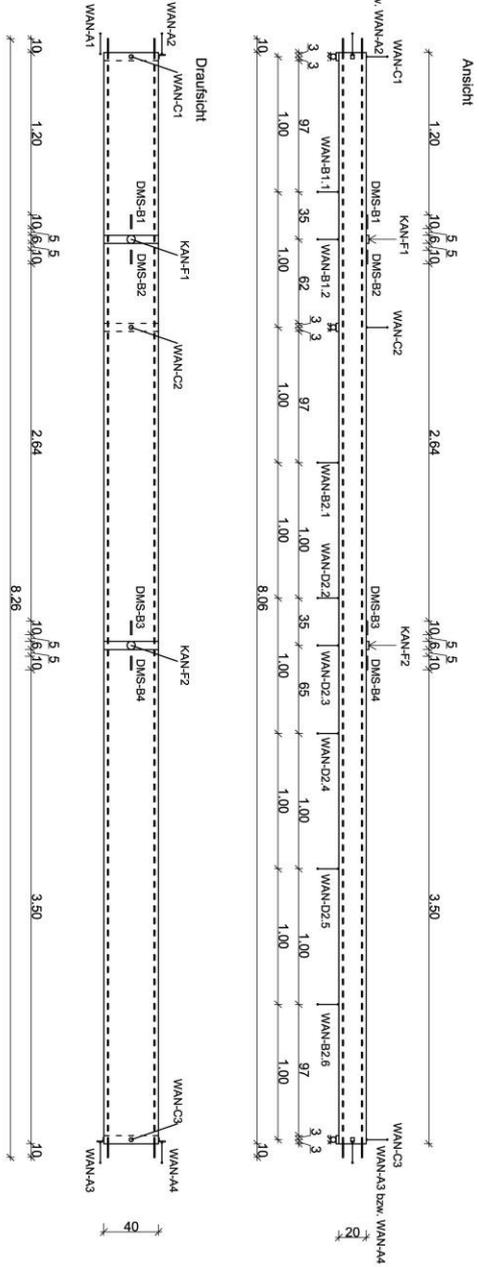
3. und 5. Versuchskörper der Serie 3 (VK-03-S3, VK-05-S3)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastung an der Betonoberkante horizontale Translation zur Erfassung der Längslängsrichtung vertikale Translation der unteren Bauteilkannte zur Erfassung der Biegelinie vertikale Translation der oberen Bauteilkannte zur Erfassung des Elastomerlagens vertikale Translation der unteren Bauteilkannte zur Erfassung der Biegelinie Presskraft in Bauteillängsrichtung Presskraft in Bauteilquerrichtung
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 20 mm	
WAN-B	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 50 mm	
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 10 mm	
WAN-D	D	3	Induktiver Wegaufnehmer, art. Messlänge L < 100 mm	
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	

Planer				
Freigebe				
Zuwendungsgeber	Projekt BBRG SMD-04.06.16.7.44.7 Realisierung der Reduktion von Bewehrungsstahl in Hochbauten			
Platznamen	Datum, Universität	Datum, Universität	Datum, Universität	Datum, Universität
Platznamen	Übersicht der Messtechnik 3. und 5. Versuchskörper, Serie 3 VK-03-S3, VK-05-S3			
Platznamen	Plattenbau Versuchs- Apparate 16.05.2018	Plattenbau Versuchs- Apparate 16.05.2018	Plattenbau Versuchs- Apparate 16.05.2018	Plattenbau Versuchs- Apparate 16.05.2018

1. Versuchskörper der Serie 4 (VK-01-S4)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Betondehnung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längsänderung in Bauteillängsrichtung
WAN-B	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerlagers
WAN-D	D	4	Induktiver Wegaufnehmer, erf. Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
KAN-F3	A	0	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFT BAU

BRBc SMD-04.06.16.7.44.7
 Bauelemente für die Reduktion
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber
 [Logo]

Planer
 [Logo]

Freigeabe
 [Logo]

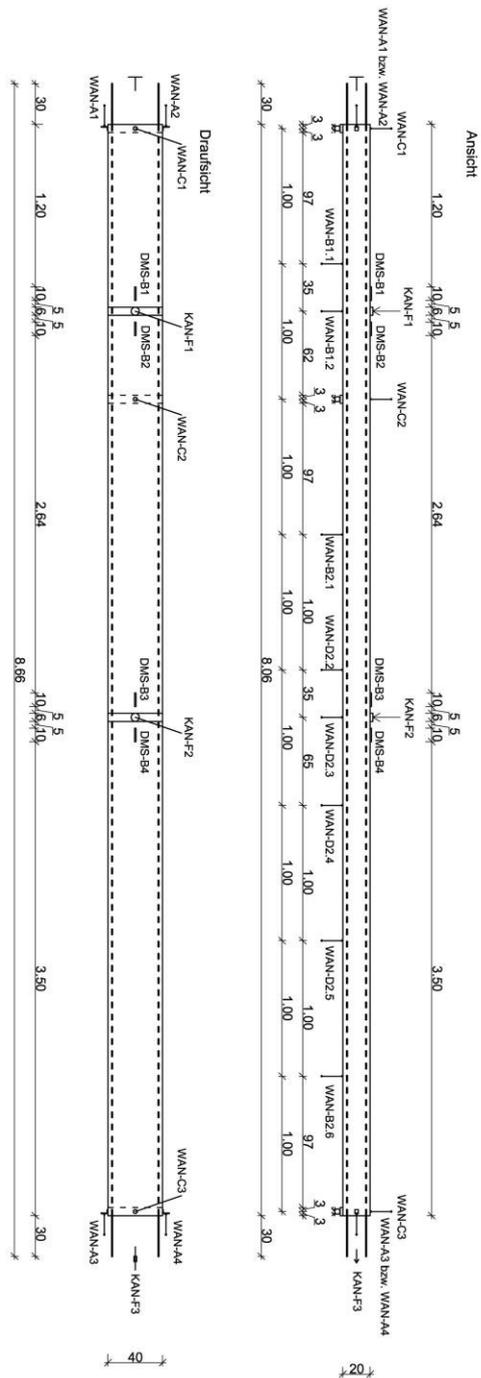
Planungsausschuss
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität

Planungsausschuss
 1. Versuchsreihe
 1. Versuchskörper, Serie 4
 VK-01-S4

Planungsausschuss	Planungsausschuss	Planungsausschuss	Planungsausschuss
Vorsitzender	Protokollführer	Beauftragter	Beauftragter
Andreas Dörger	16.02.2020		

Archiv

2. Versuchskörper der Serie 4 (VK-02-S4)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dahnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längslängsrichtung
WAN-B	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 10 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkante zur Erfassung des Elastomerlagers
WAN-D	D	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkante zur Erfassung der Biegelinie
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

Projekt
TECHNISCHE UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
FORSCHUNGSINITIATIVE ZUKUNFTBAU

BRSC SMD-04.06.16.7.44.7
 Bauelemente der Fertigung
 von Bewehrungsstahl in Hochbauten

Zuwendungsgeber
 [Logo: Technische Universität Kaiserslautern]

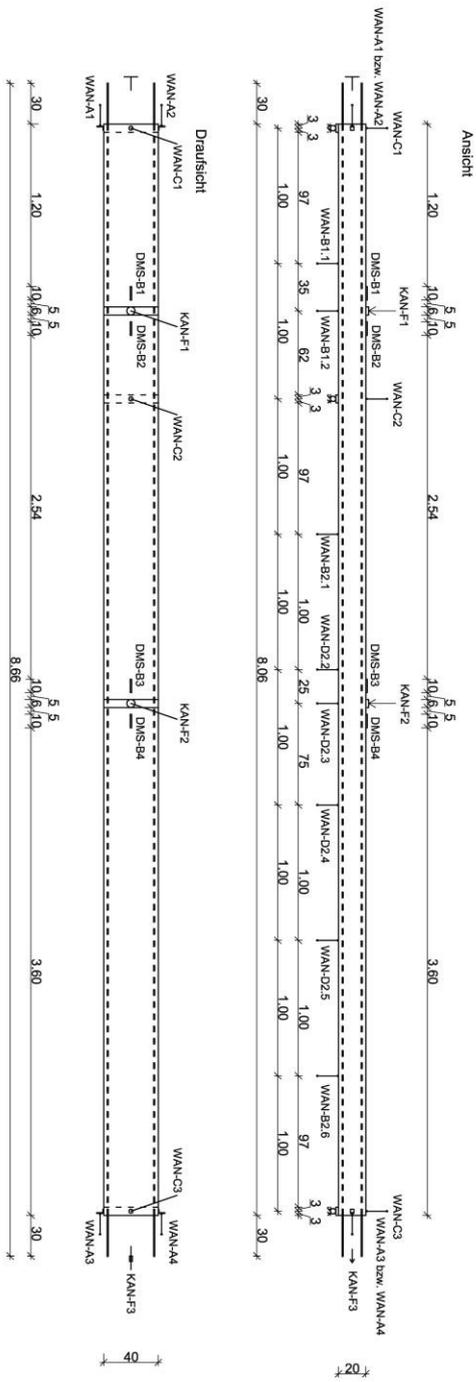
Planer
 [Logo: Technische Universität Kaiserslautern]

Freigeabe
 Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität, Datum, Universität

Planinhalt
 Übersicht der Messtechnik
 2. Versuchskörper, Serie 4
 VK-02-S4

Planfunktion	Freigebe	1:1	1:1	1:1	1:1
Verfasser	DMT-VK-02-S4	Freigebe	Freigebe	Freigebe	Freigebe
Änderung	Änderung	Freigebe	Freigebe	Freigebe	Freigebe
Prüfung	Prüfung	Freigebe	Freigebe	Freigebe	Freigebe
Archiv	Archiv	Freigebe	Freigebe	Freigebe	Freigebe

3. Versuchskörper der Serie 4 (VK-03-S4)



Bezeichnung	Typ	Anzahl	Beschreibung	Messgröße
DMS-B	B	4	Dehnungsmessstreifen HBM 1-LY41-100/120	Belastung an der Betonoberkante
WAN-A	A	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	horizontale Translation zur Erfassung der Längslängsrichtung
WAN-B	B	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 20 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkannte zur Erfassung der Biegelinie
WAN-C	C	3	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 50 mm	vertikale Translation der oberen Bauteilkannte zur Erfassung des Elastomerlagers
WAN-D	D	4	Induktiver Wegaufnehmer, art Messlänge L < 100 mm	vertikale Translation der unteren Bauteilkannte zur Erfassung der Biegelinie
KAN-F3	A	1	Ringkraftaufnehmer 500 kN, Innendurchmesser D=34 mm	Pressenkraft in Bauteillängsrichtung
KAN-F1/2	B	2	Kraftaufnehmer 100 kN	Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

Projekt				
Zuwendungsgeber	BBSR SMD-4036/16.7-447 Bundesministerium für Bildung und Wissenschaft von Bewehrungsstahl in Hochbauten			
Planer				
Freigeabe	Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität Datum, Universität 2013 2013 2013 2013			
Planinhalt	Übersicht der Messtechnik 3. Versuchskörper, Serie 4 VK-03-S4			
Planstatus	Freigegeben	Freigegeben	Freigegeben	Freigegeben
Verfasser	DMT-VK-03-S4	Freigegeben	Freigegeben	Freigegeben
Änderung	Änderung	Freigegeben	Freigegeben	Freigegeben
Archiv	Archiv	Freigegeben	Freigegeben	Freigegeben

Anhang C

Im Anhang C werden die Ergebnisse der Bauteilversuche der Versuchsreihe „Kurzzeitversuche“ und deren anhand des räumlichen nichtlinearen Finite-Elemente-Modells durchgeführten Nachrechnungen getrennt nach den Versuchen zusammengefasst.

- Diagramm: Belastung und Längsdehnung / Zeit

(Bei den Versuchen ohne Zugkraft sind die Diagramme Belastung / Zeit dargestellt.)

- Diagramm: Zugkraft / Längsdehnung

(Bei den Versuchen ohne Zugkraft sind die Diagramme Vertikalkraft / Längsdehnung dargestellt.)

- Diagramm: Belastung / Durchbiegung in der Feldmitte

(Bei den Diagrammen wird die Zugkraft auf die Vertikalverformung des größeren Feldes bezogen.)

Versuchsserie 1

Versuch VK-01-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,41 kN (je Lasteinleitung).

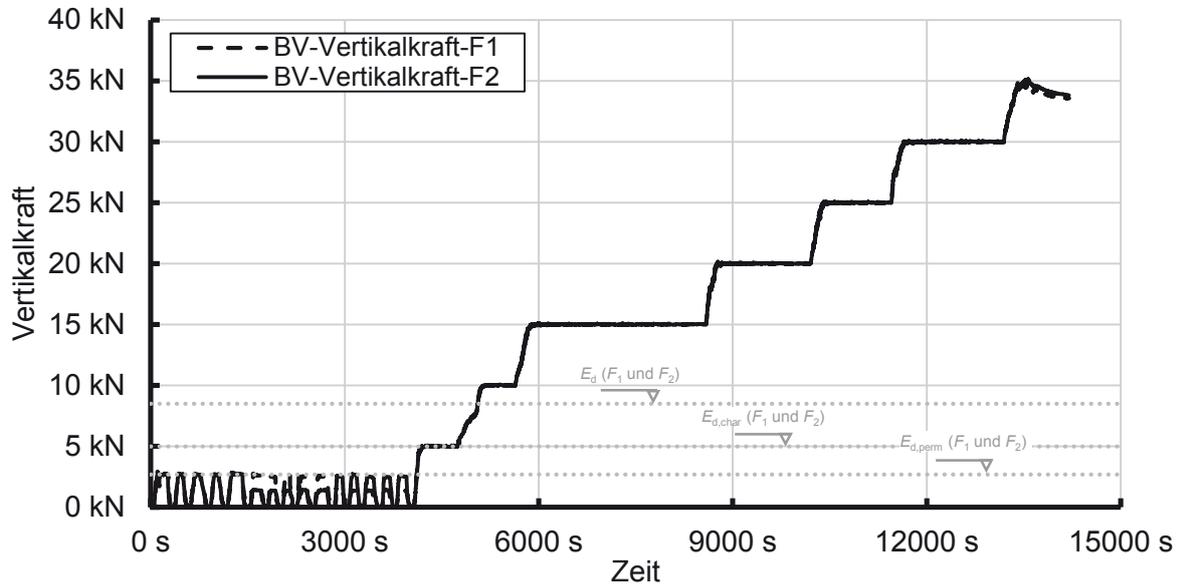


Abbildung C-1: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S1

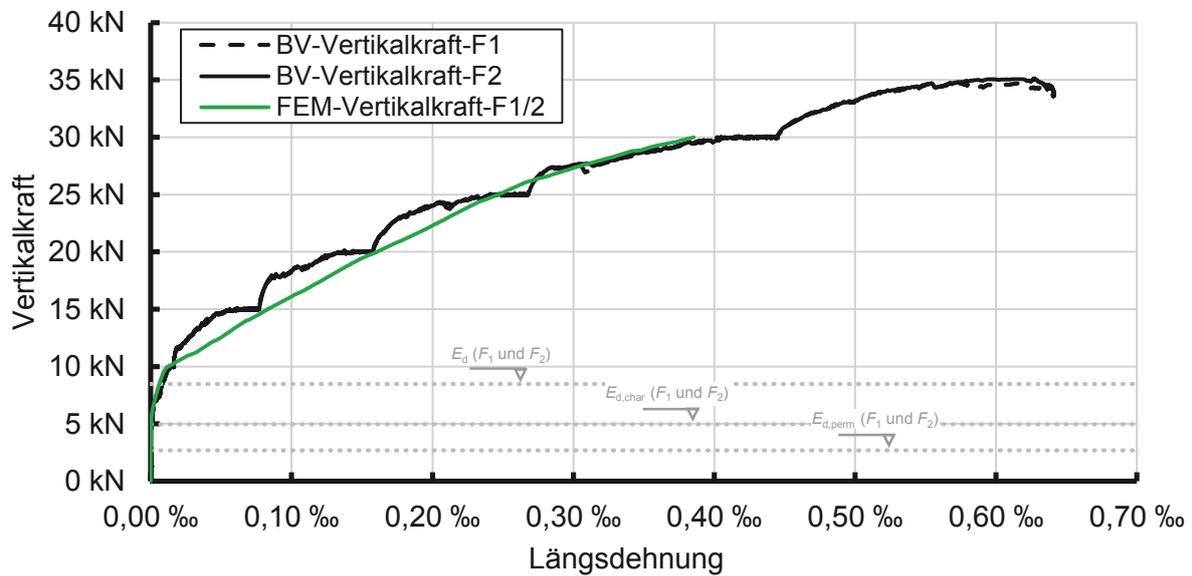


Abbildung C-2: Vertikalkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S1 und dessen Nachrechnung

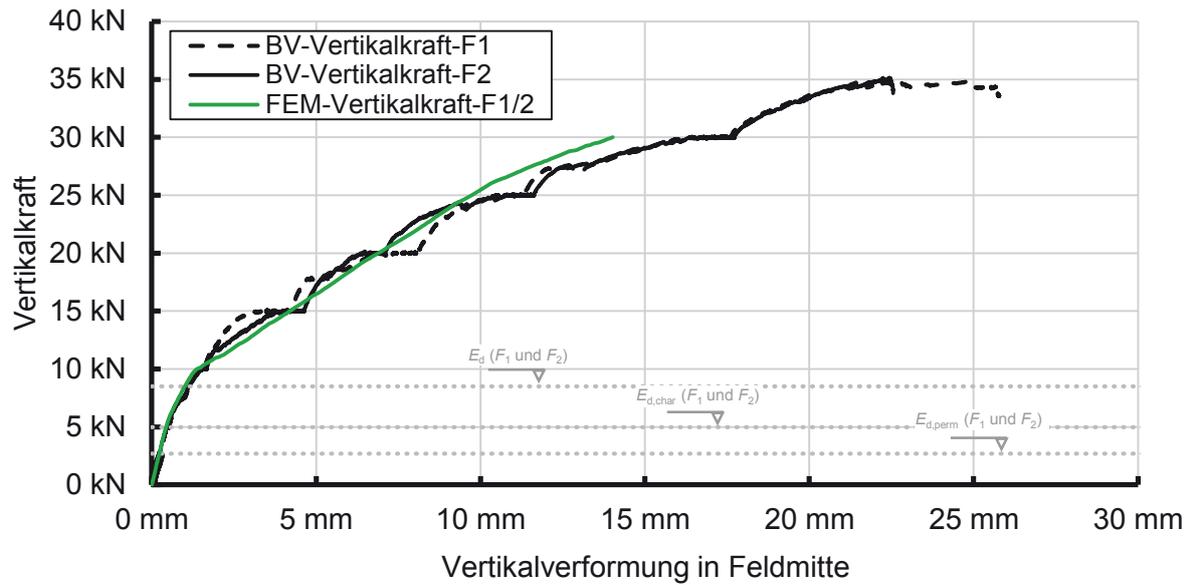


Abbildung C-3: Vertikalkraft-Vertikalverformung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S1 und dessen Nachrechnung

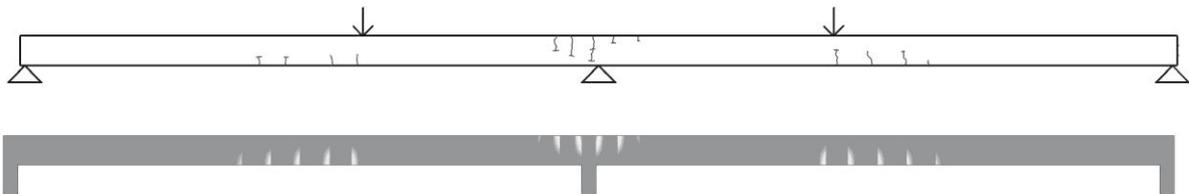


Abbildung C-4: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S1 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_1 = F_2 \approx 15 \text{ kN}$

Versuch VK-02-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,41 kN (je Lasteinleitung).

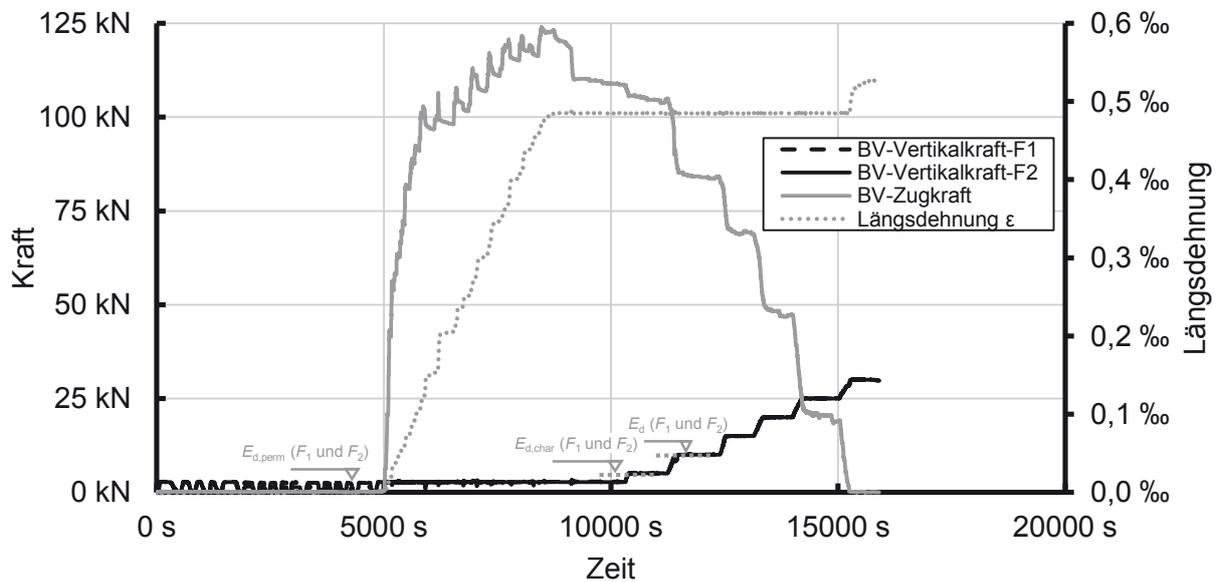


Abbildung C-5: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02-S1

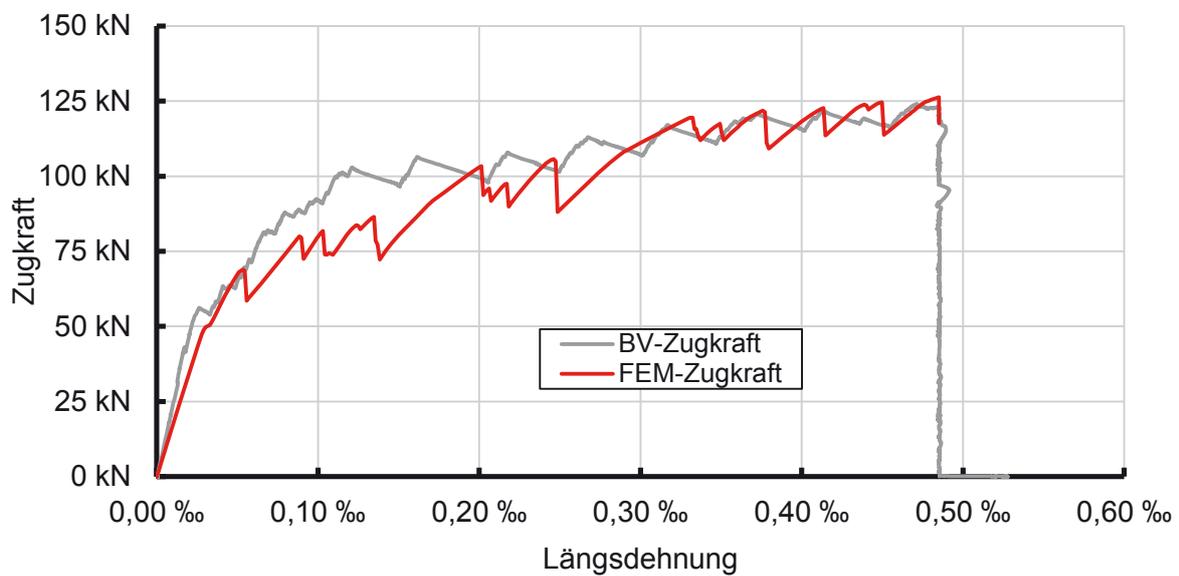


Abbildung C-6: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-02-S1 und dessen Nachrechnung

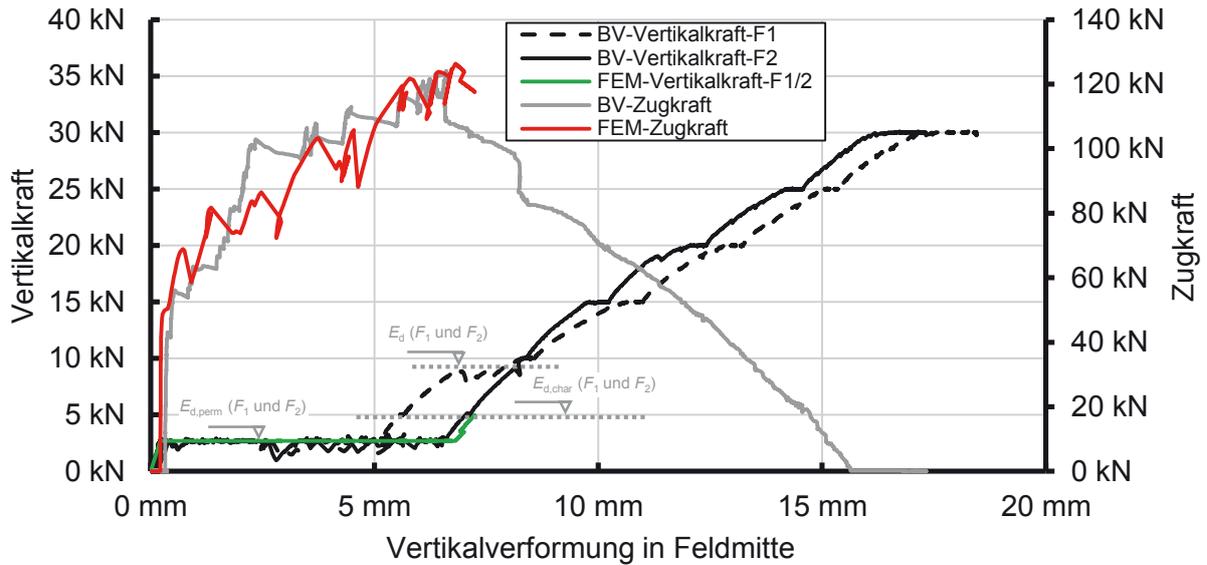


Abbildung C-7: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-02-S1 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

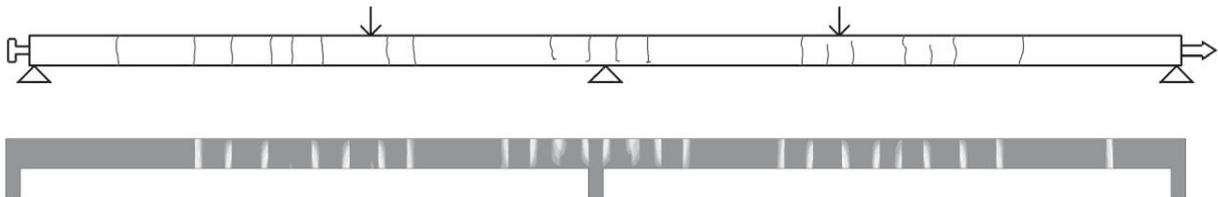


Abbildung C-8: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02-S1 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,42 kN (je Lasteinleitung).

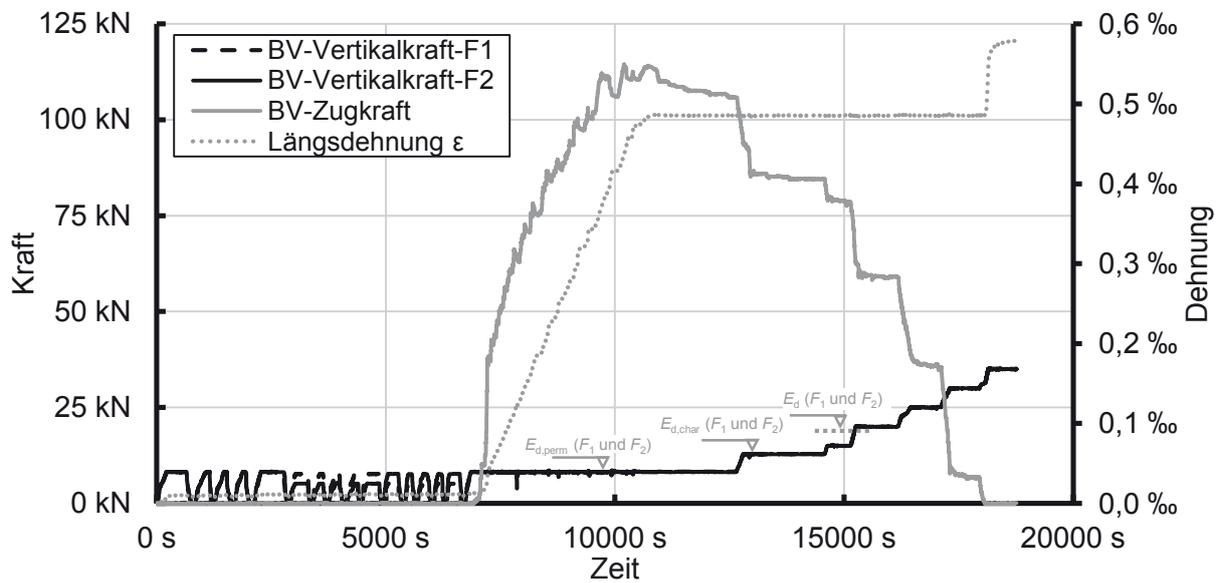


Abbildung C-9: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03-S1

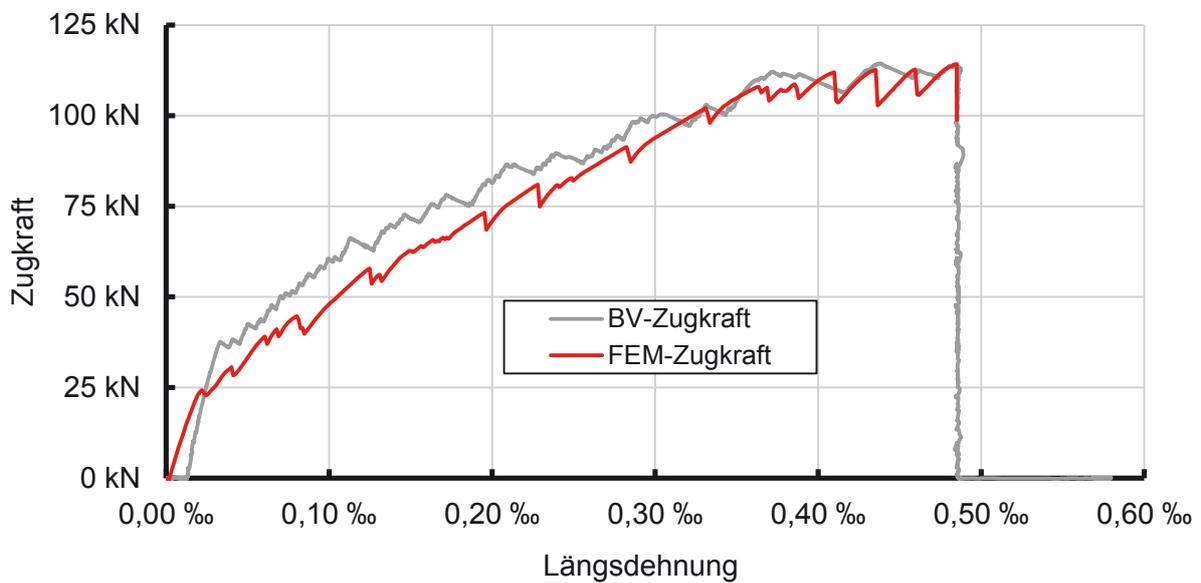


Abbildung C-10: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-03-S1 und dessen Nachrechnung

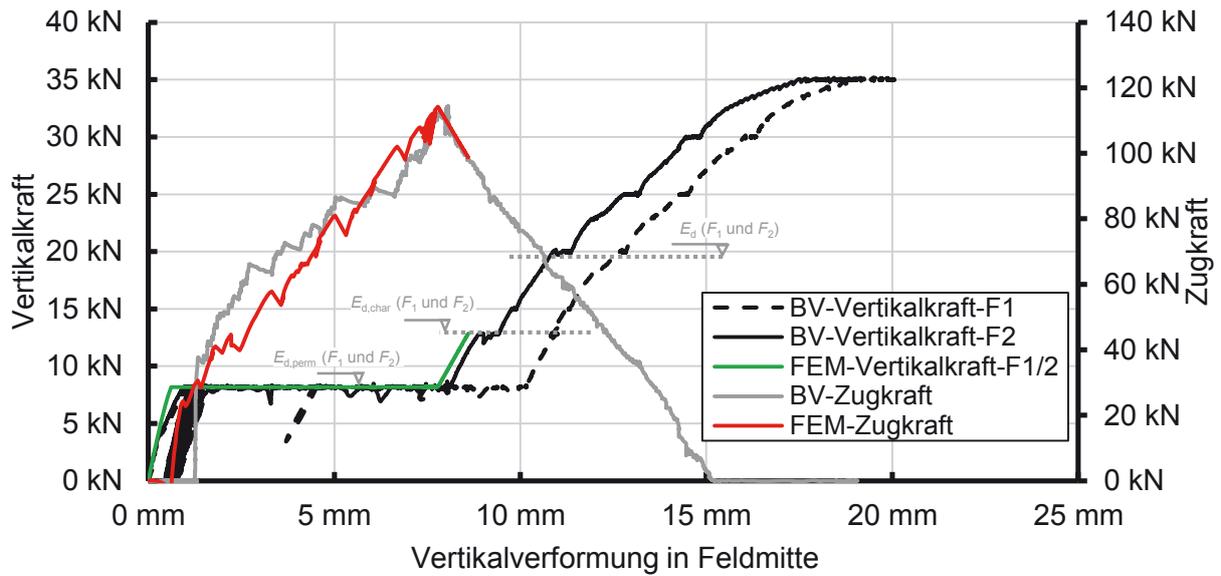


Abbildung C-11: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-03-S1 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

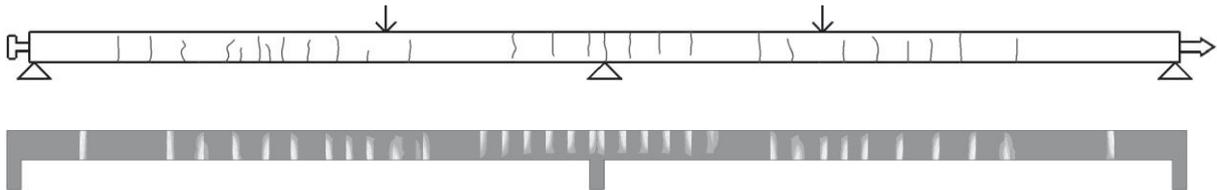


Abbildung C-12: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-03-S1 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-04-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,42 kN (je Lasteinleitung).

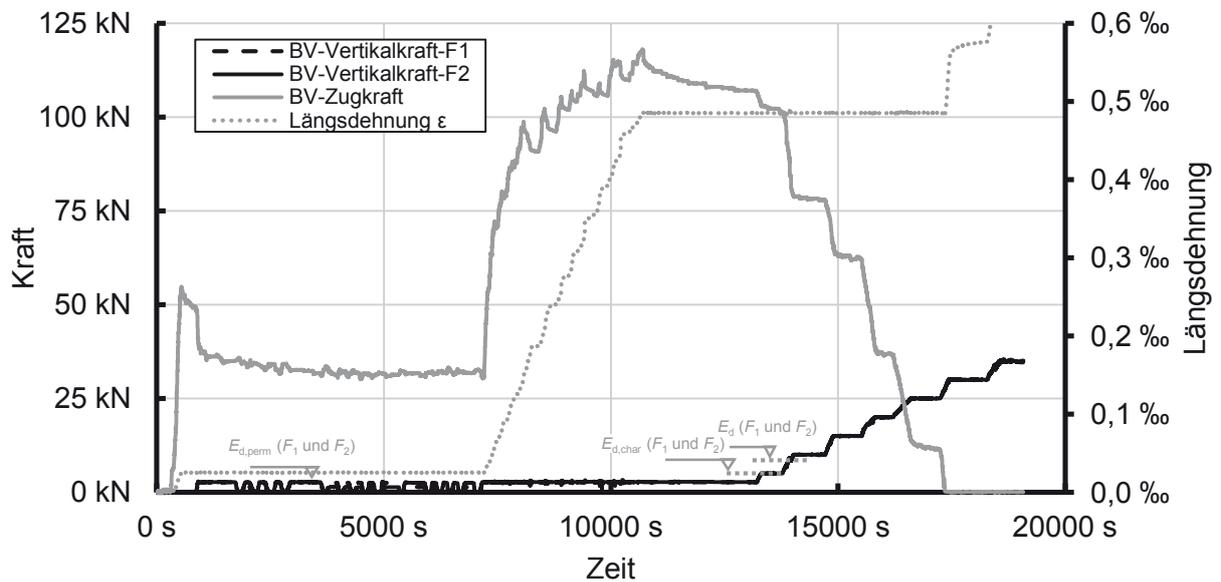


Abbildung C-13: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-04-S1

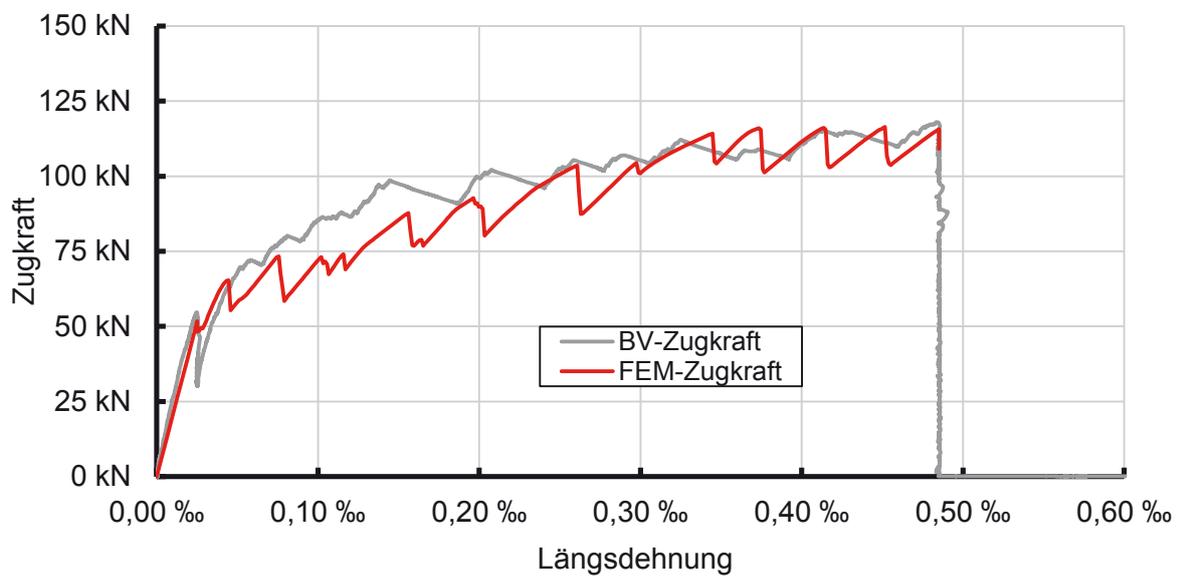


Abbildung C-14: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-04-S1 und dessen Nachrechnung

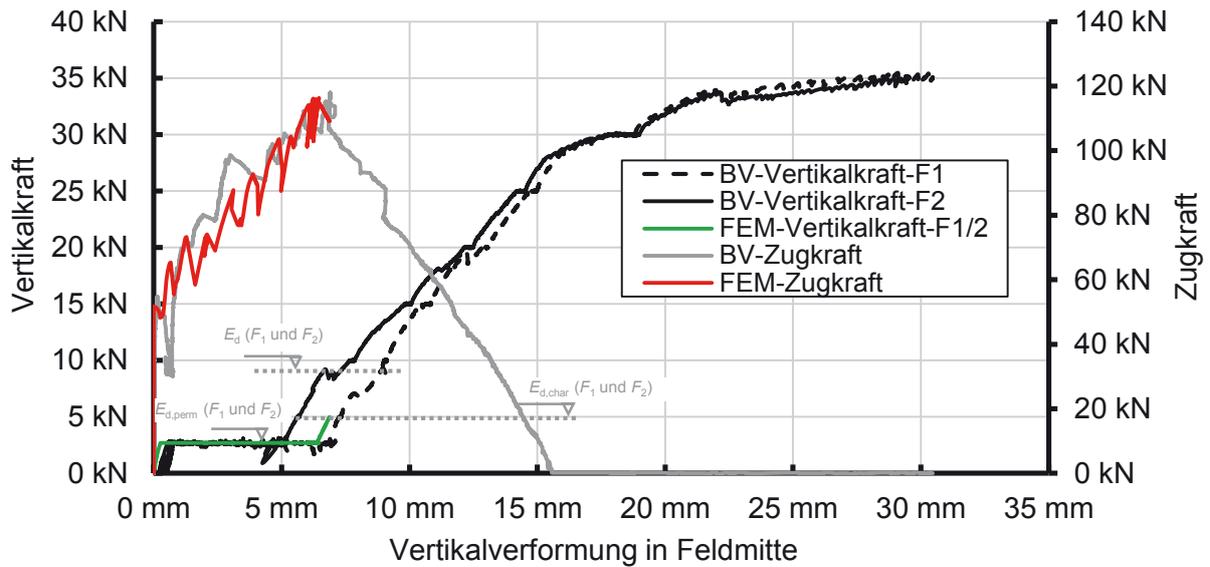


Abbildung C-15: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm des Bauteilversuches VK-04-S1 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

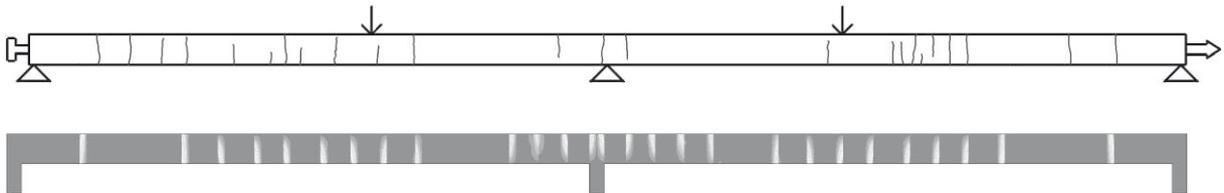


Abbildung C-16: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-04-S1 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-05a/b-S1

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,42 kN (je Lasteinleitung).

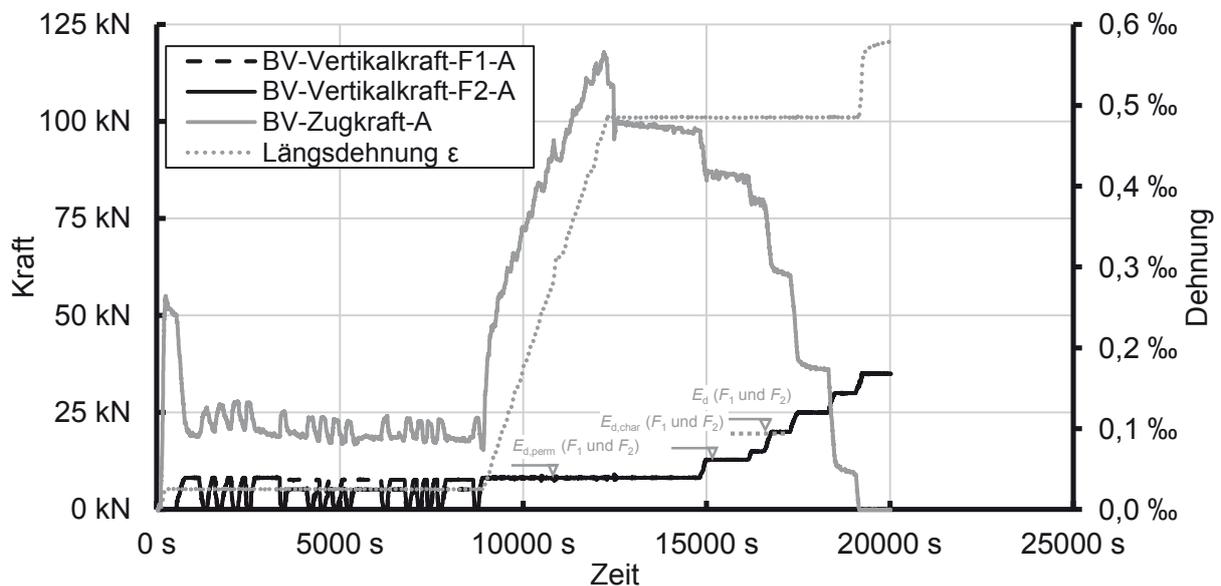


Abbildung C-17: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05a-S1

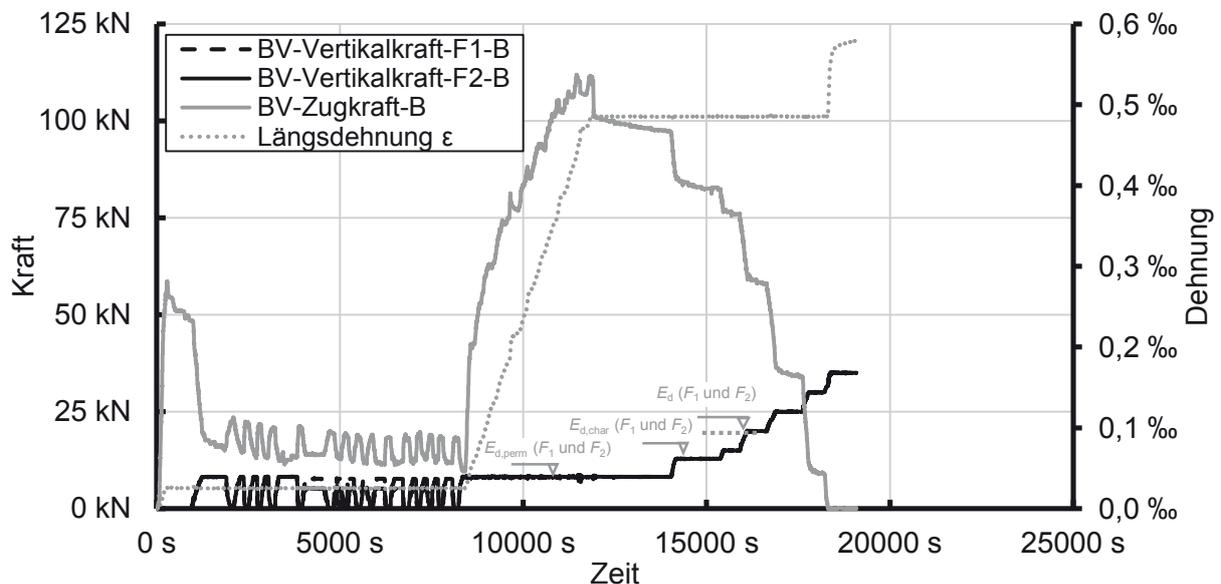


Abbildung C-18: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05b-S1

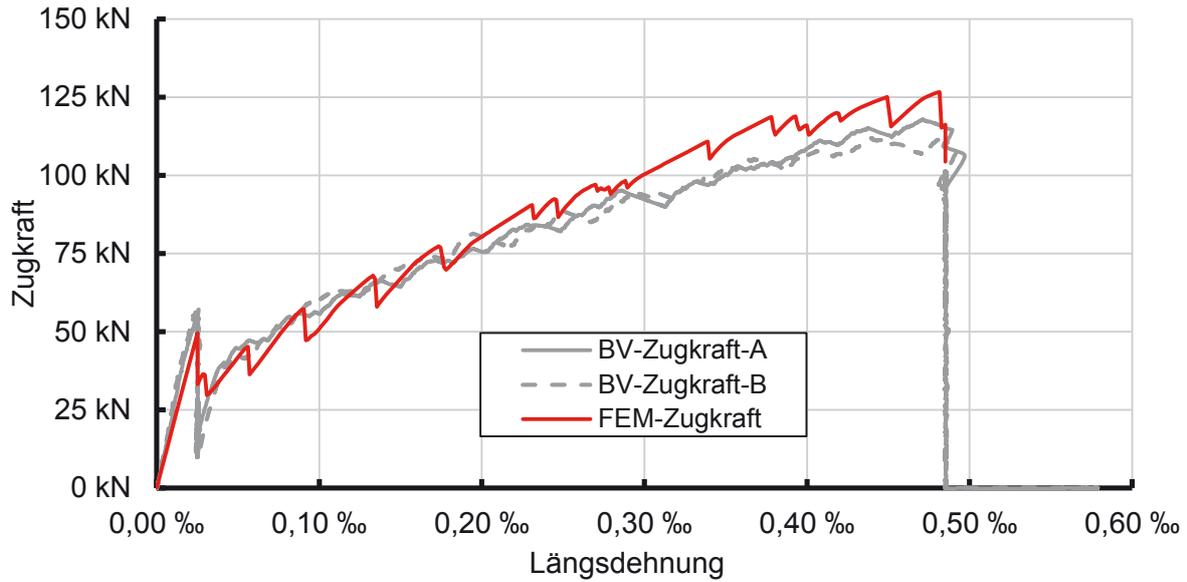


Abbildung C-19: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung der Bauteilversuche VK-05a-S1 und VK-05b-S1 sowie deren Nachrechnung

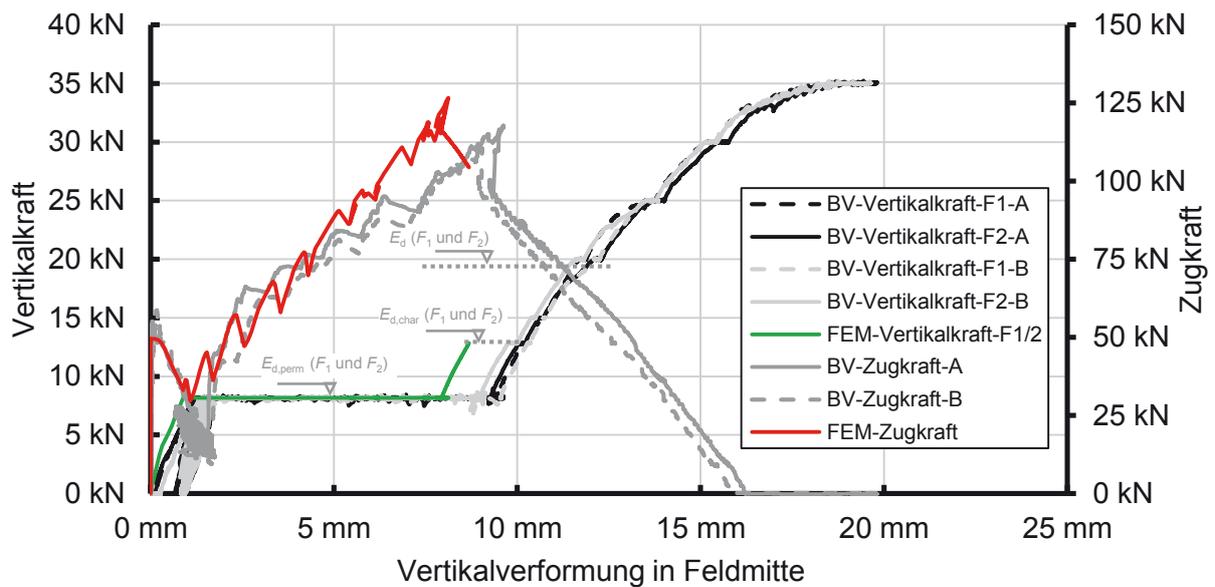


Abbildung C-20: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm der Bauteilversuche VK-05a-S1 und VK-05b-S1 sowie deren Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

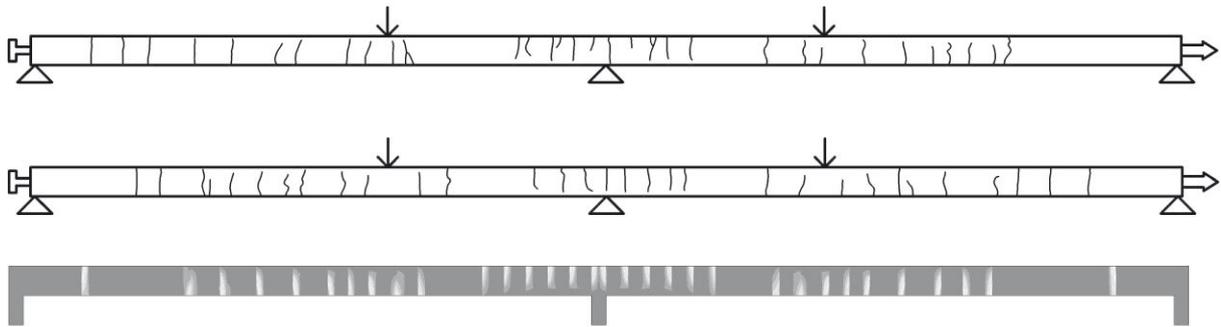


Abbildung C-21: Gegenüberstellung der Rissbilder aus den Bauteilversuchen VK-05a-S1 (oben) und VK-05b-S1 (in der Mitte) sowie deren Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um 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 Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,28 kN (je Lasteinleitung).

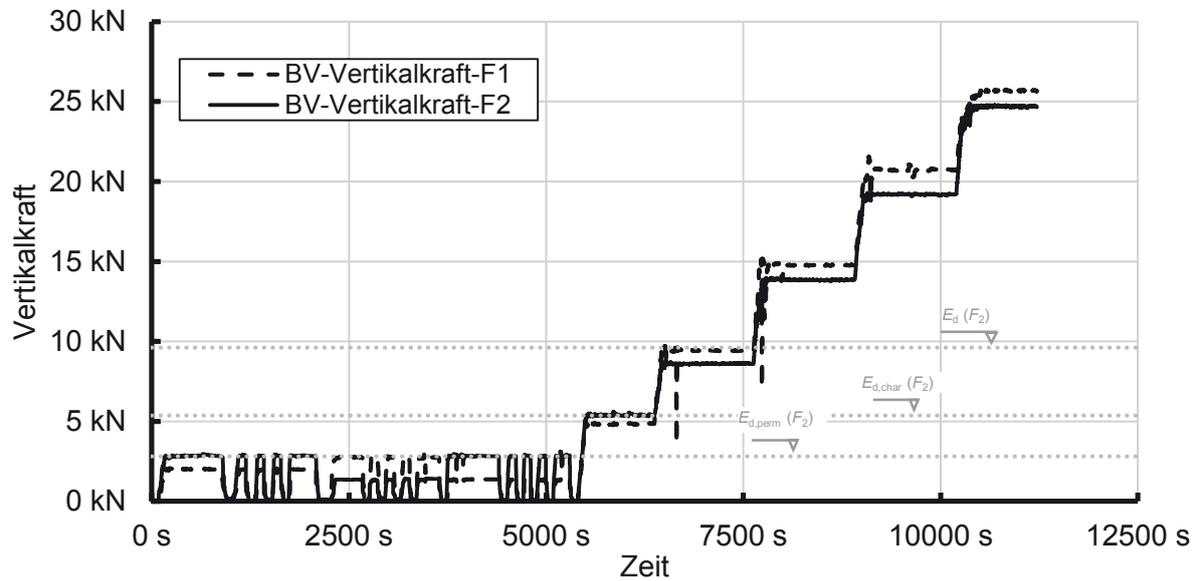


Abbildung C-22: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S2

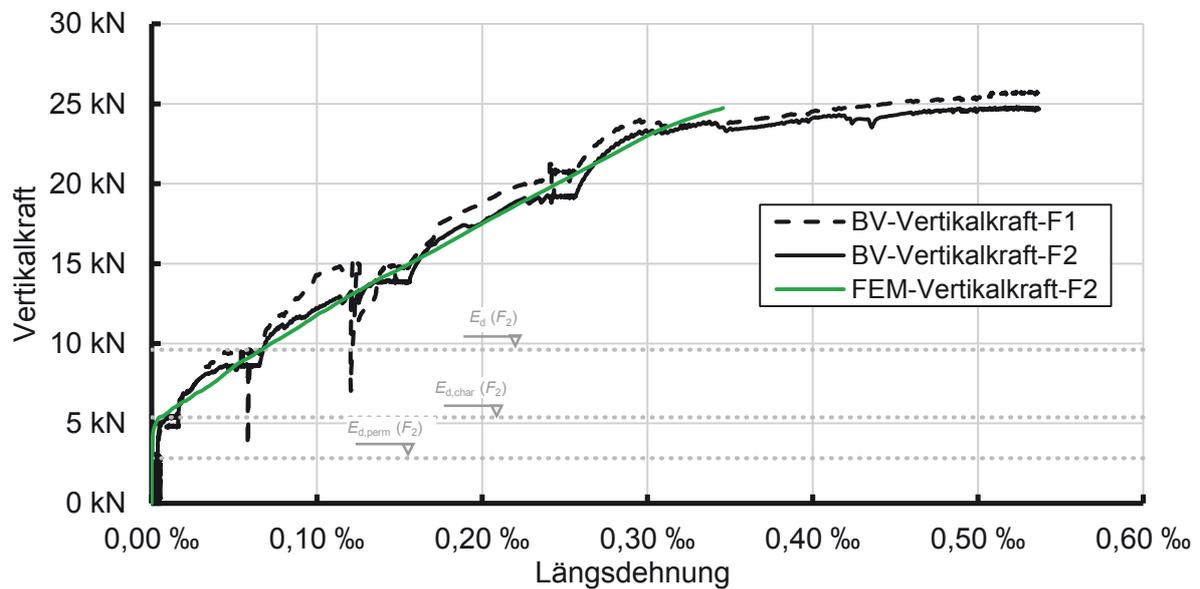


Abbildung C-23: Vertikalkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S2 und dessen Nachrechnung

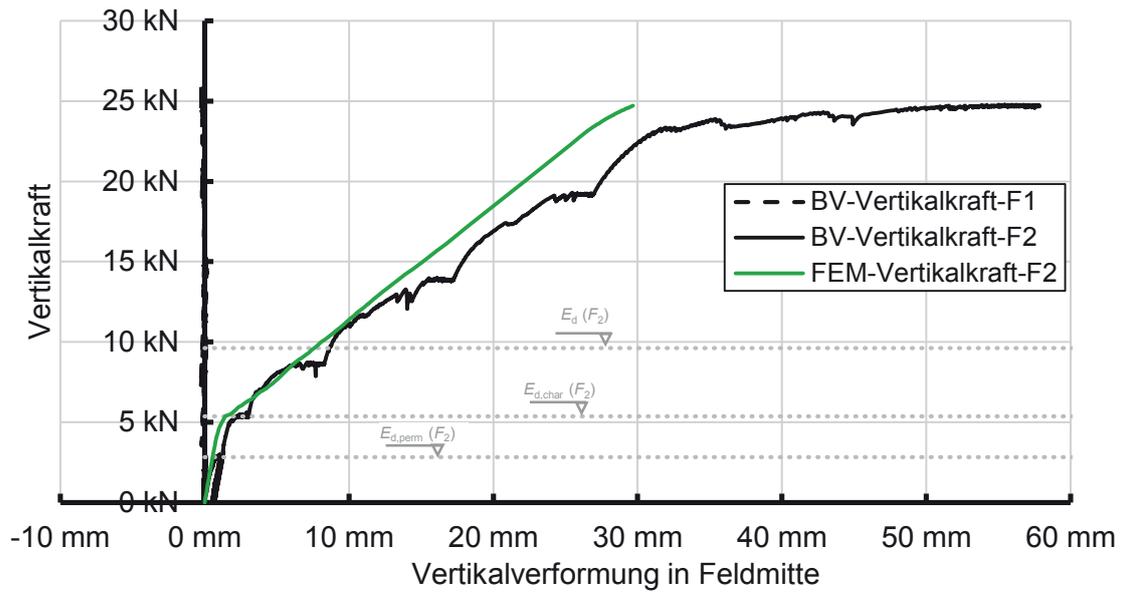


Abbildung C-24: Vertikalkraft-Vertikalverformung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S2 und dessen Nachrechnung

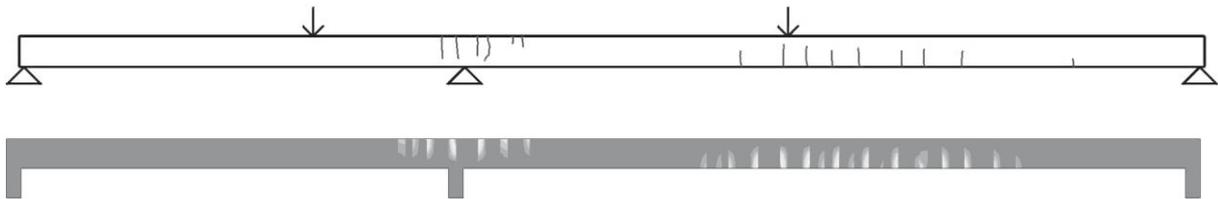


Abbildung C-25: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S2 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_2 \approx 15$ kN

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.

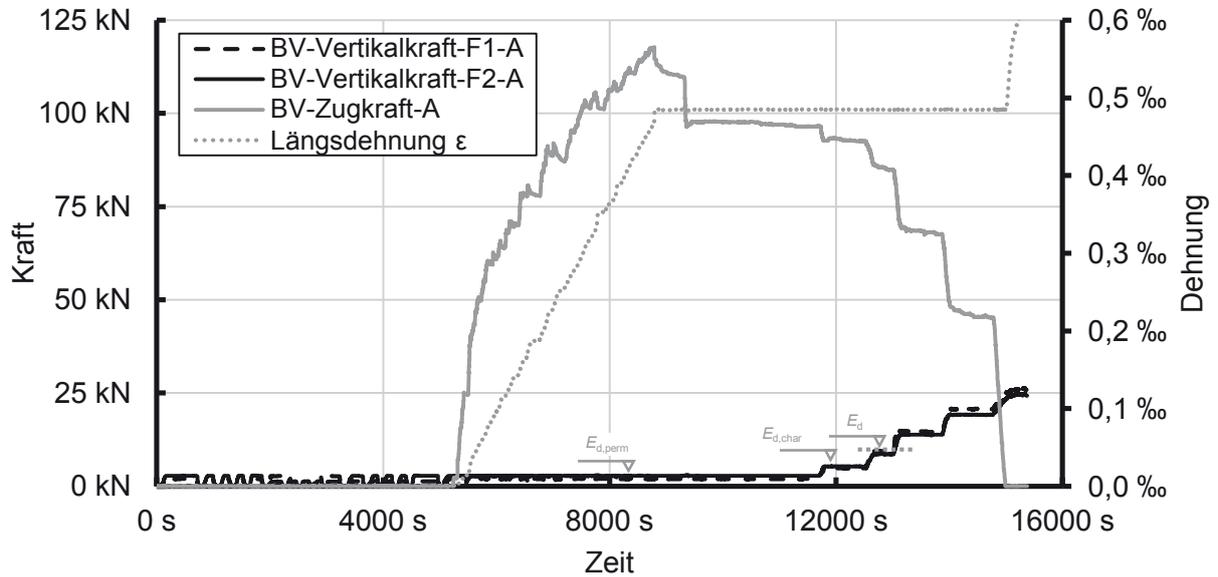


Abbildung C-26: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02a-S2

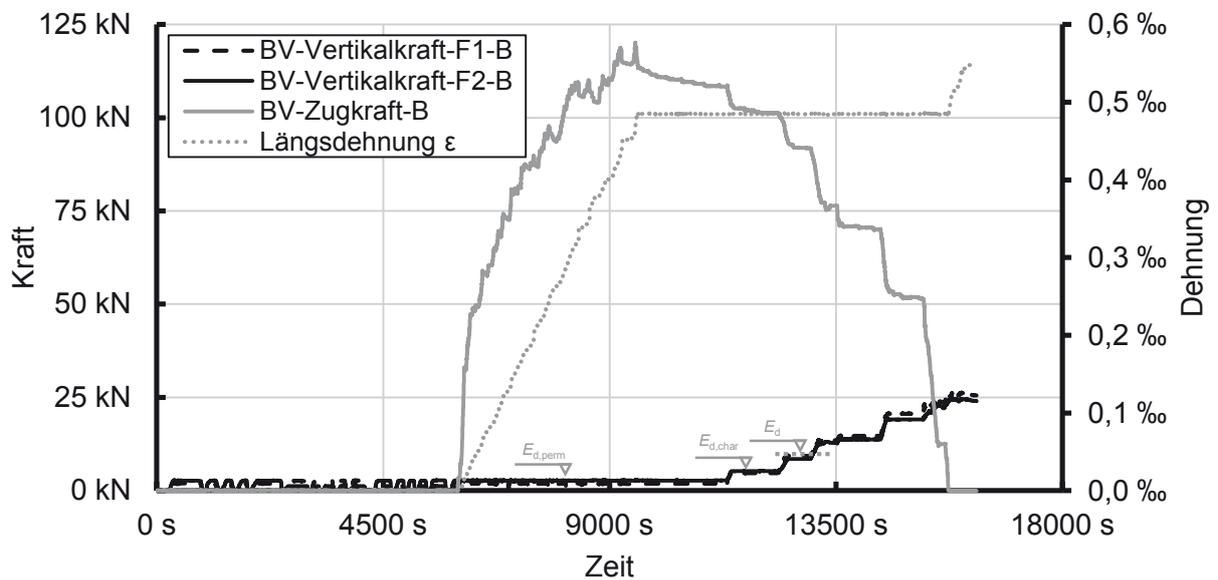


Abbildung C-27: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02b-S2

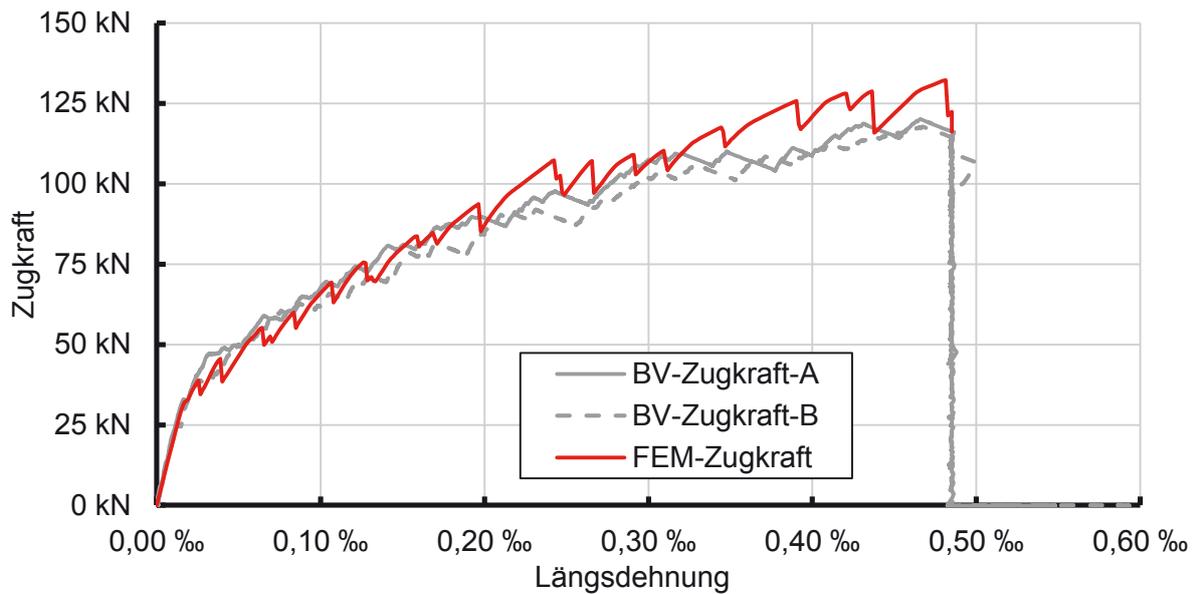


Abbildung C-28: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung der Bauteilversuche VK-02a-S2 und VK-02b-S2 sowie deren Nachrechnung

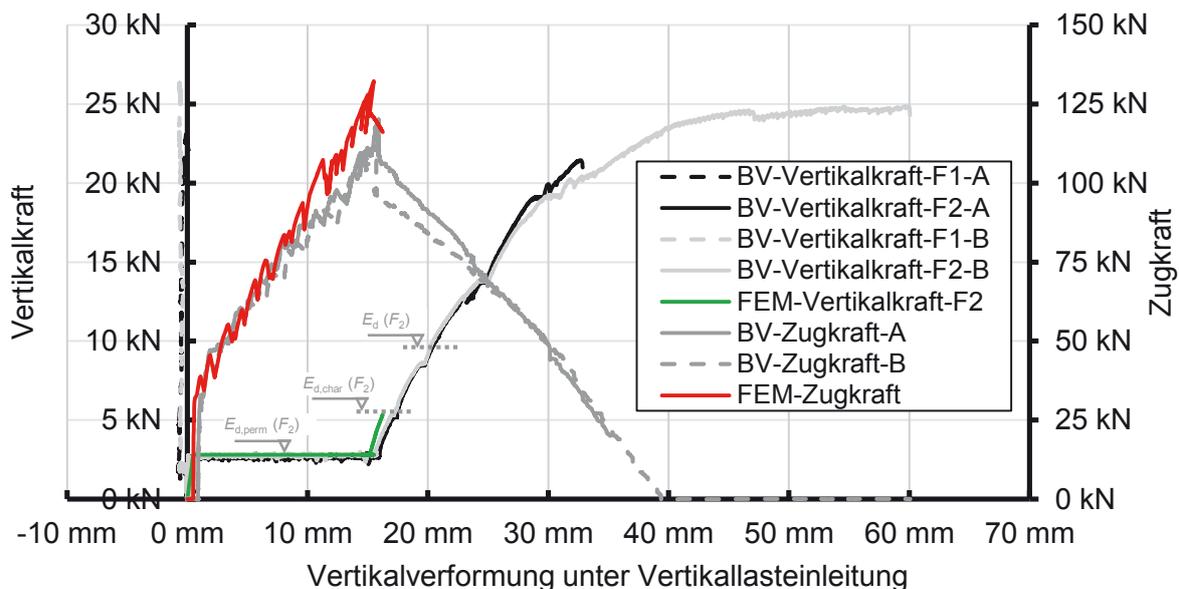


Abbildung C-29: Belastungs-Vertikalverformungs-Diagramm der Bauteilversuche VK-02a-S2 und VK-02b-S2 sowie deren Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

Es ist zu beachten, dass die Vertikalverformung anstatt in Feldmitte unter der Vertikallasteinleitung gemessen wurde. Außerdem war die maximal mögliche Messung der Durchbiegung auf ca. 35 mm bei dem Bauteilversuch VK-02a-S2 begrenzt. Um die 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.

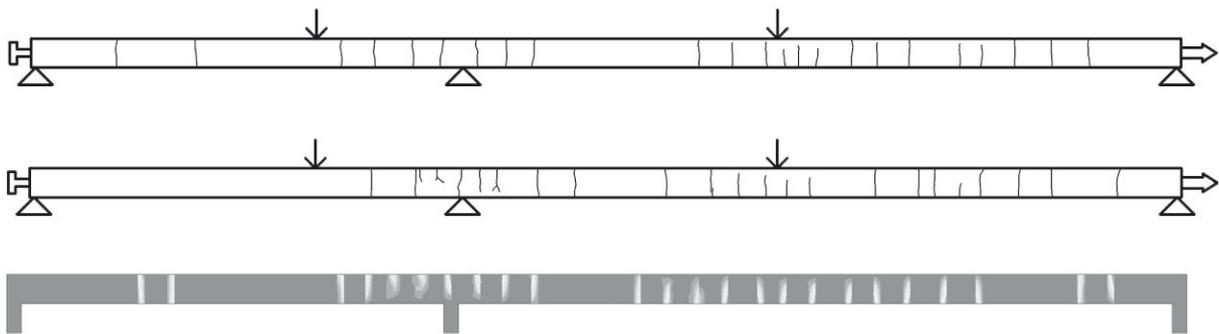


Abbildung C-30: Gegenüberstellung der Rissbilder aus den Bauteilversuchen VK-02a-S2 (oben) und VK-02b-S2 (in der Mitte) sowie deren Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

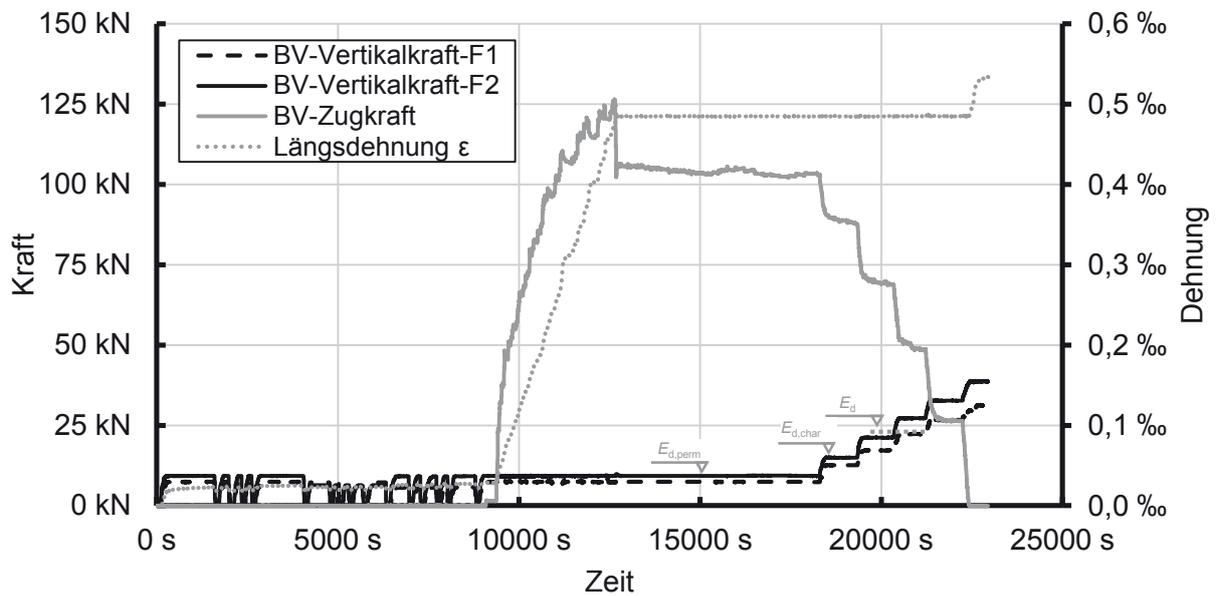


Abbildung C-31: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03-S2

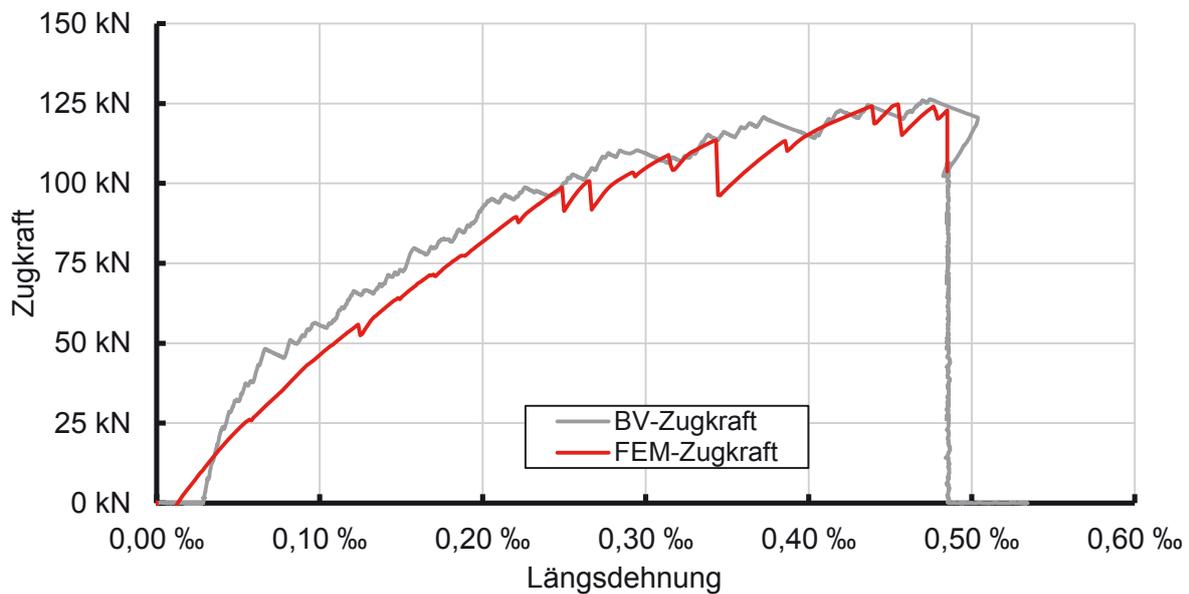


Abbildung C-32: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-03-S2 und dessen Nachrechnung

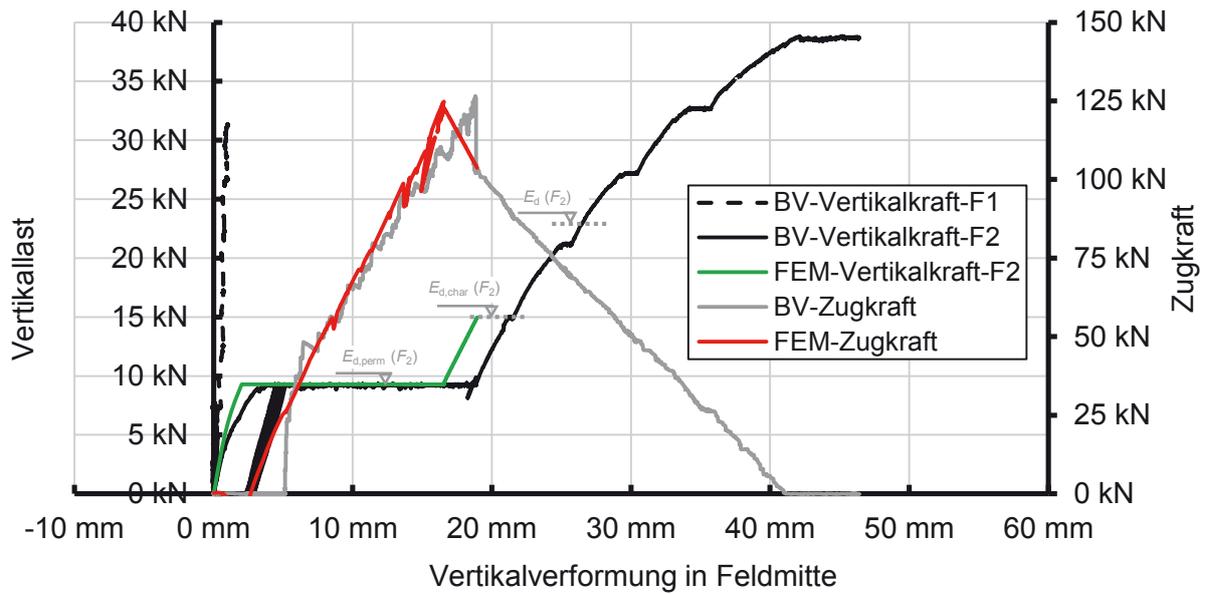


Abbildung C-33: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-03-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

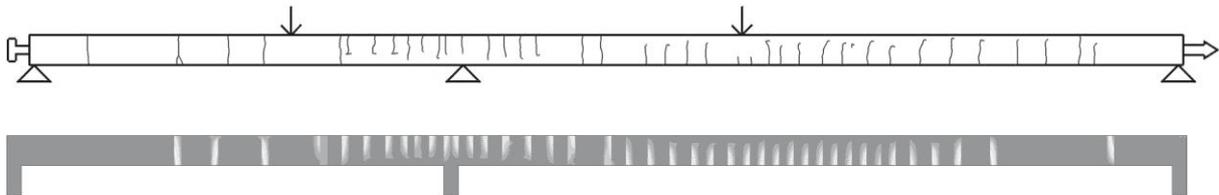


Abbildung C-34: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-03-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-04-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,28 kN (je Lasteinleitung).

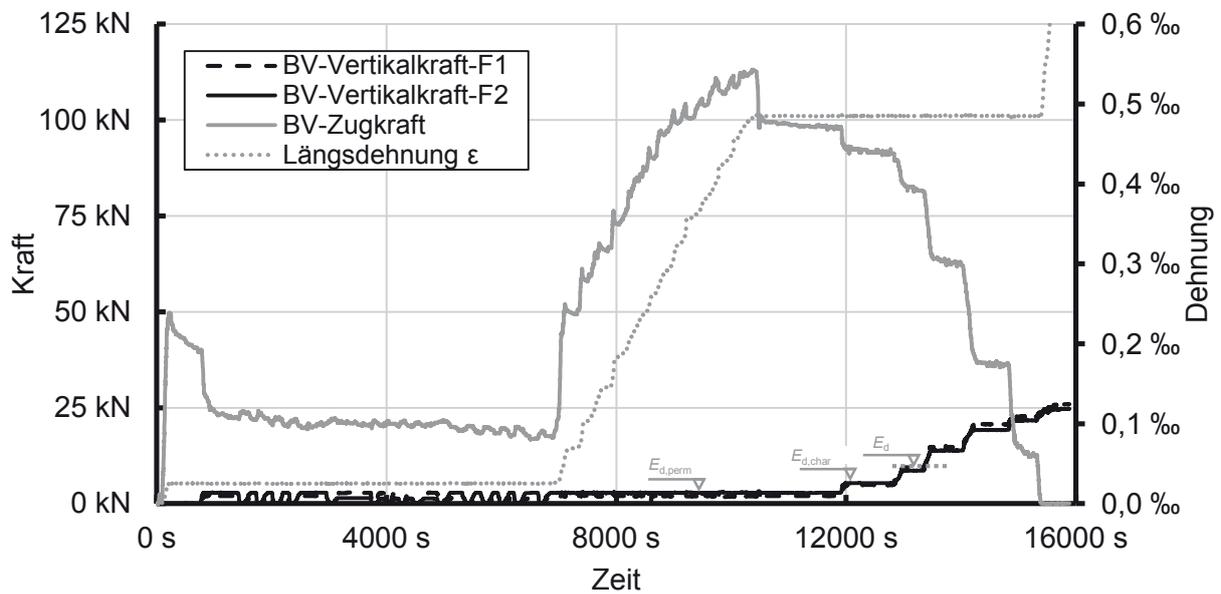


Abbildung C-35: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-04-S2

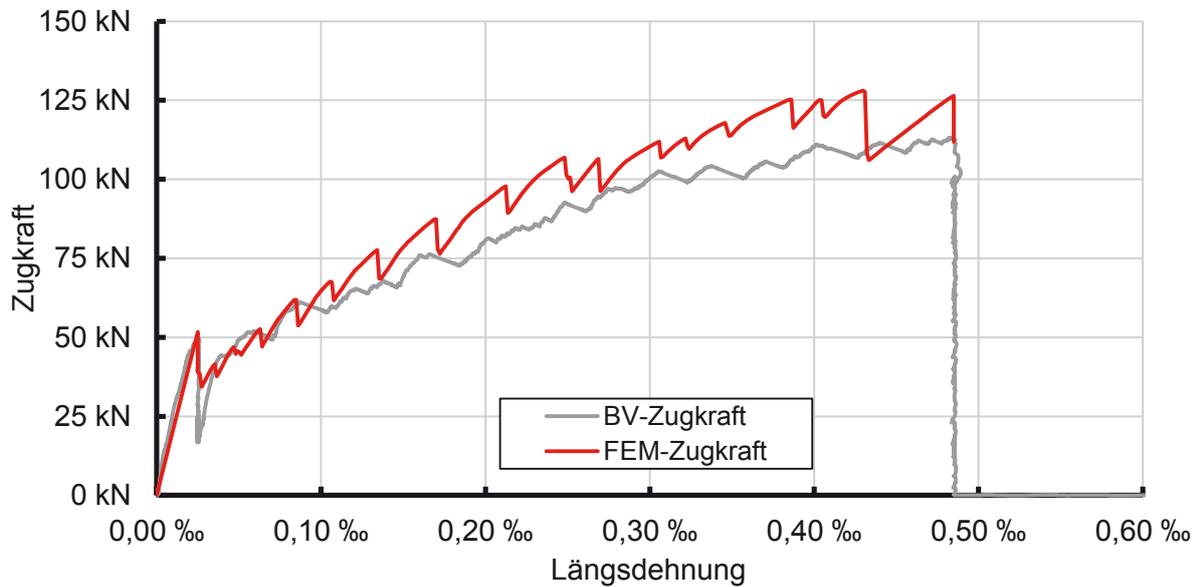


Abbildung C-36: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-04-S2 und dessen Nachrechnung

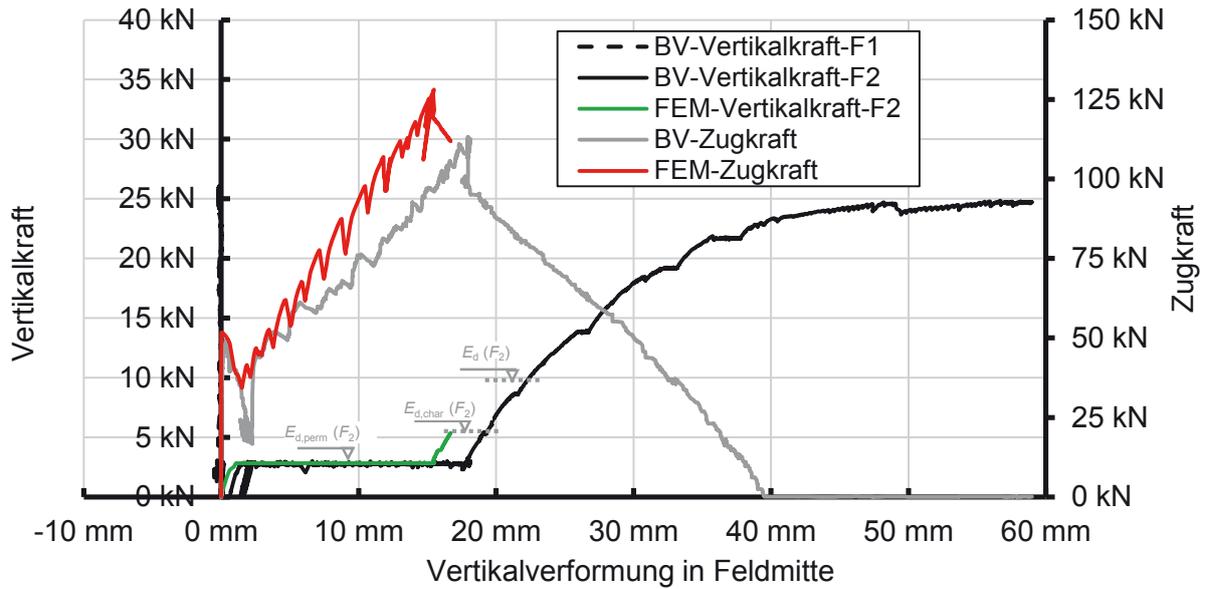


Abbildung C-37: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-04-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

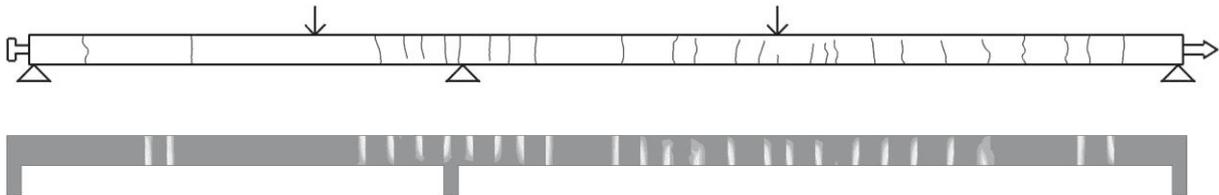


Abbildung C-38: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-04-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-05-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

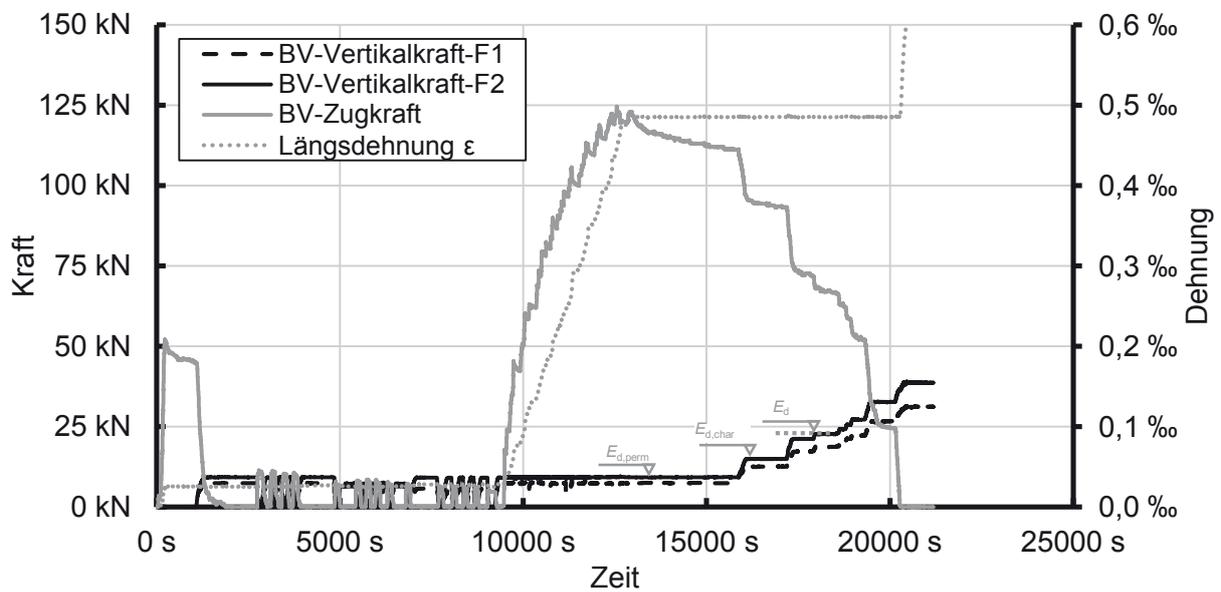


Abbildung C-39: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05-S2

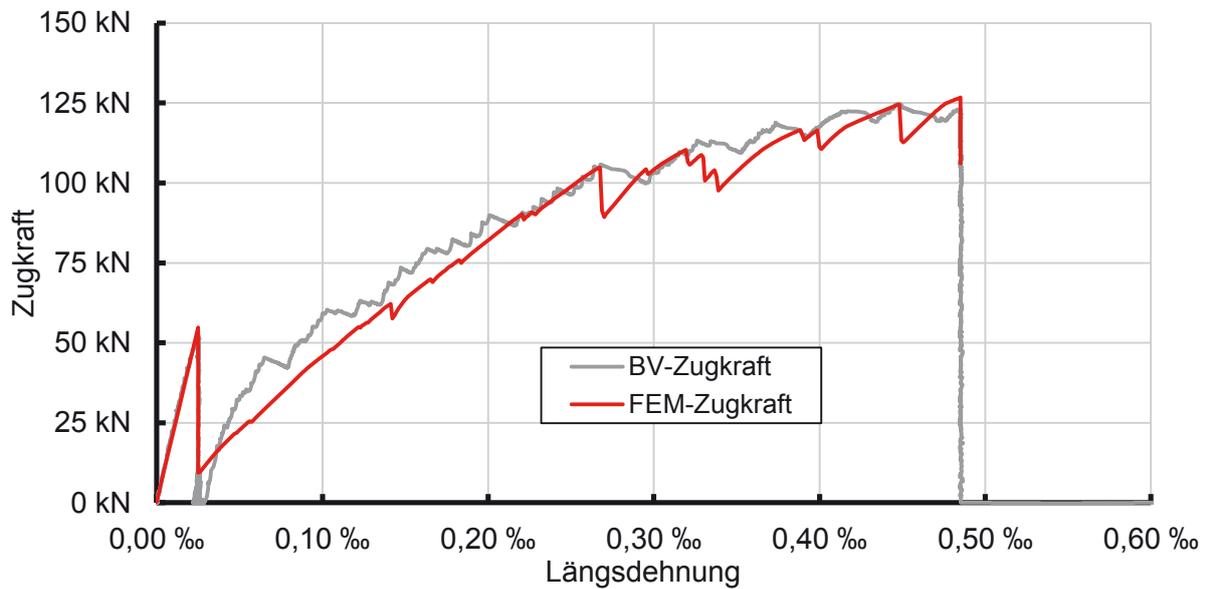


Abbildung C-40: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-05-S2 und dessen Nachrechnung

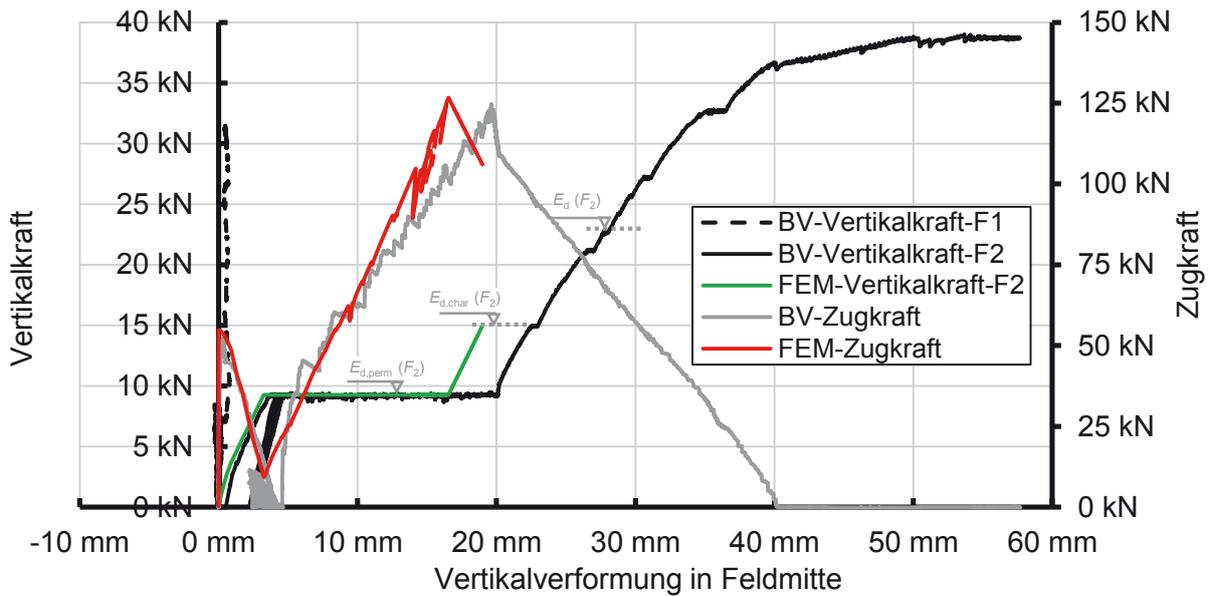


Abbildung C-41: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-05-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

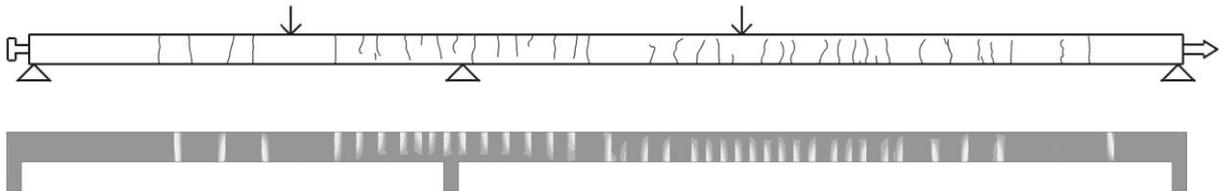


Abbildung C-42: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-05-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-06-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

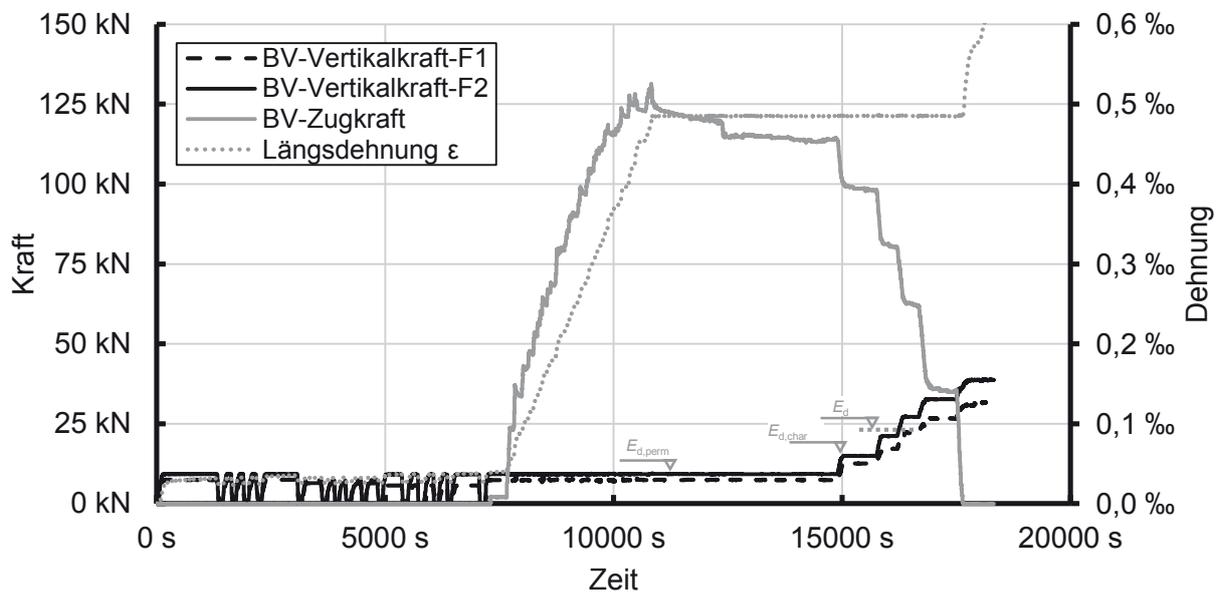


Abbildung C-43: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-06-S2

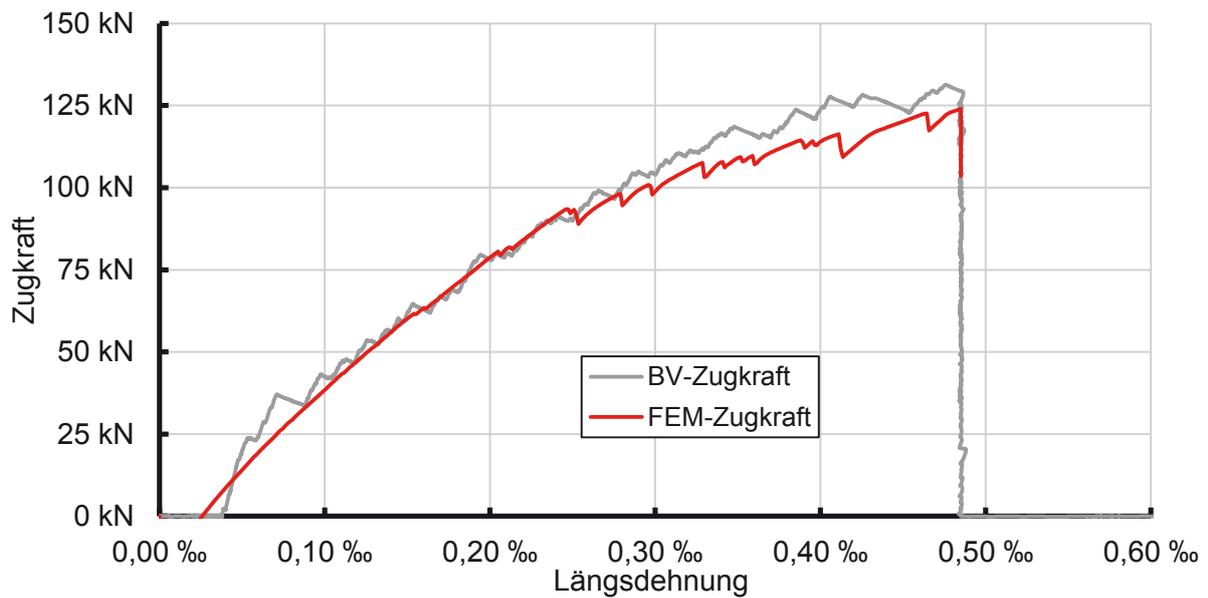


Abbildung C-44: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-06-S2 und dessen Nachrechnung

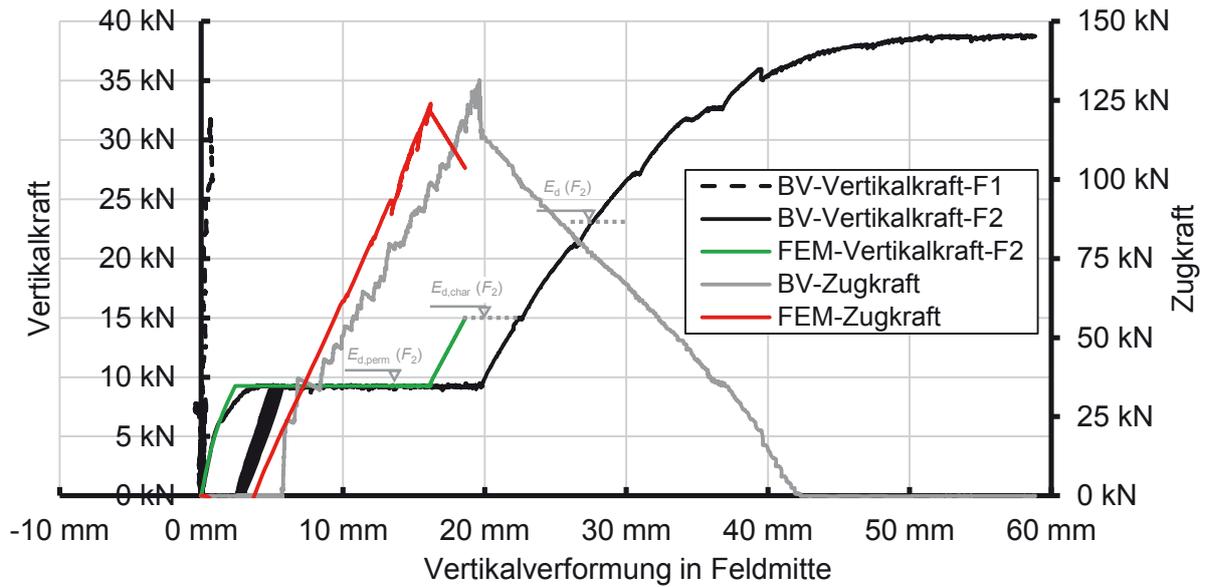


Abbildung C-45: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-06-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

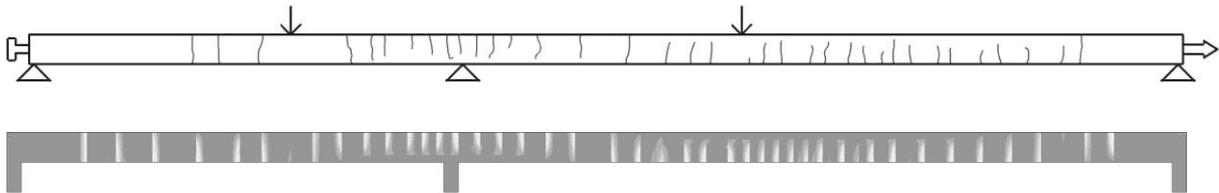


Abbildung C-46: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-06-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-07-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,30 kN (je Lasteinleitung).

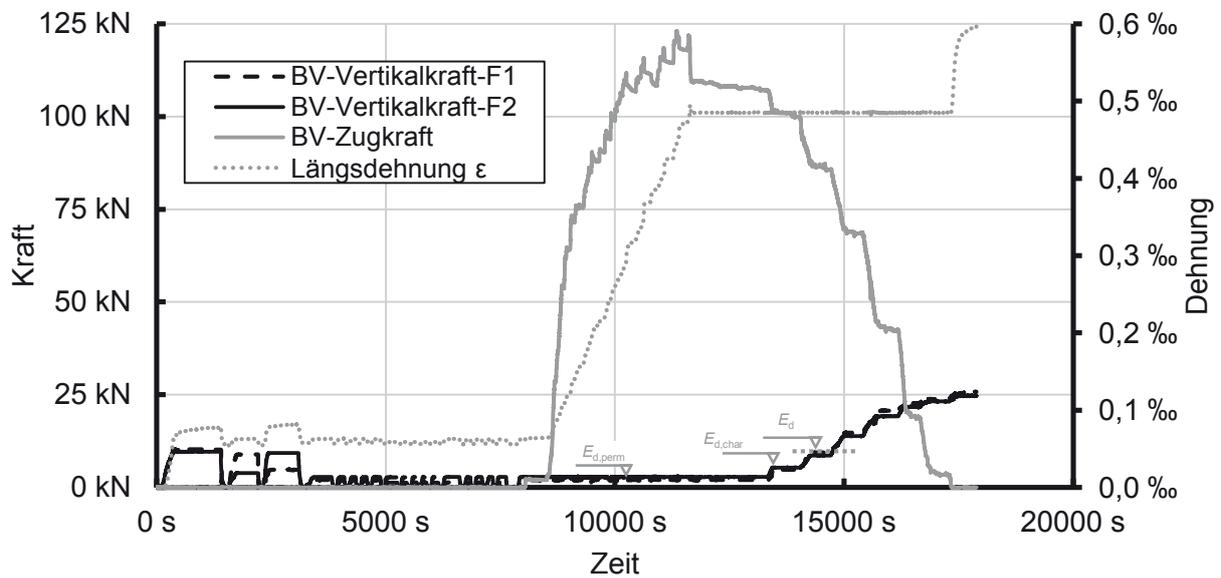


Abbildung C-47: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-07-S2

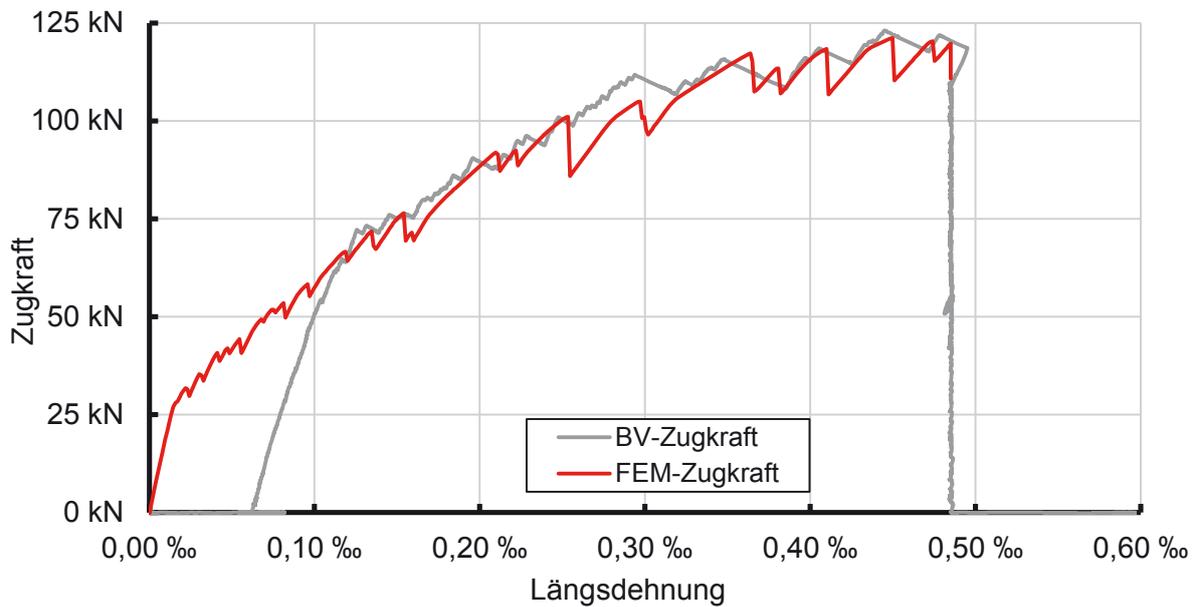


Abbildung C-48: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-07-S2 und dessen Nachrechnung

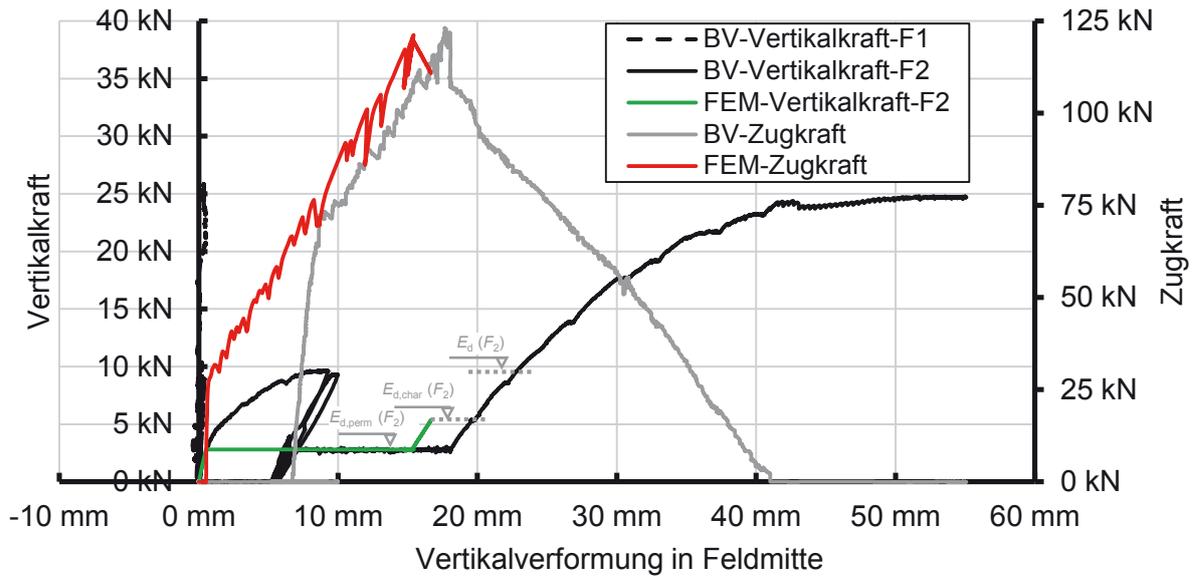


Abbildung C-49: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-07-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

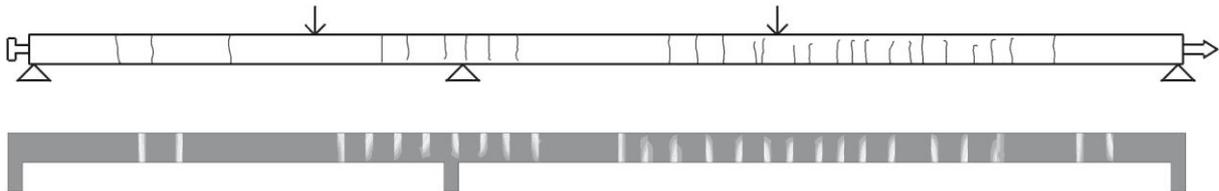


Abbildung C-50: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-07-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-08-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,28 kN (je Lasteinleitung).

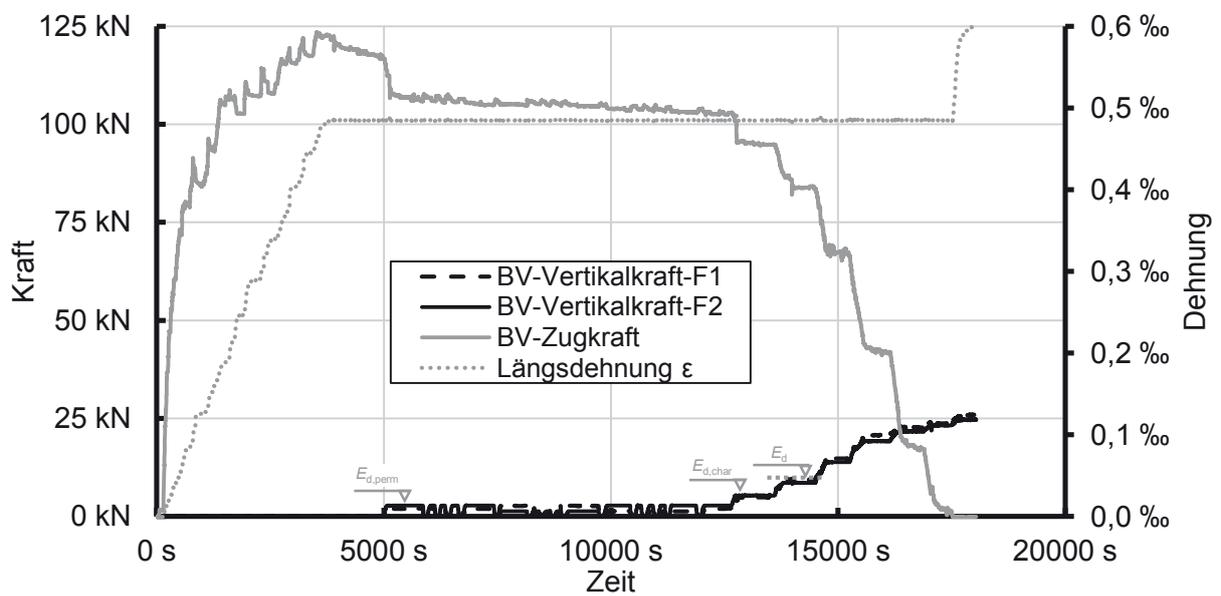


Abbildung C-51: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-08-S2

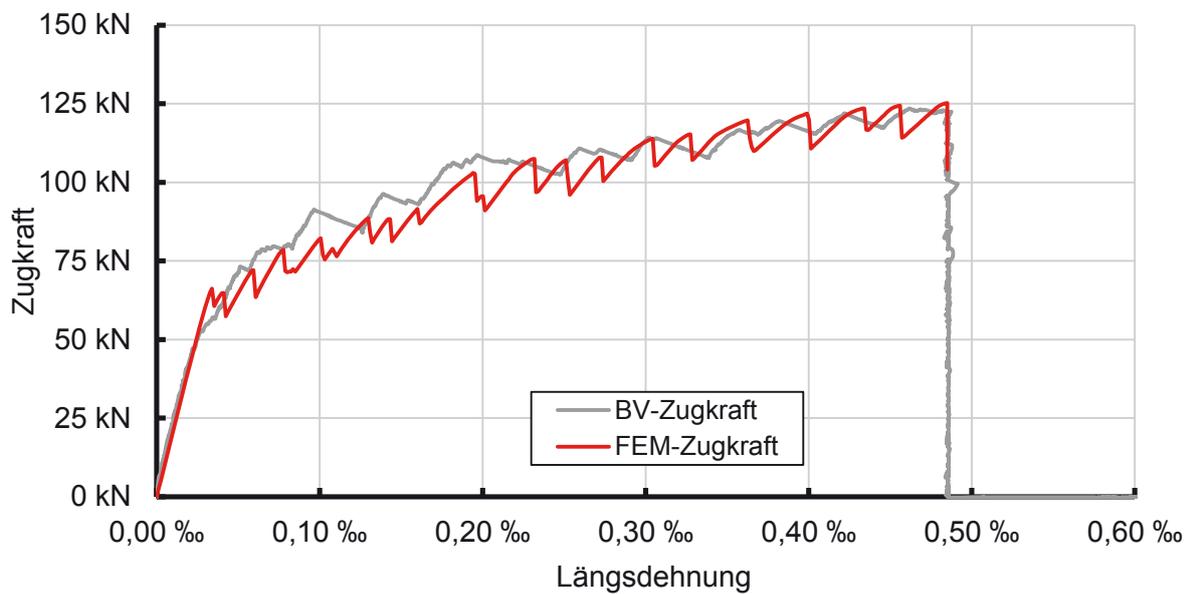


Abbildung C-52: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-08-S2 und dessen Nachrechnung

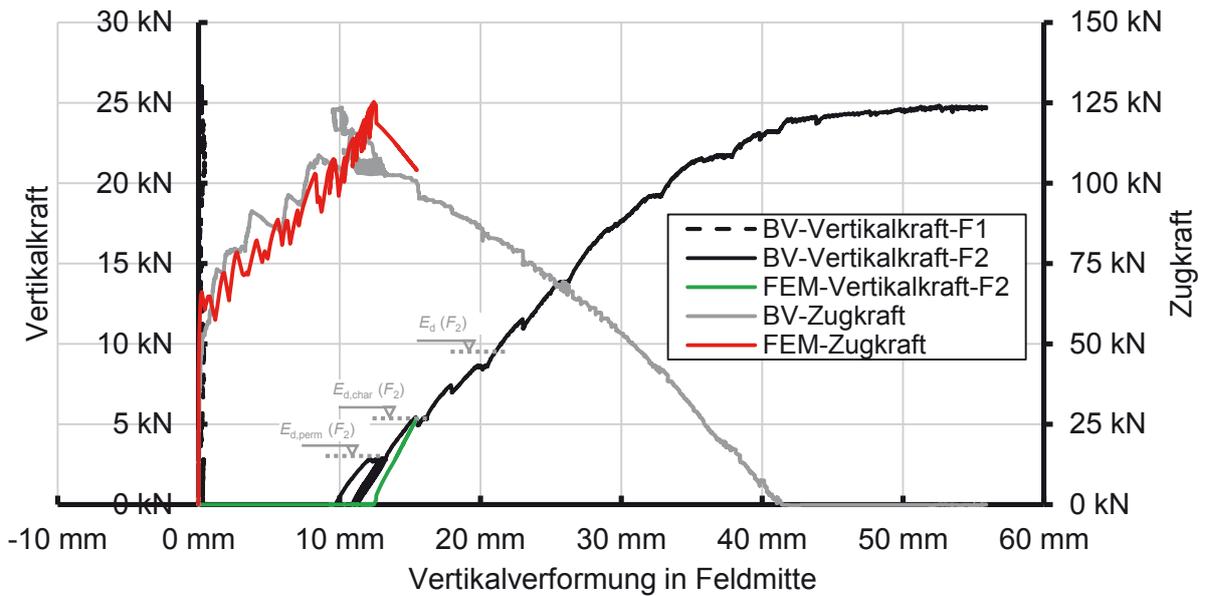


Abbildung C-53: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-08-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

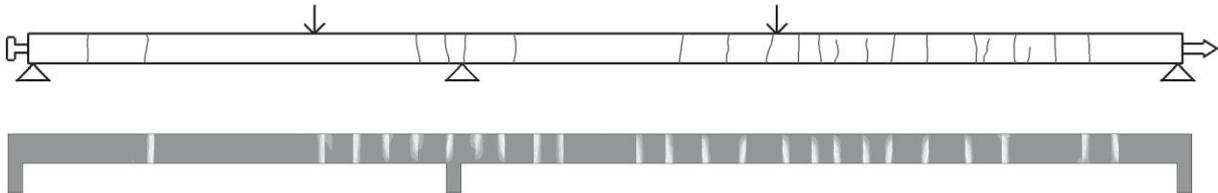


Abbildung C-54: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-08-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485\text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-09-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,30 kN (je Lasteinleitung).

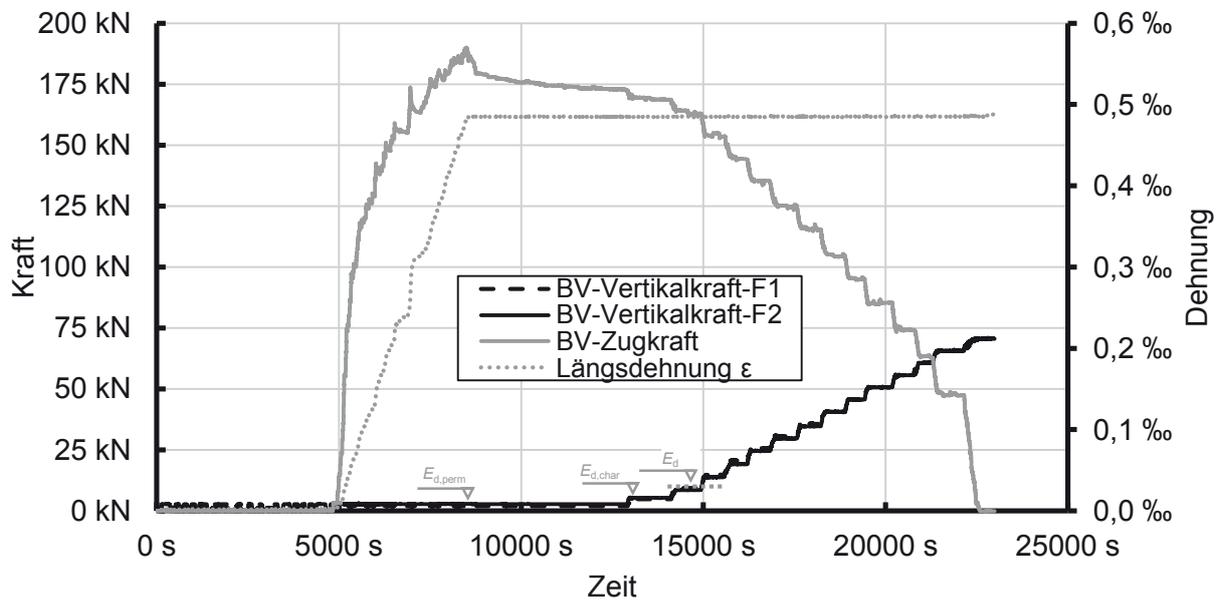


Abbildung C-55: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-09-S2

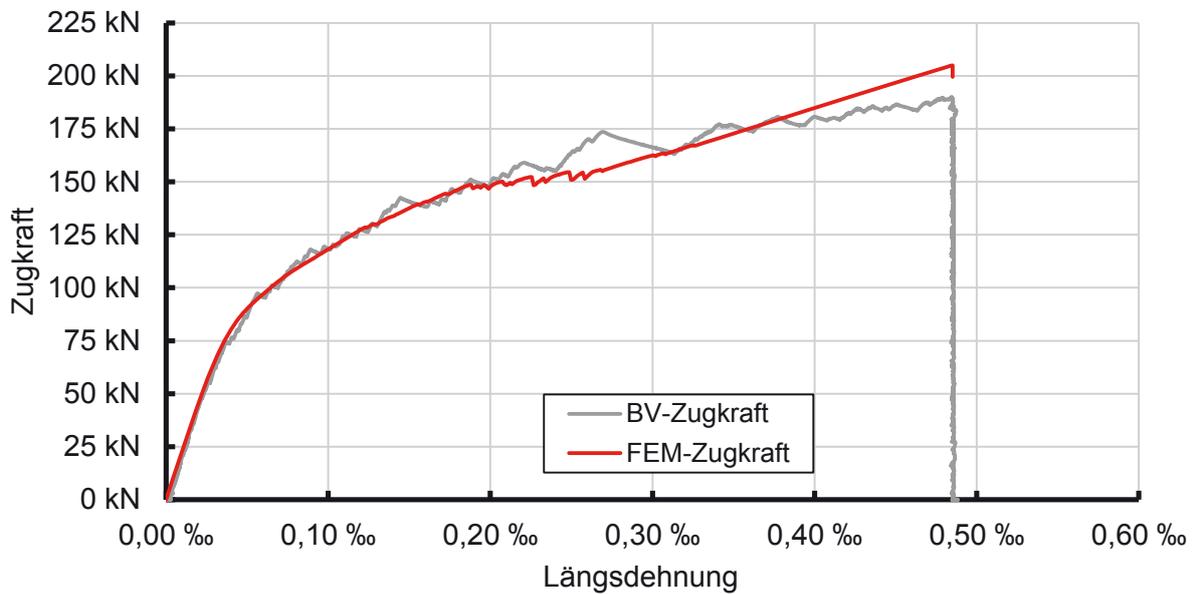


Abbildung C-56: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-09-S2 und dessen Nachrechnung

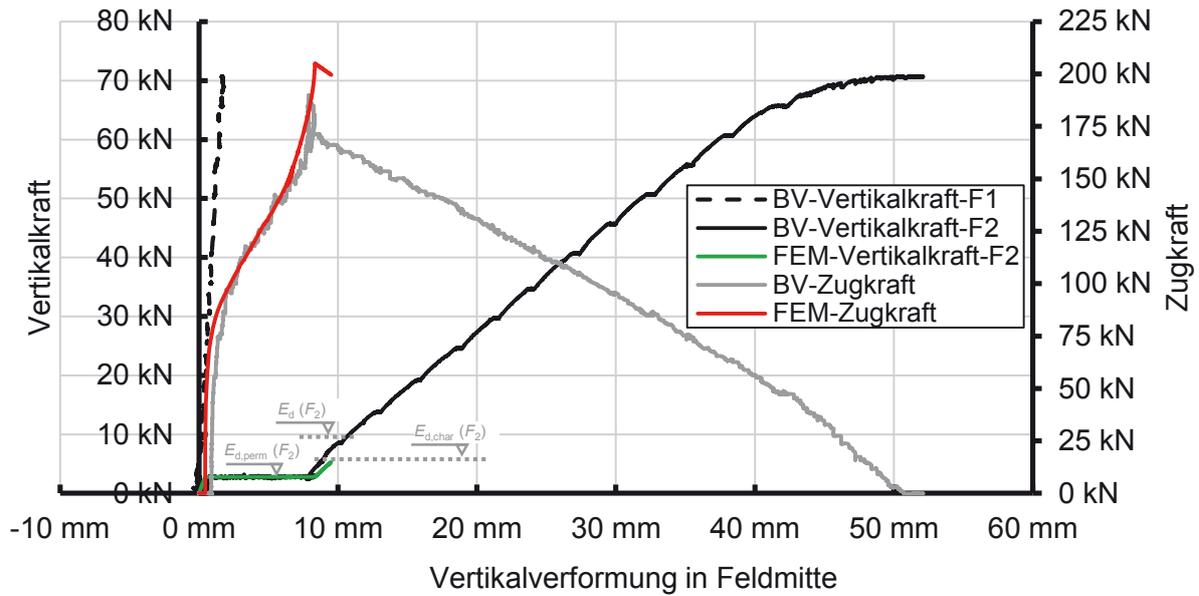


Abbildung C-57: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-09-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

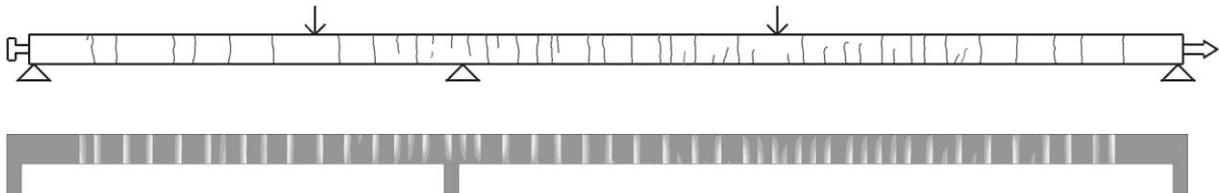


Abbildung C-58: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-09-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-10-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,30 kN (je Lasteinleitung).

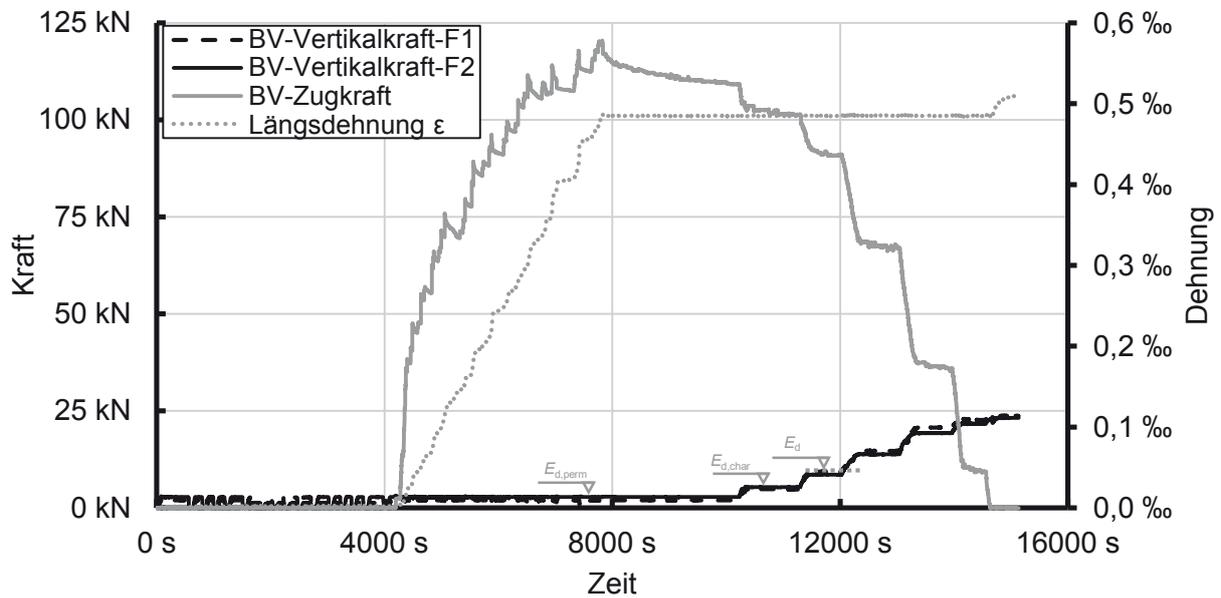


Abbildung C-59: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-10-S2

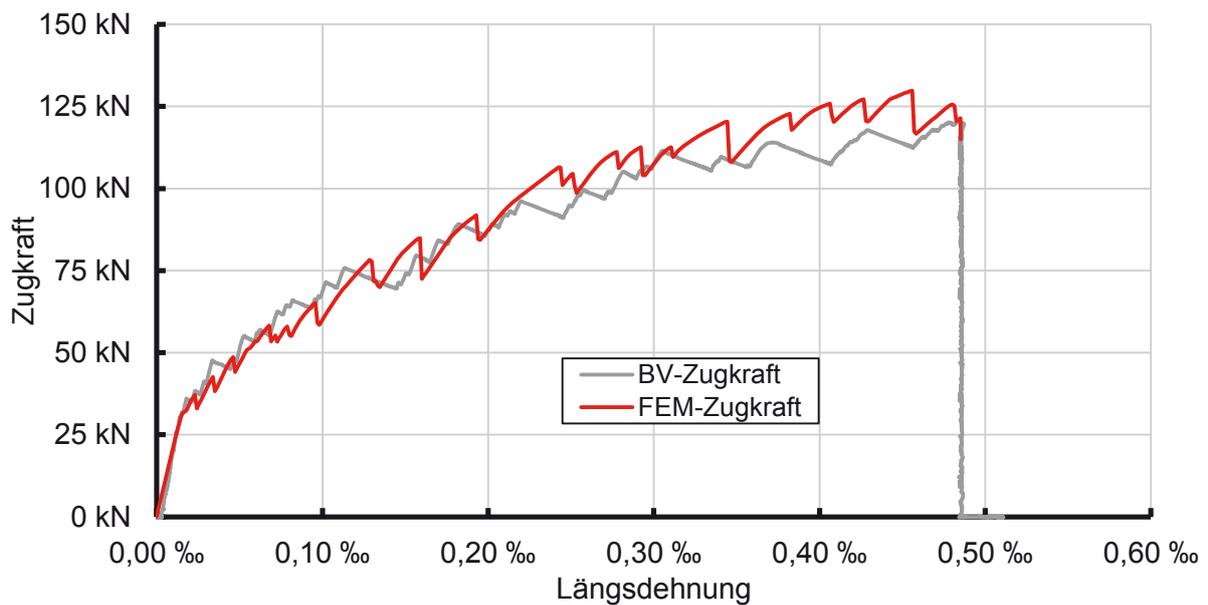


Abbildung C-60: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-10-S2 und dessen Nachrechnung

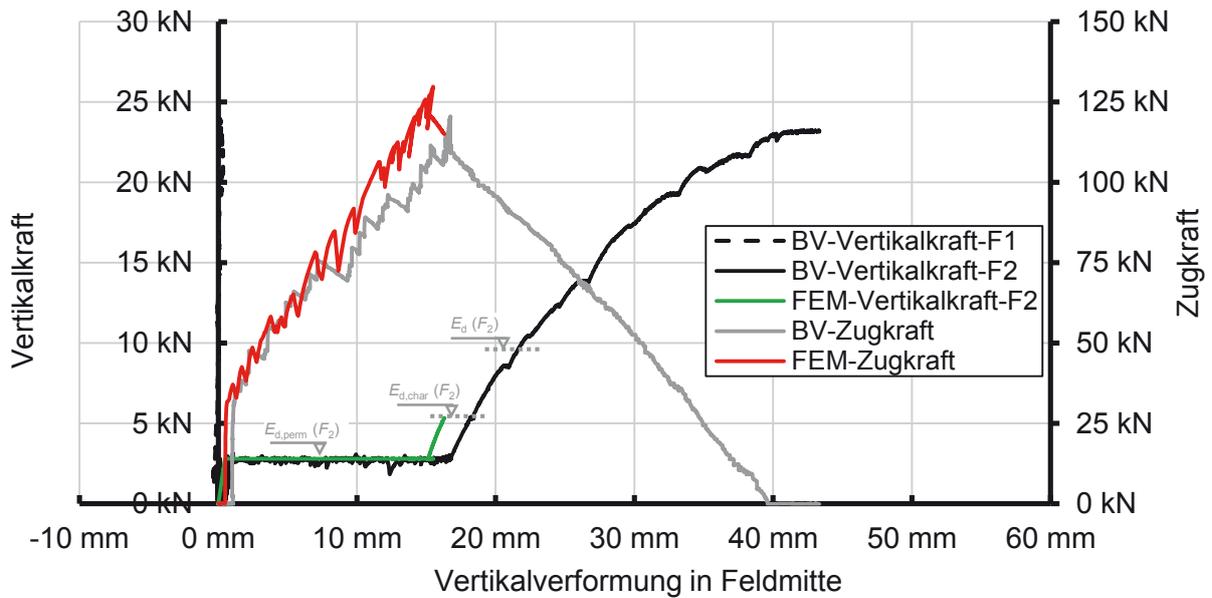


Abbildung C-61: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-10-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

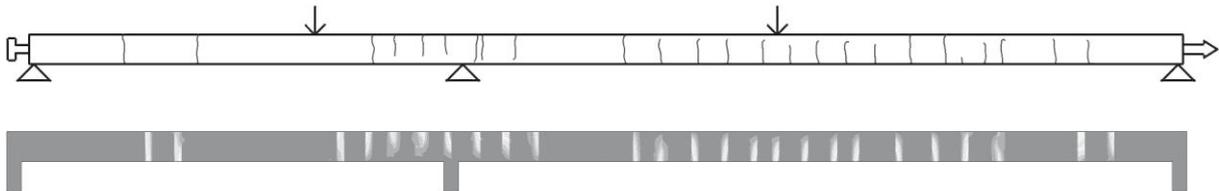


Abbildung C-62: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-10-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-11-S2

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

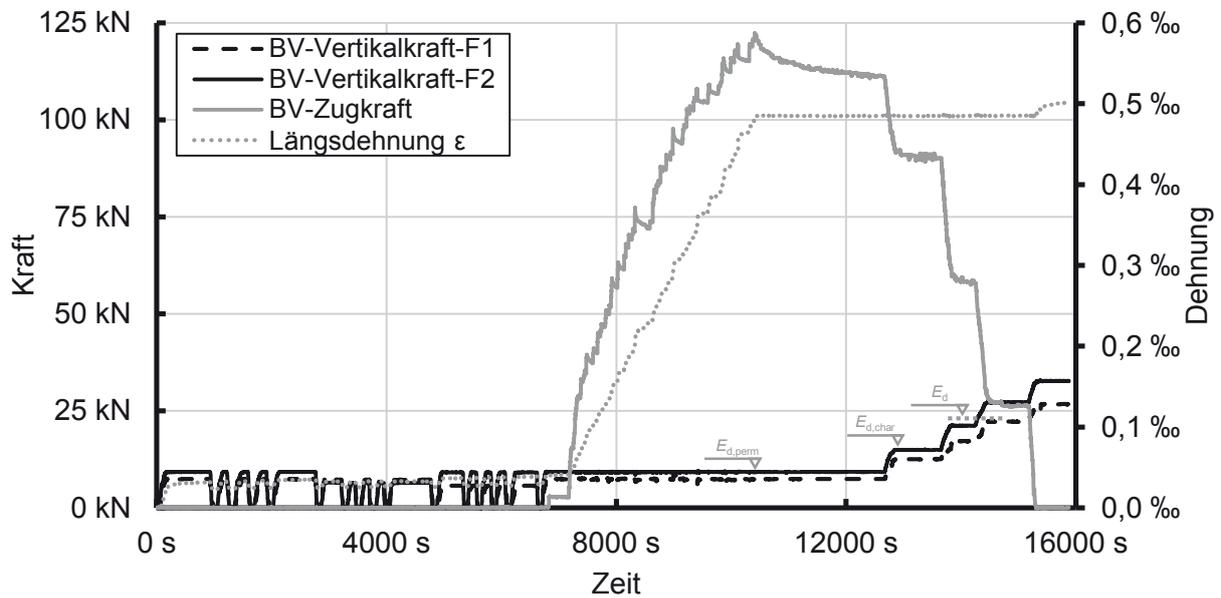


Abbildung C-63: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-11-S2

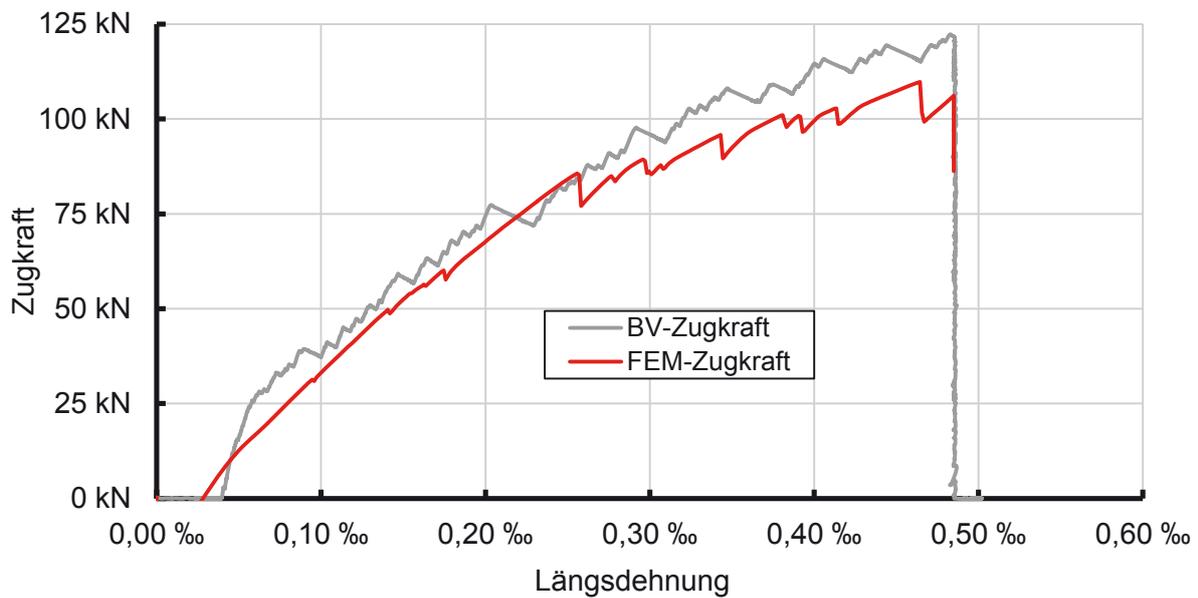


Abbildung C-64: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-11-S2 und dessen Nachrechnung

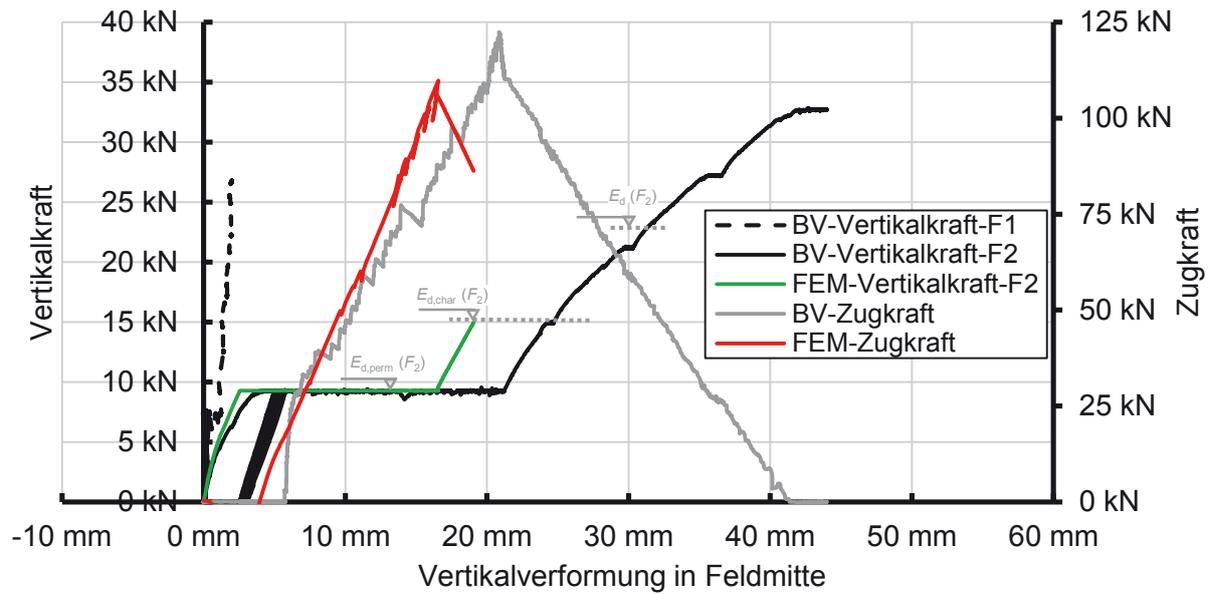


Abbildung C-65: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-11-S2 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

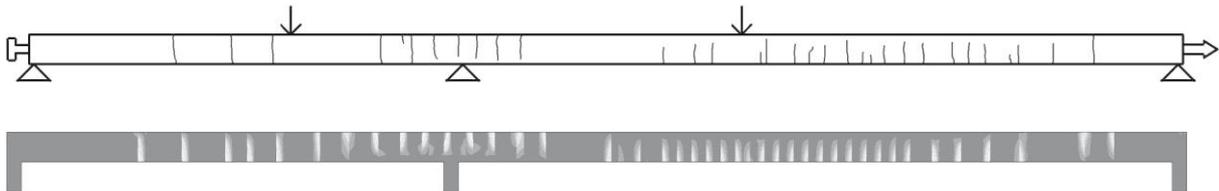


Abbildung C-66: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-11-S2 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuchsserie 3

Versuch VK-01-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

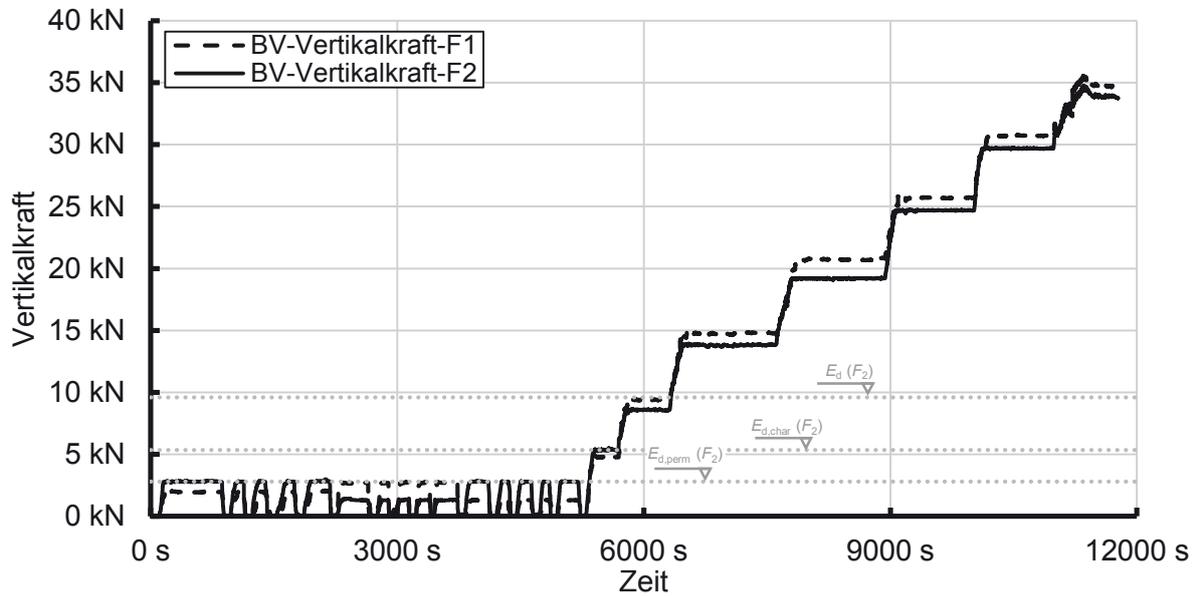


Abbildung C-67: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S3

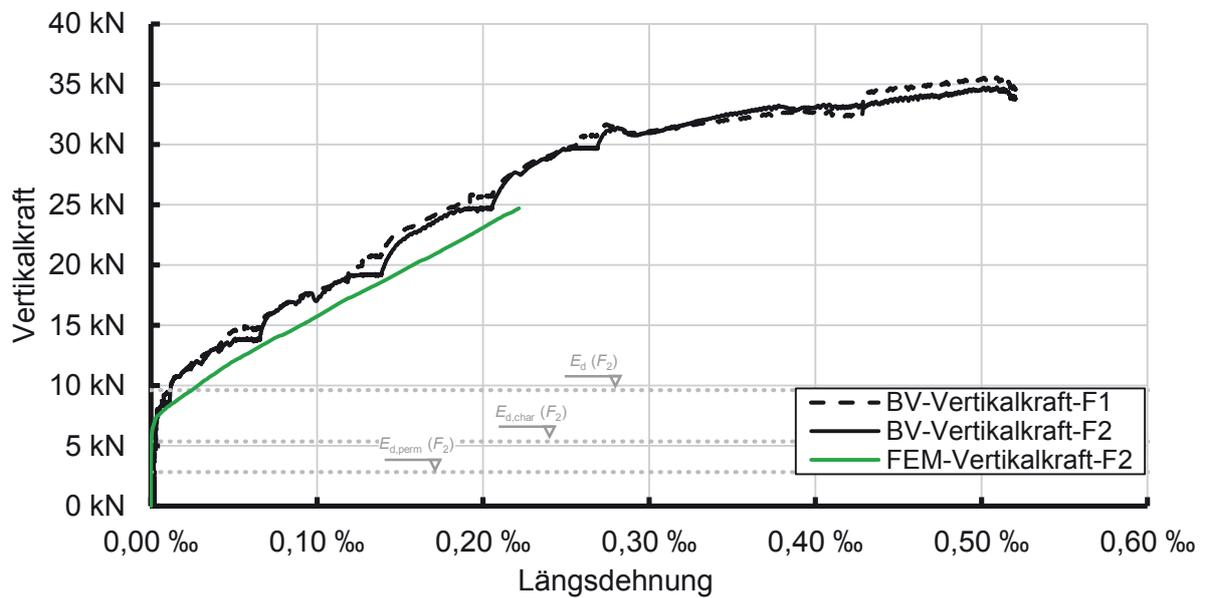


Abbildung C-68: Vertikalkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S3 und dessen Nachrechnung

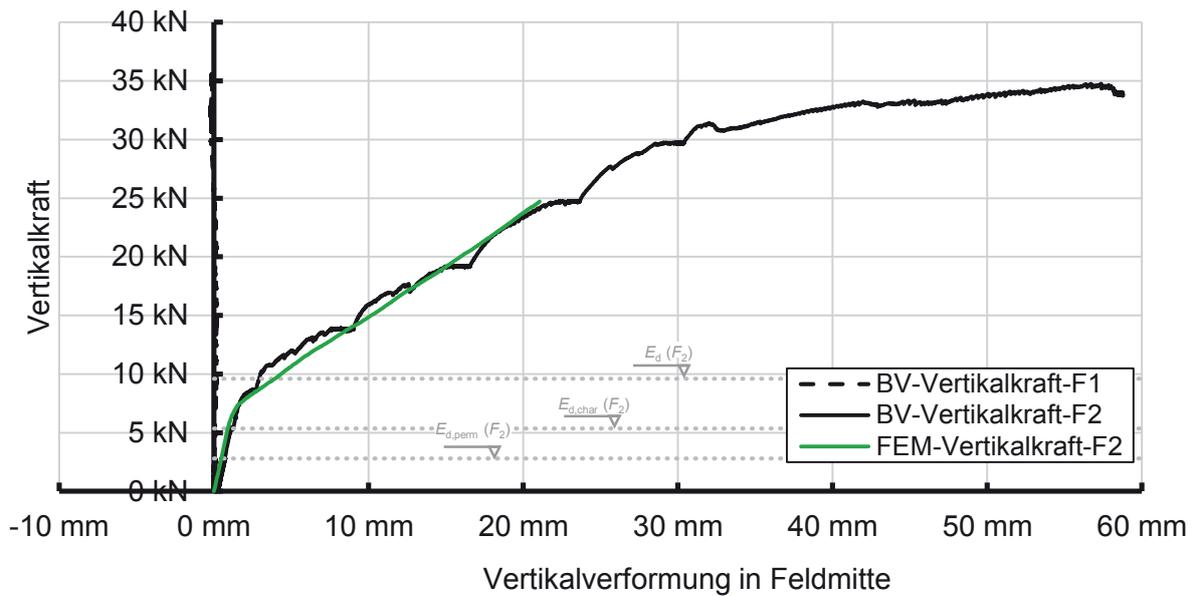


Abbildung C-69: Vertikalkraft-Vertikalverformungs-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S3 und dessen Nachrechnung

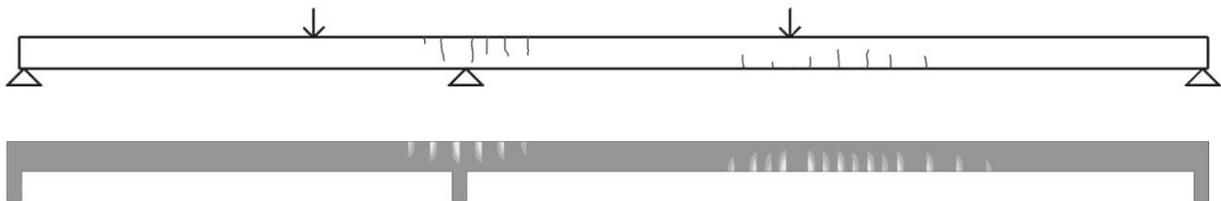


Abbildung C-70: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S3 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_2 \approx 15$ kN

Versuch VK-02-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

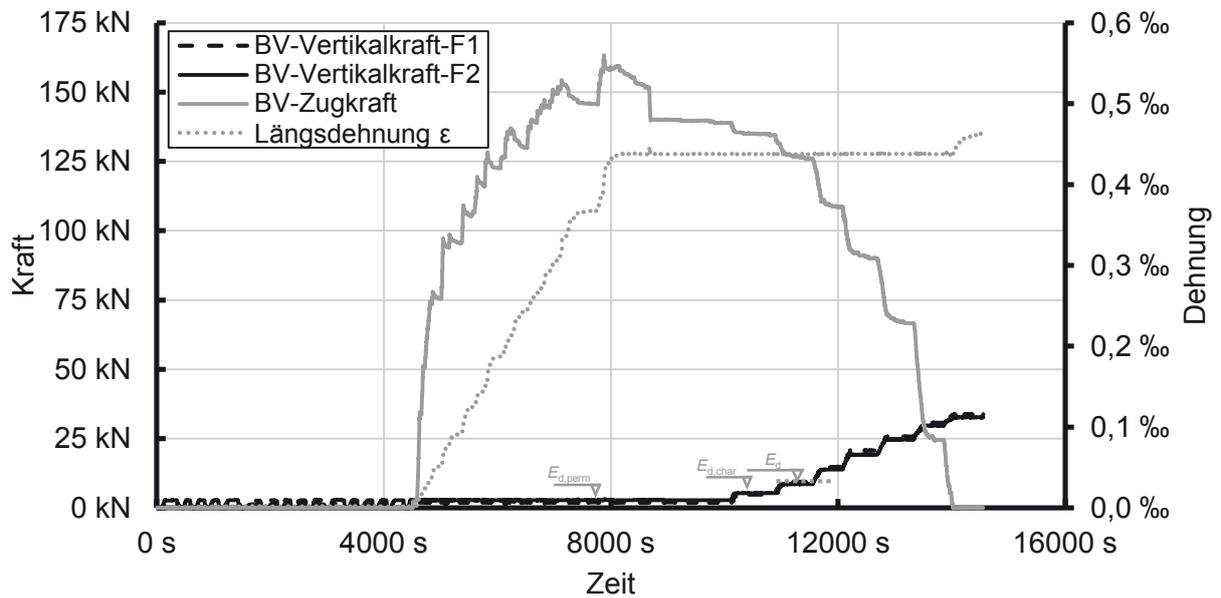


Abbildung C-71: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02-S3

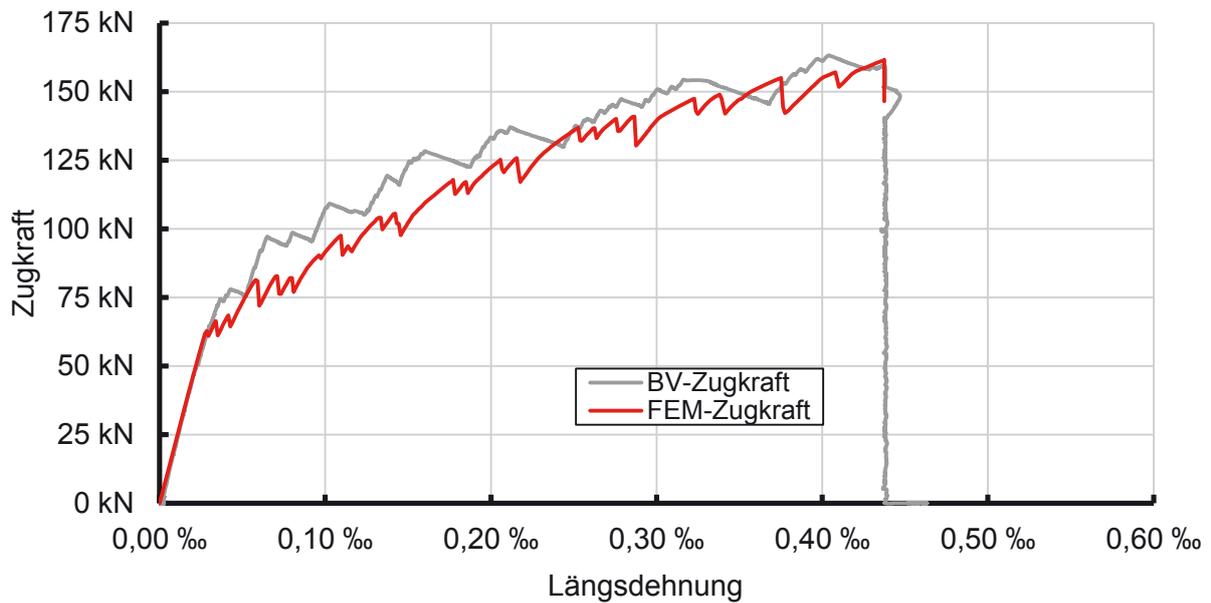


Abbildung C-72: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-02-S3 und dessen Nachrechnung

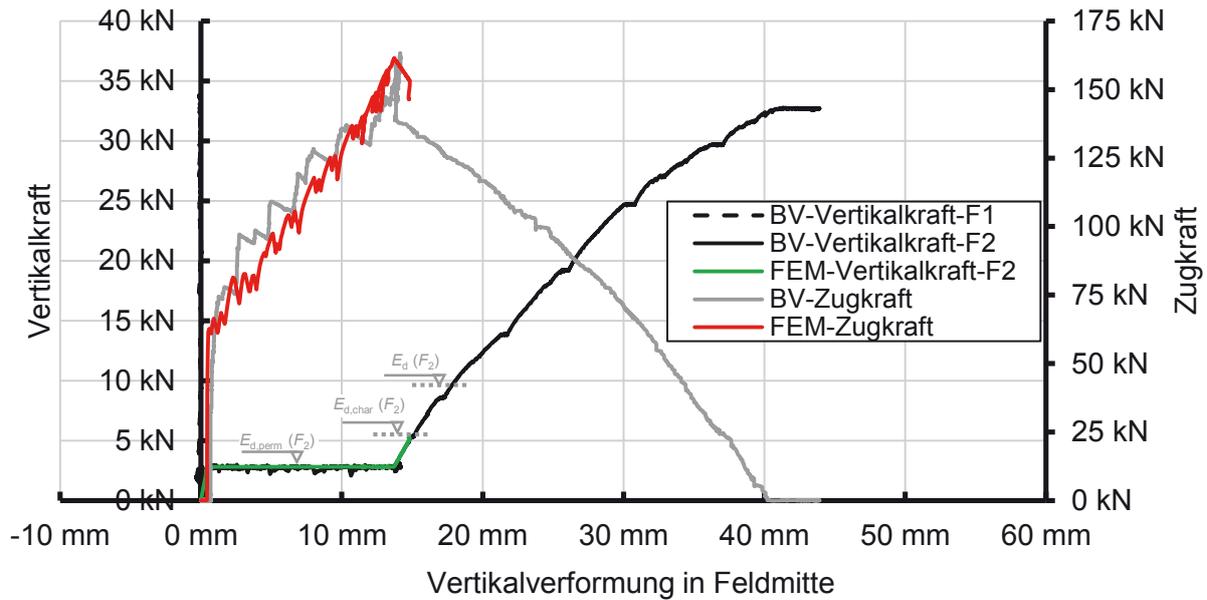


Abbildung C-73: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-02-S3 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

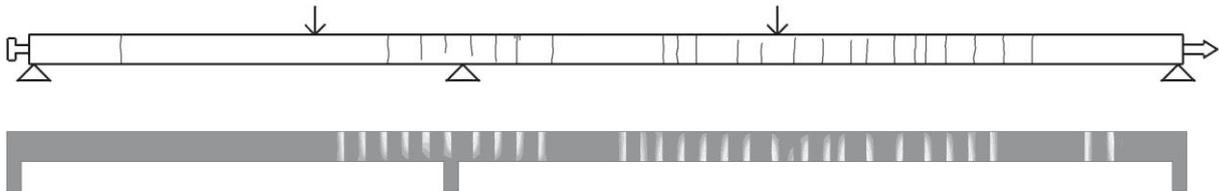


Abbildung C-74: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02-S3 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,437 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03a/b-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

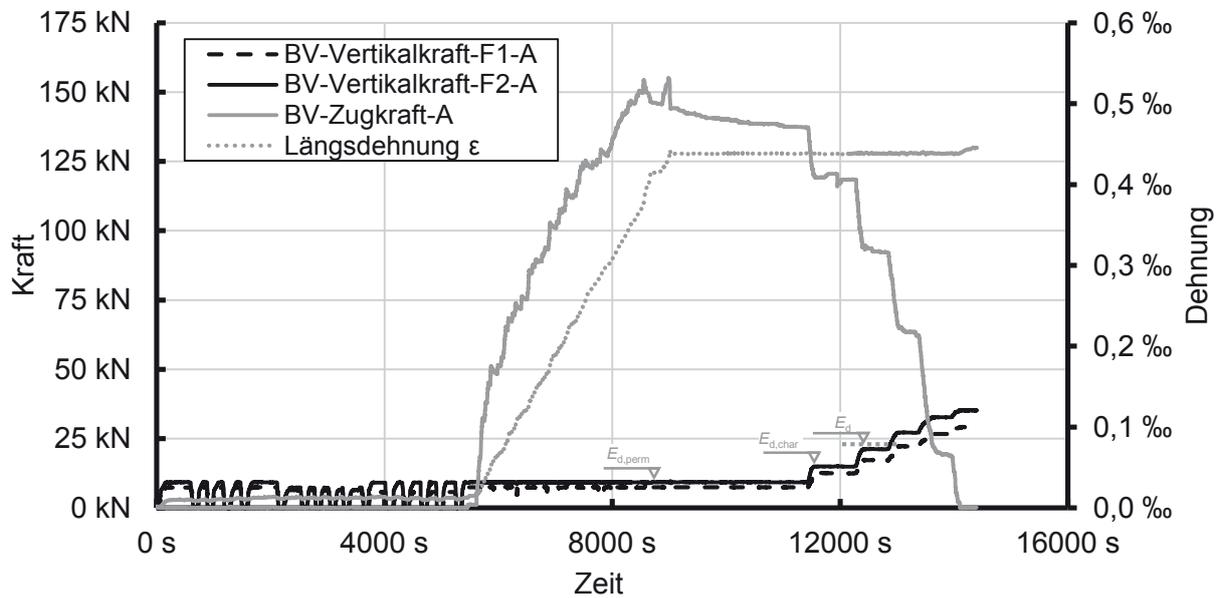


Abbildung C-75: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03a-S3

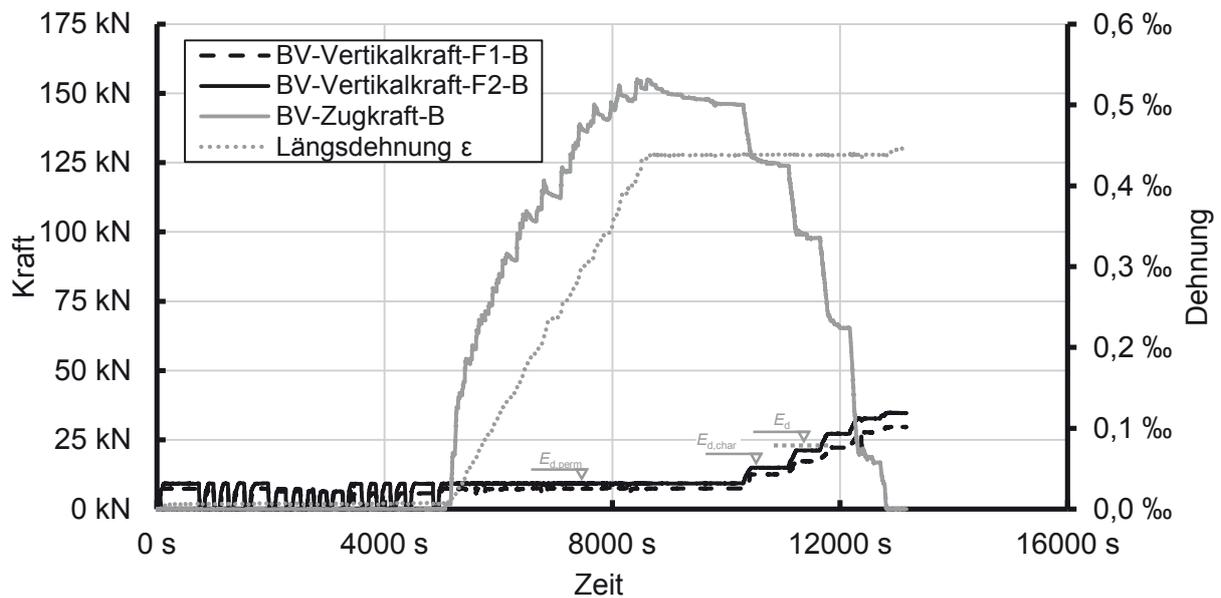


Abbildung C-76: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03b-S3

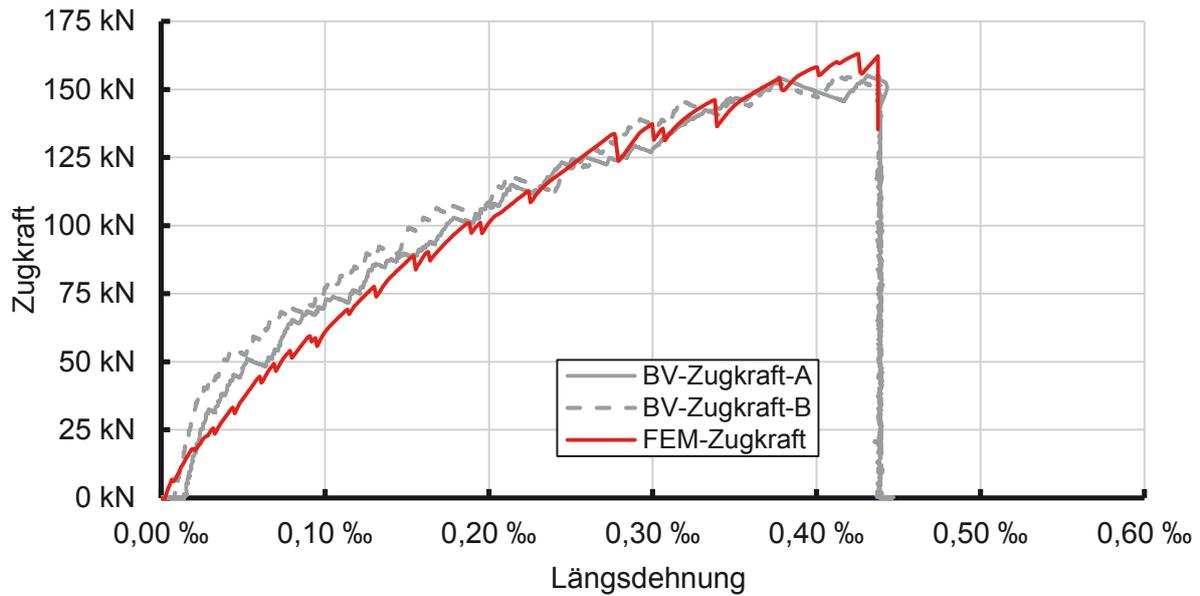


Abbildung C-77: Zugkraft-Längsdehnungs-Beziehung der Bauteilversuche VK-03a-S3 und VK-03b-S3 sowie deren Nachrechnung

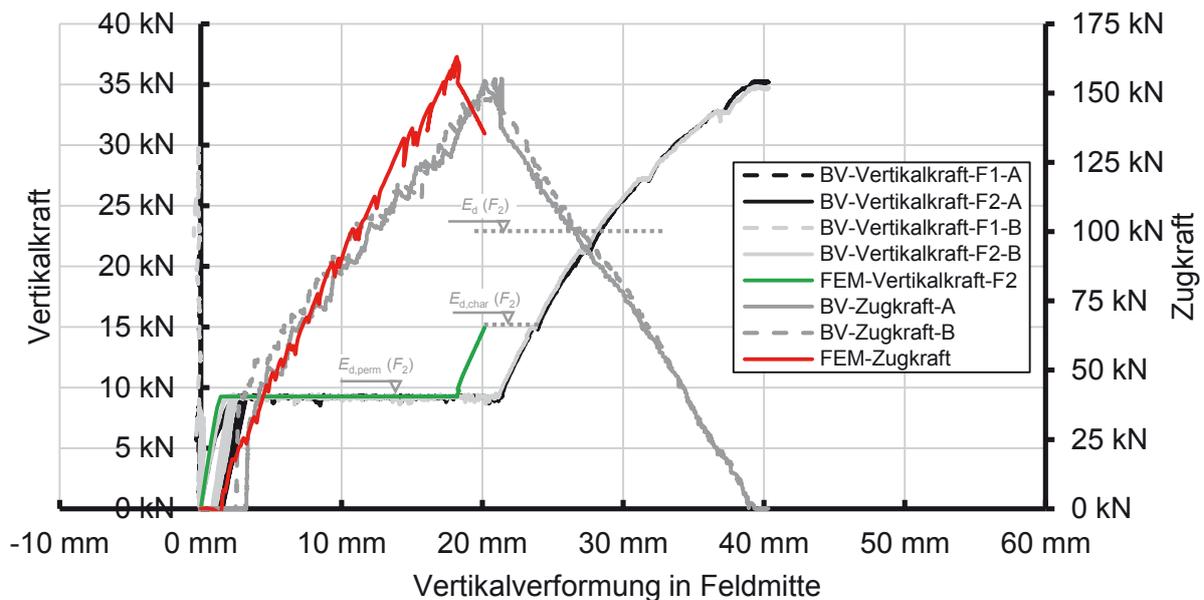


Abbildung C-78: Belastung-Vertikalverformungs-Diagramm der Bauteilversuche VK-03a-S3 und VK-03b-S3 sowie deren Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

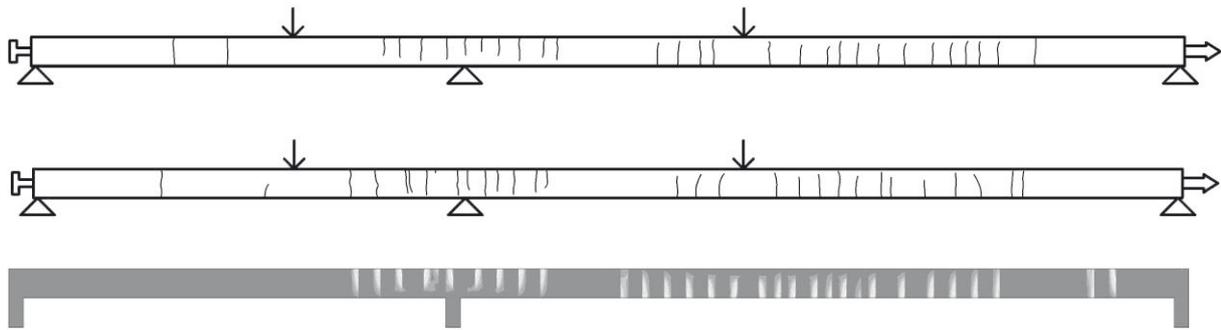


Abbildung C-79: Gegenüberstellung der Rissbilder aus den Bauteilversuchen VK-03a-S3 (oben) und VK-03b-S3 (in der Mitte) sowie deren Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,437 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-04-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

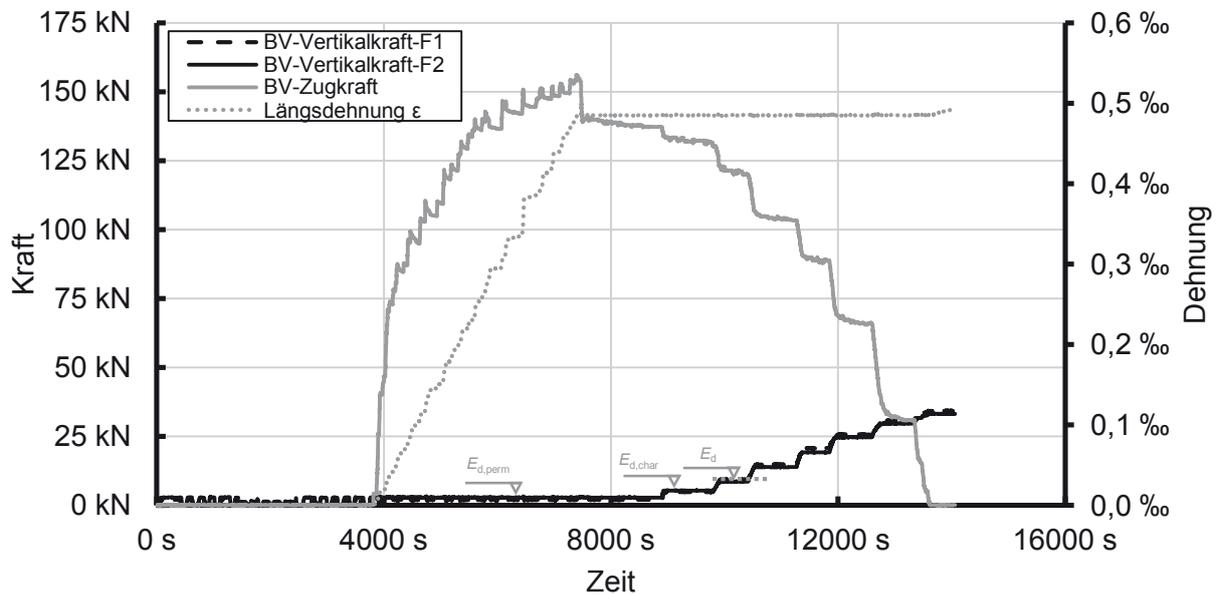


Abbildung C-80: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-04-S3

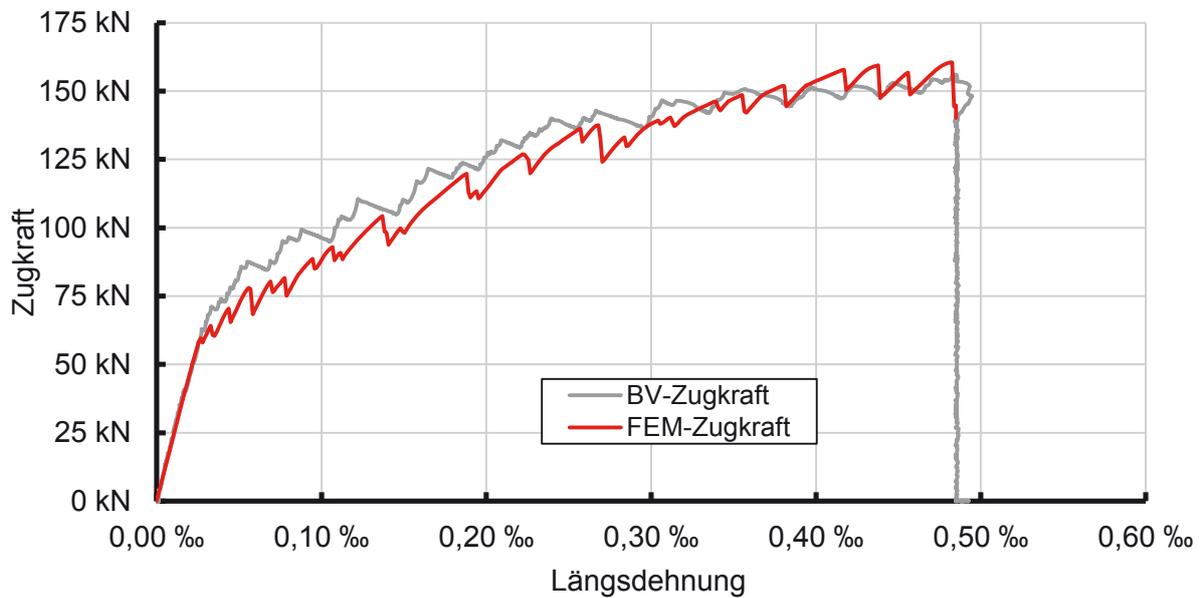


Abbildung C-81: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-04-S3 und dessen Nachrechnung

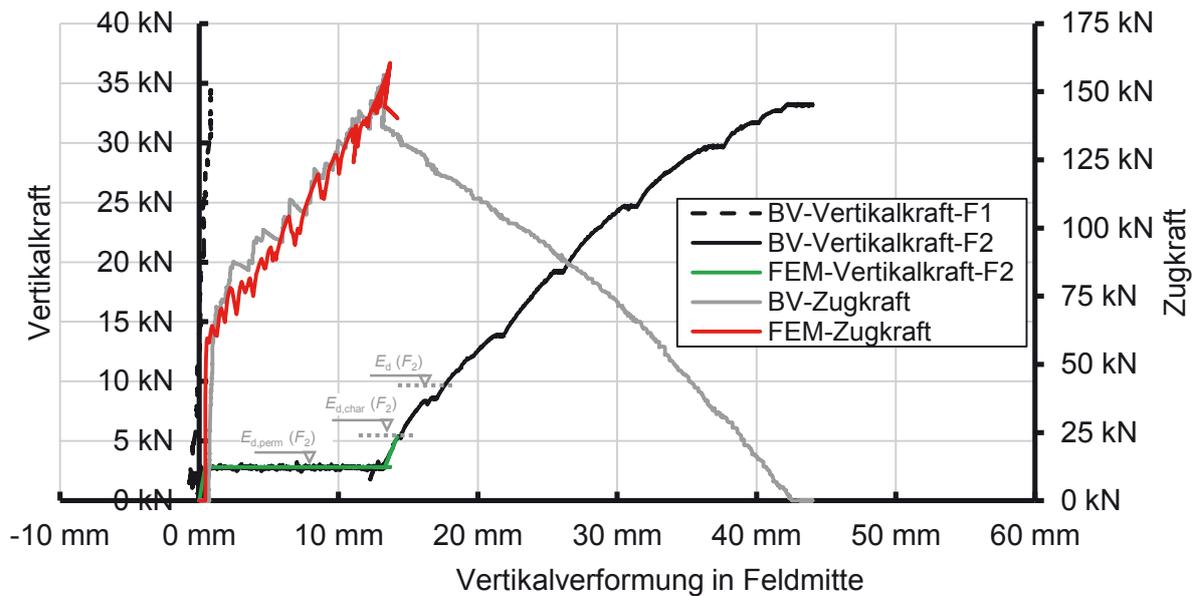


Abbildung C-82: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-04-S3 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

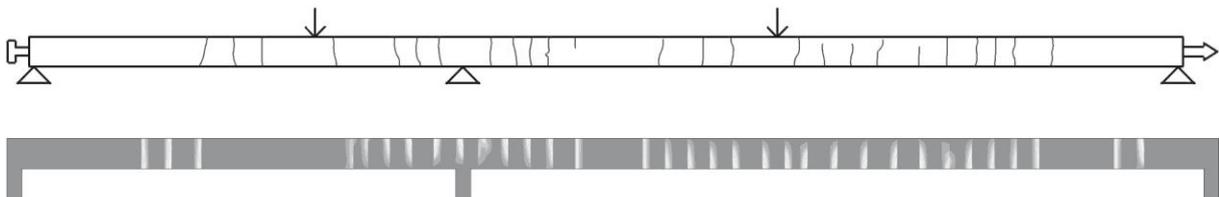


Abbildung C-83: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-04-S3 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-05-S3

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

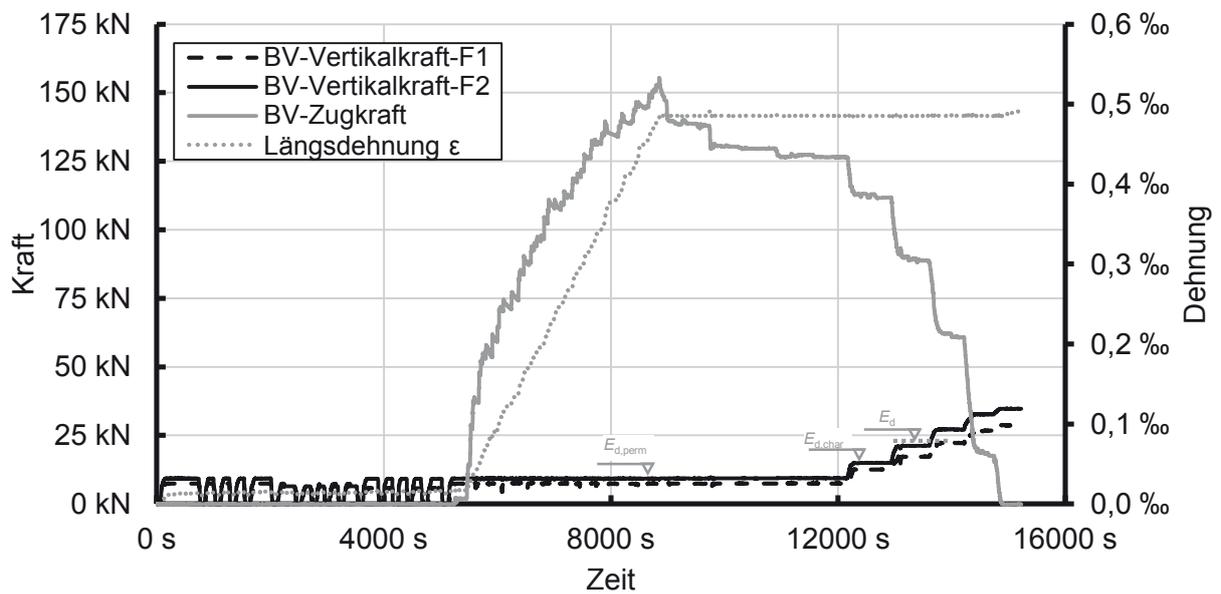


Abbildung C-84: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-05-S3

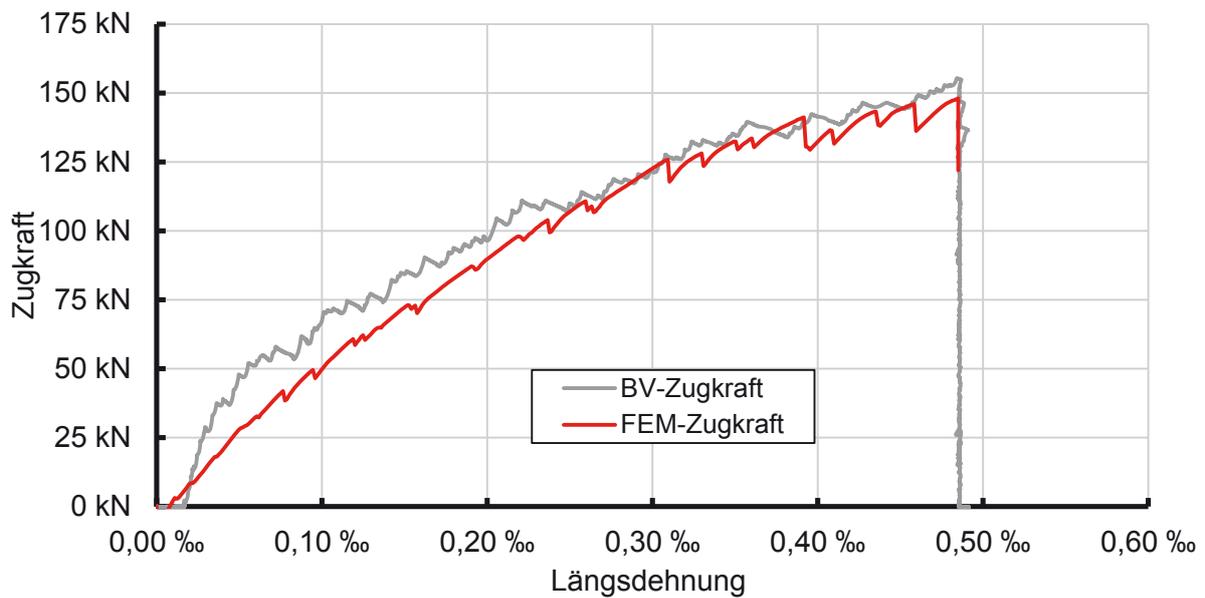


Abbildung C-85: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-05-S3 und dessen Nachrechnung

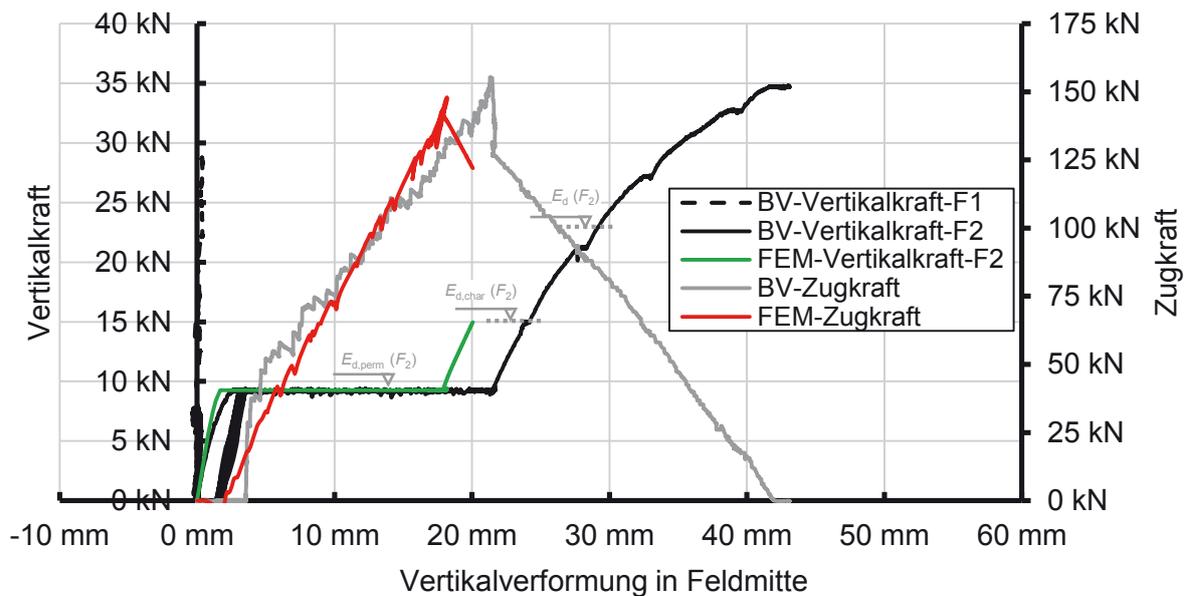


Abbildung C-86: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-05-S3 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

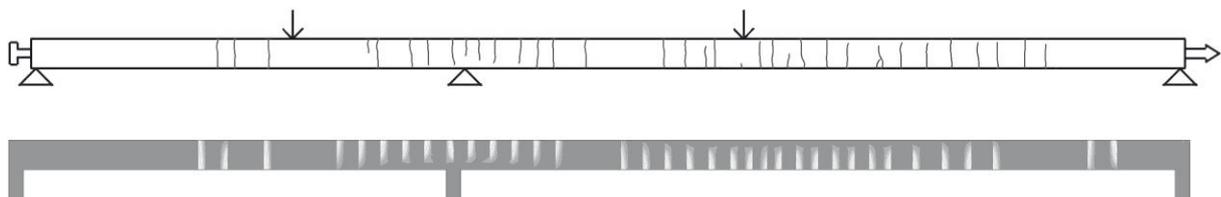


Abbildung C-87: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-05-S3 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuchsserie 4

Versuch VK-01-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

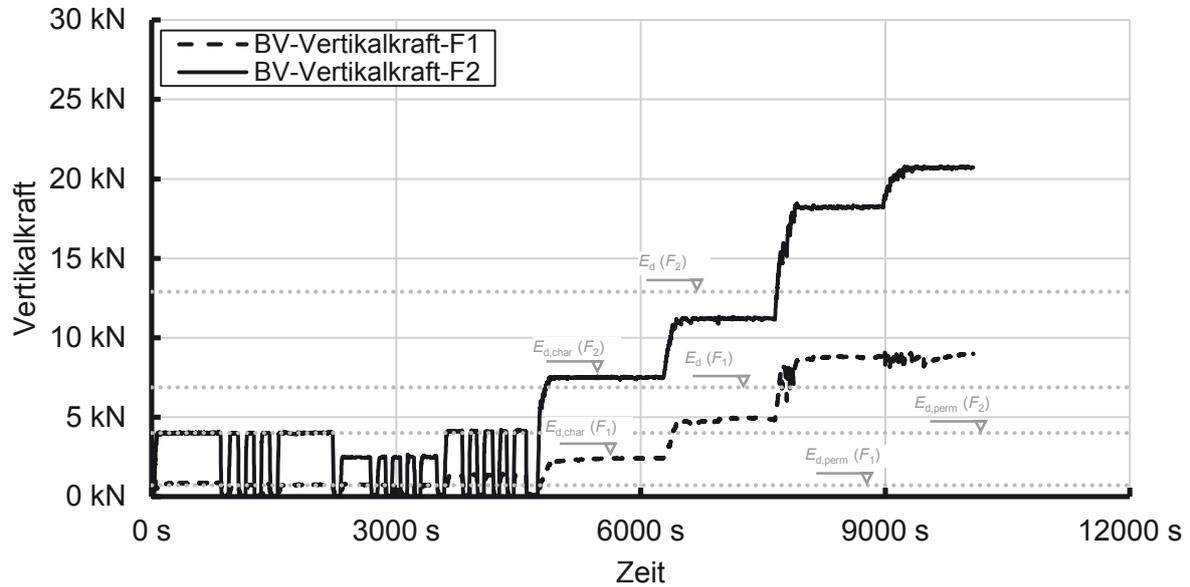


Abbildung C-88: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-01-S4

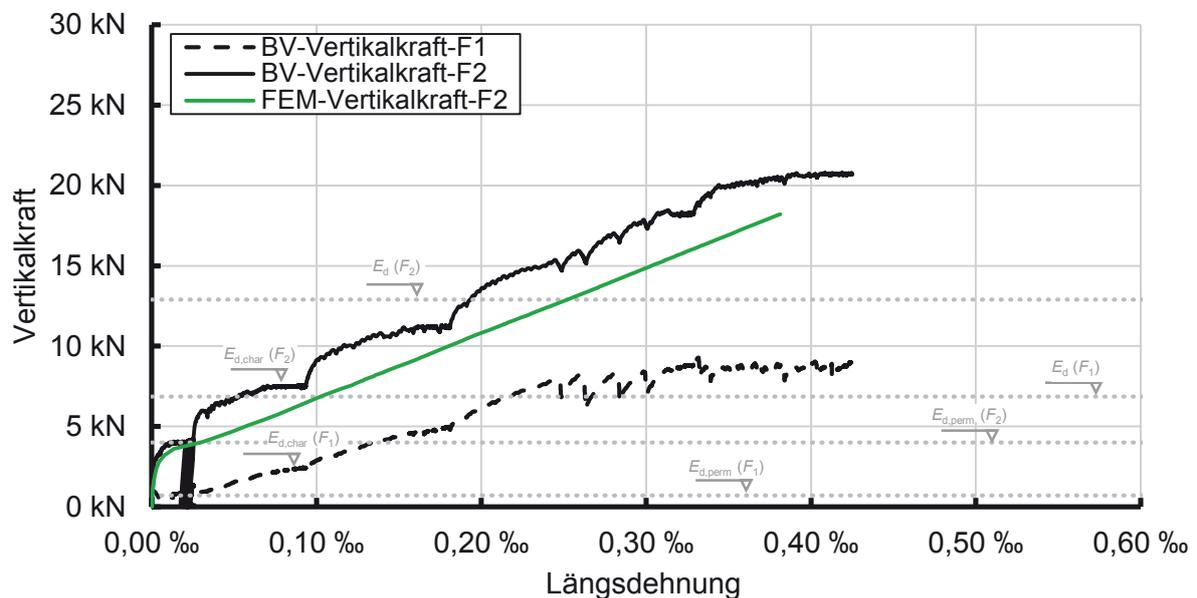


Abbildung C-89: Vertikalkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S4 und dessen Nachrechnung

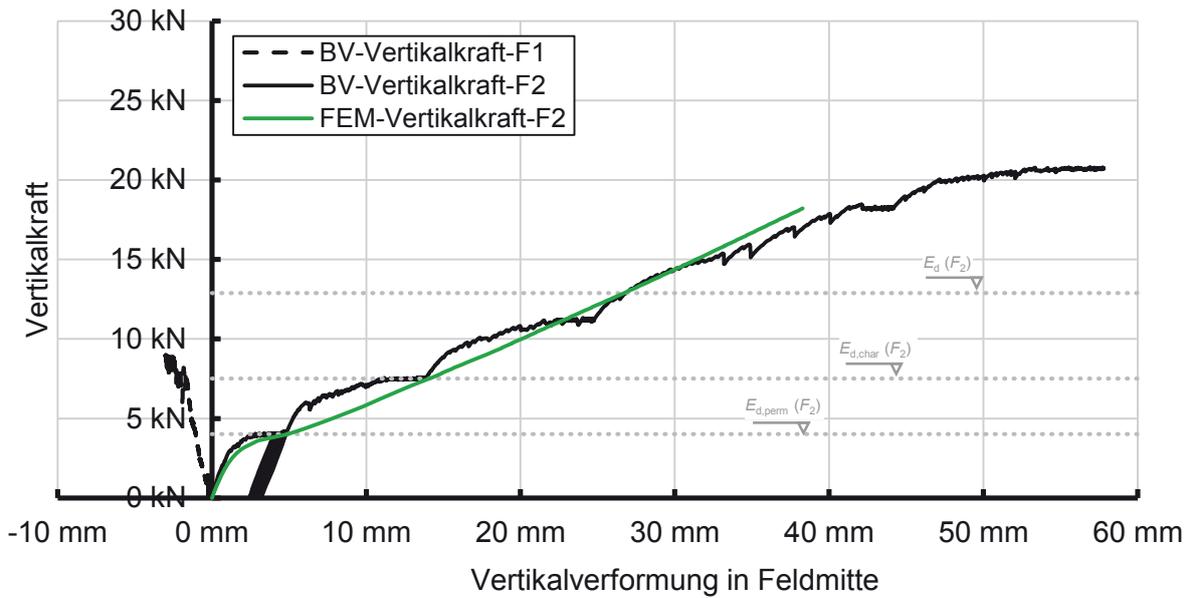


Abbildung C-90: Vertikalkraft-Vertikalverformung-Beziehung des Bauteilversuches VK-01-S4 und dessen Nachrechnung

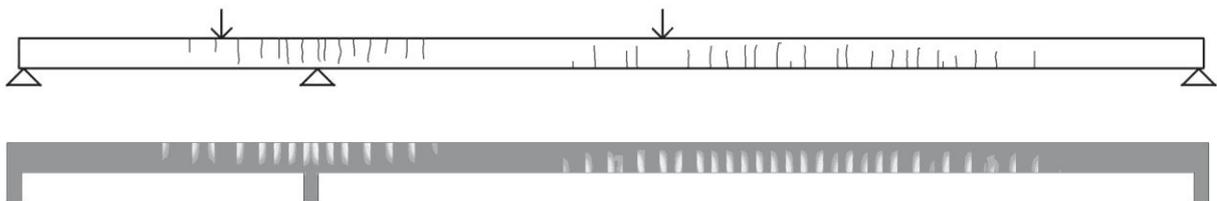


Abbildung C-91: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-01-S4 und dessen Nachrechnung unter einer Vertikalkraftbeanspruchung von $F_2 \approx 18,5$ kN

Versuch VK-02a-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

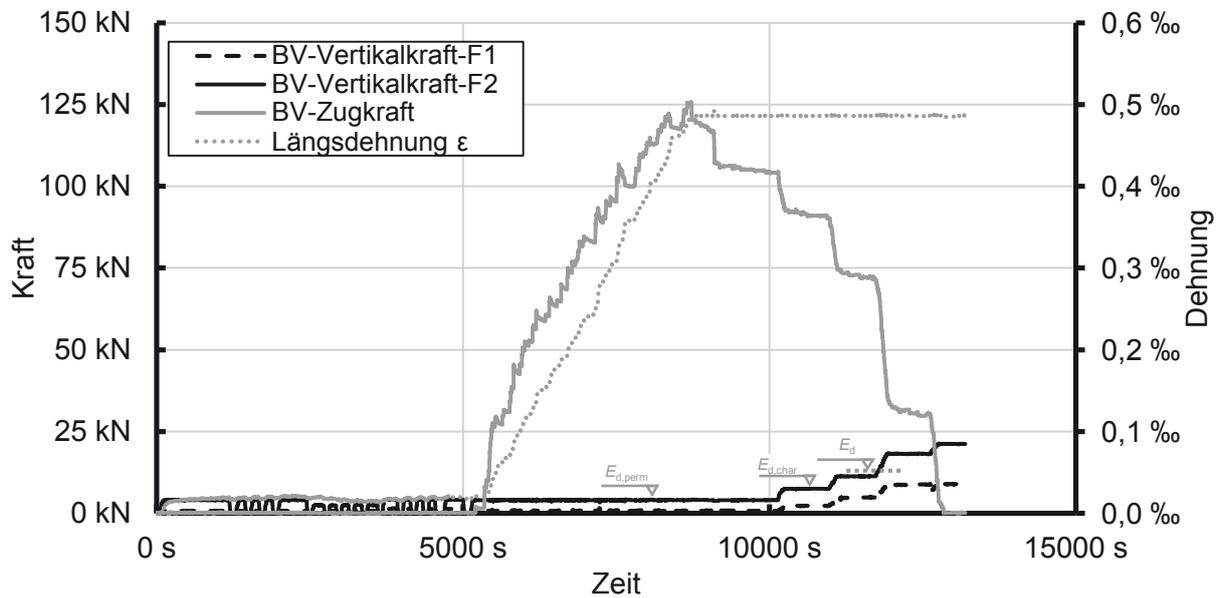


Abbildung C-92: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02a-S4

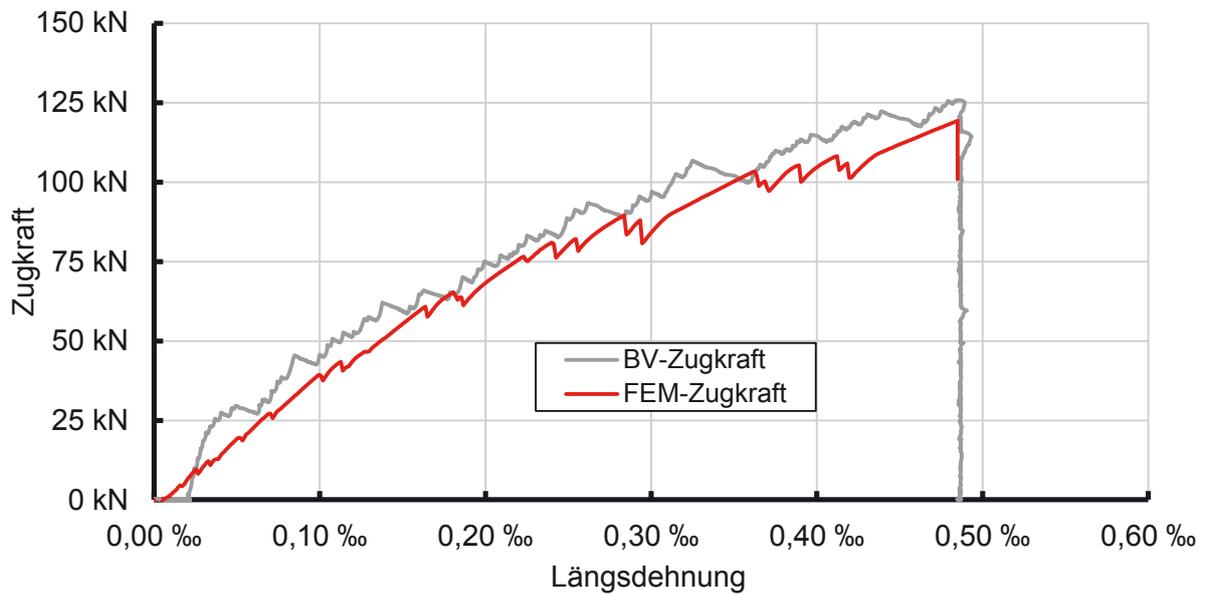


Abbildung C-93: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-02a-S4 und dessen Nachrechnung

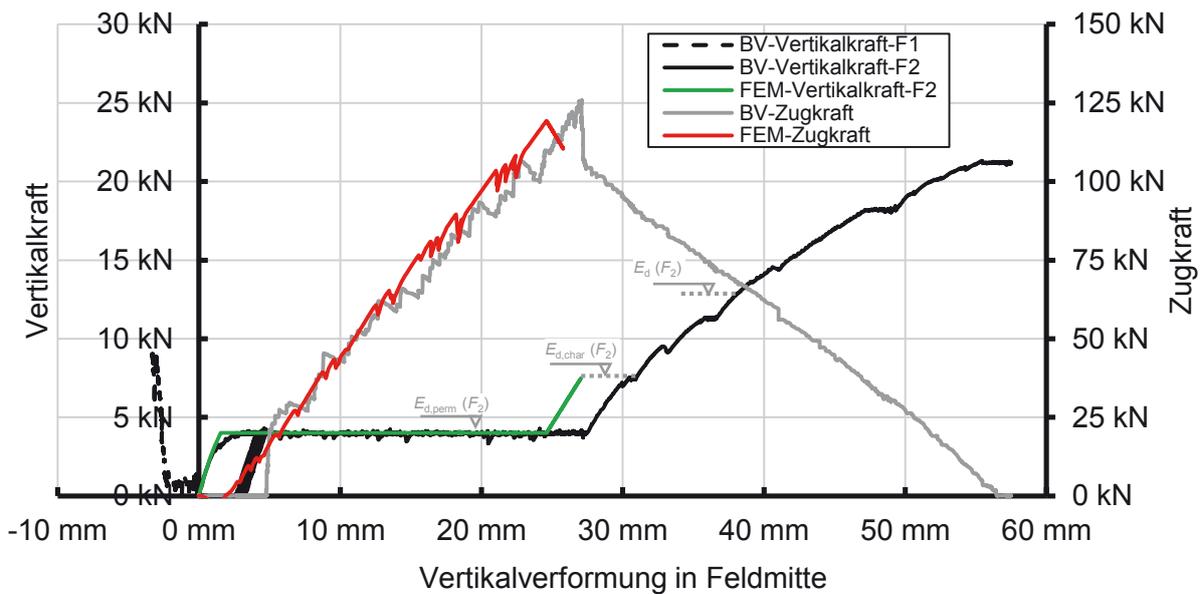


Abbildung C-94: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-02a-S4 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

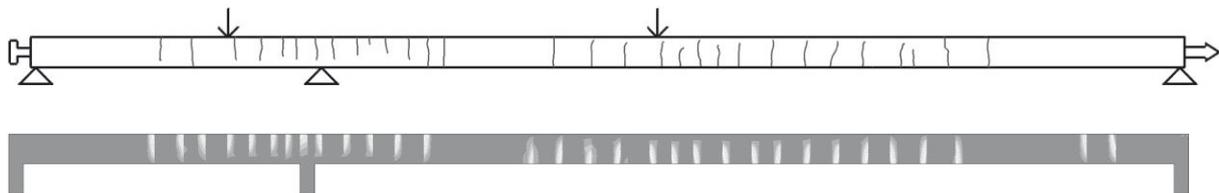


Abbildung C-95: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02a-S4 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\varepsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-02b-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

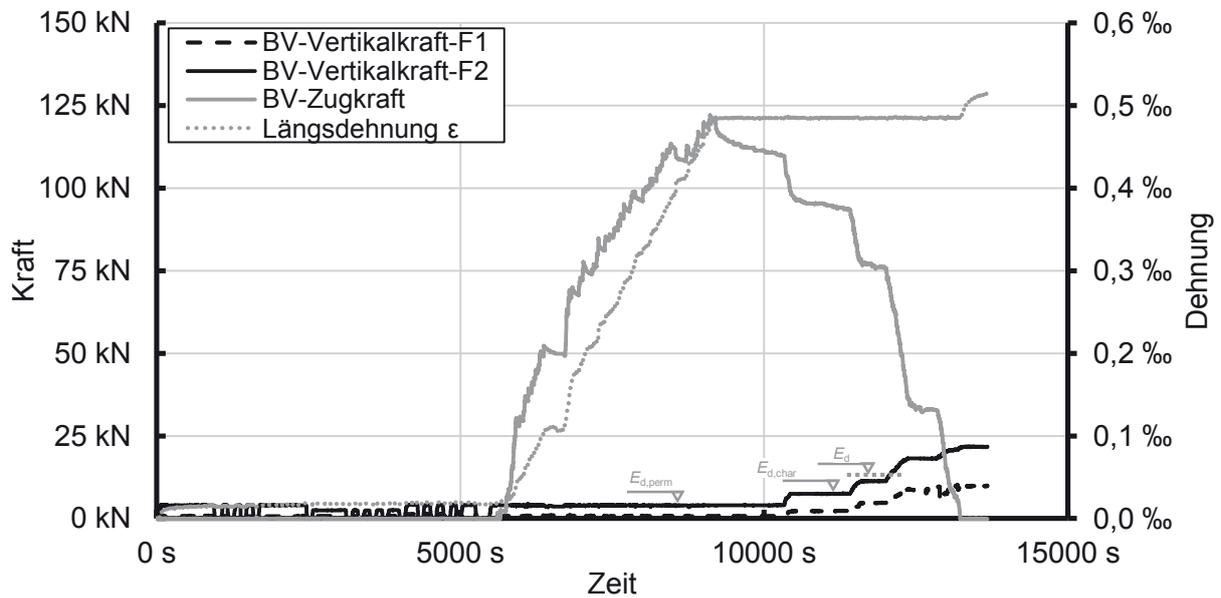


Abbildung C-96: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-02b-S4

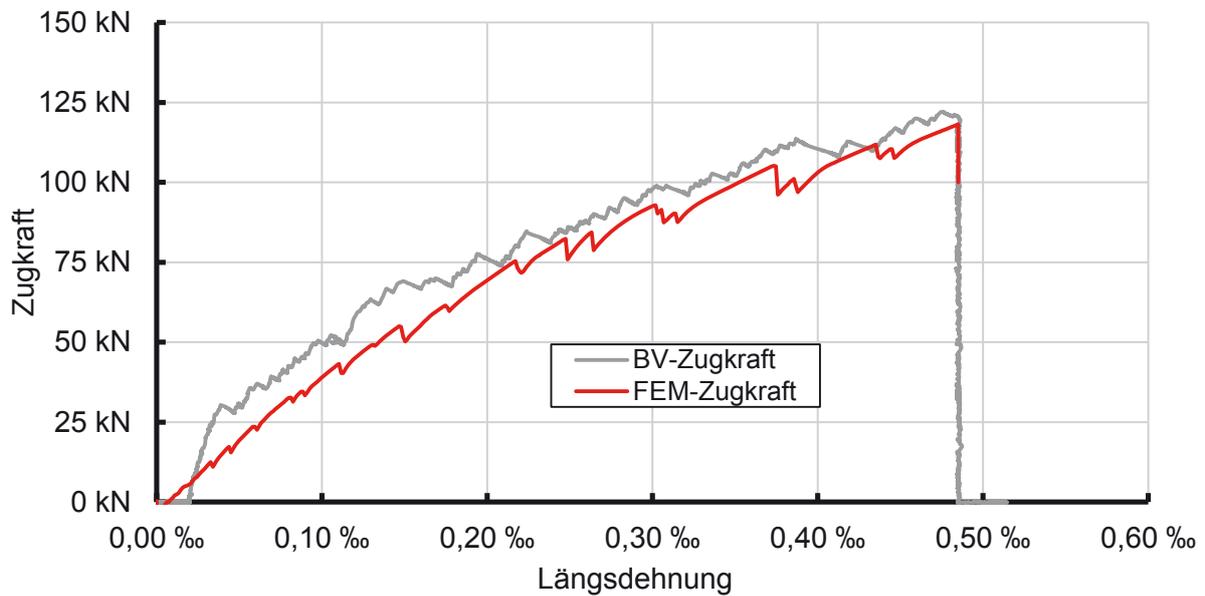


Abbildung C-97: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-02b-S4 und dessen Nachrechnung

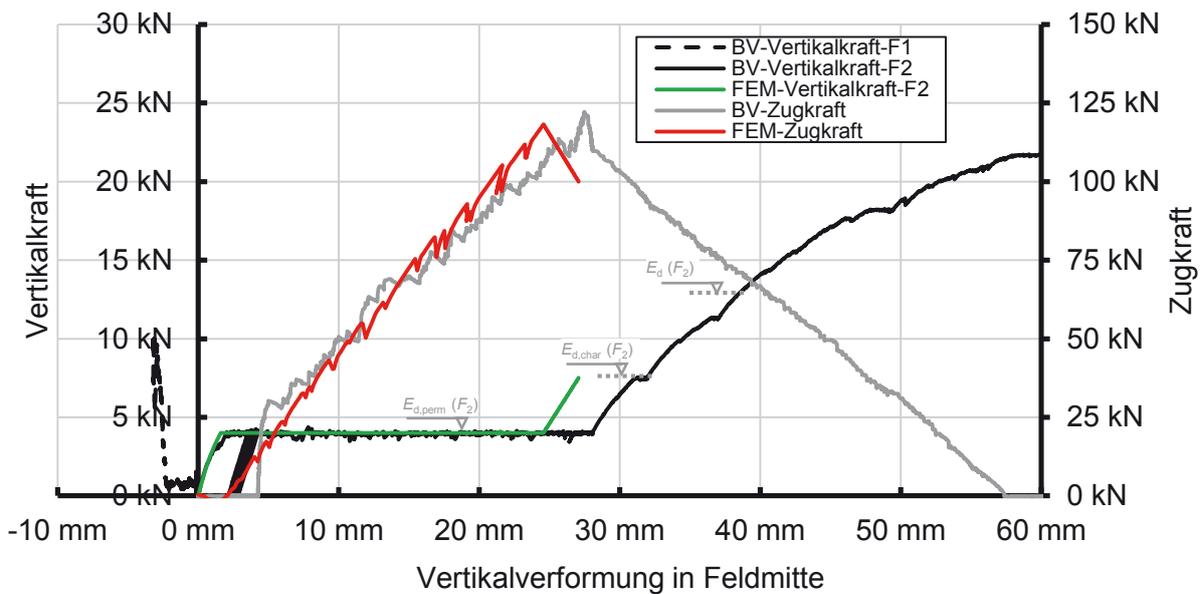


Abbildung C-98: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-02b-S4 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

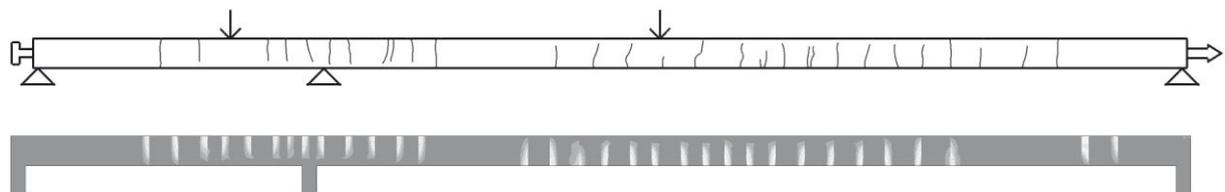


Abbildung C-99: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-02b-S4 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen

Versuch VK-03-S4

Das Eigengewicht der Lasteinleitungskonstruktion betrug 0,29 kN (je Lasteinleitung).

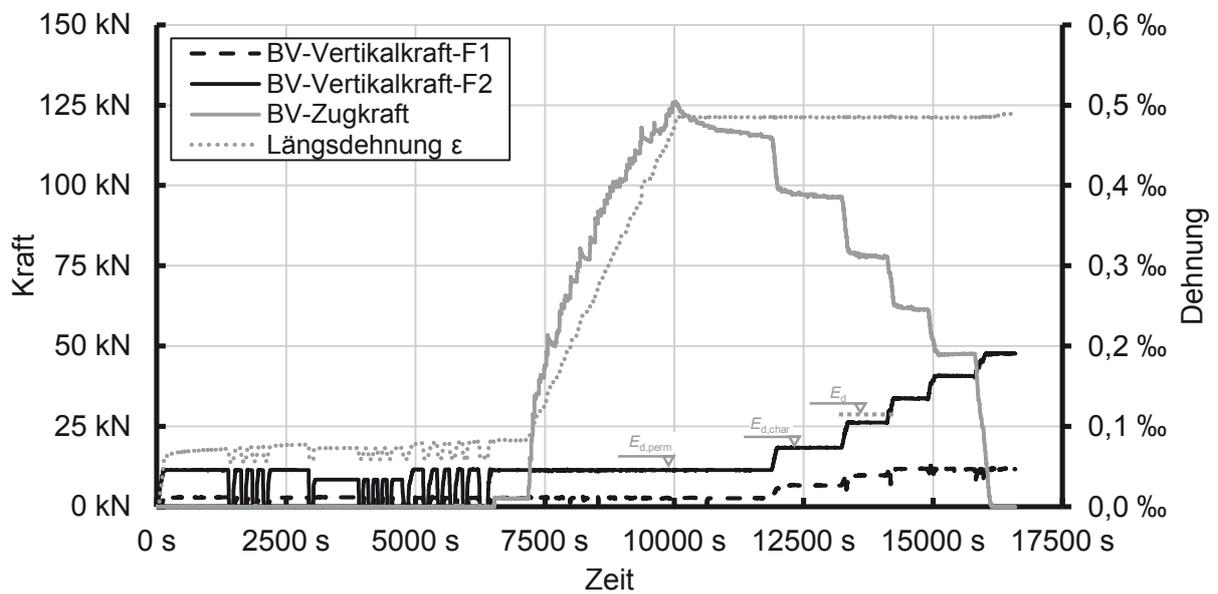


Abbildung C-100: Belastung-Zeit-Diagramm zur Darstellung des Versuchsablaufes von VK-03-S4

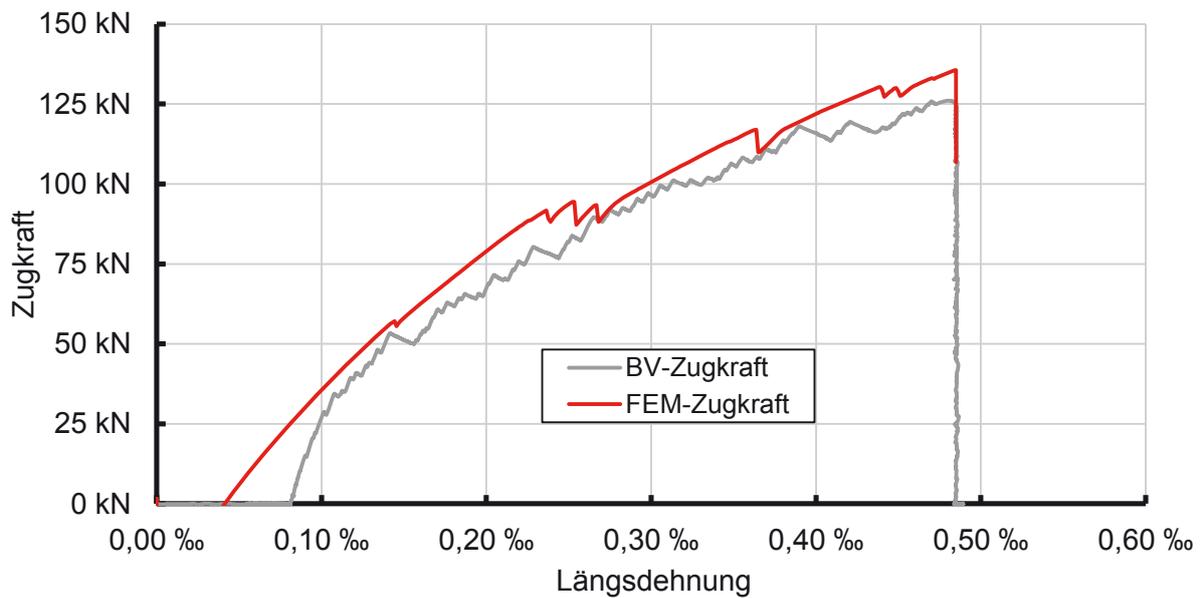


Abbildung C-101: Zugkraft-Längsdehnung-Beziehung des Bauteilversuches VK-03-S4 und dessen Nachrechnung

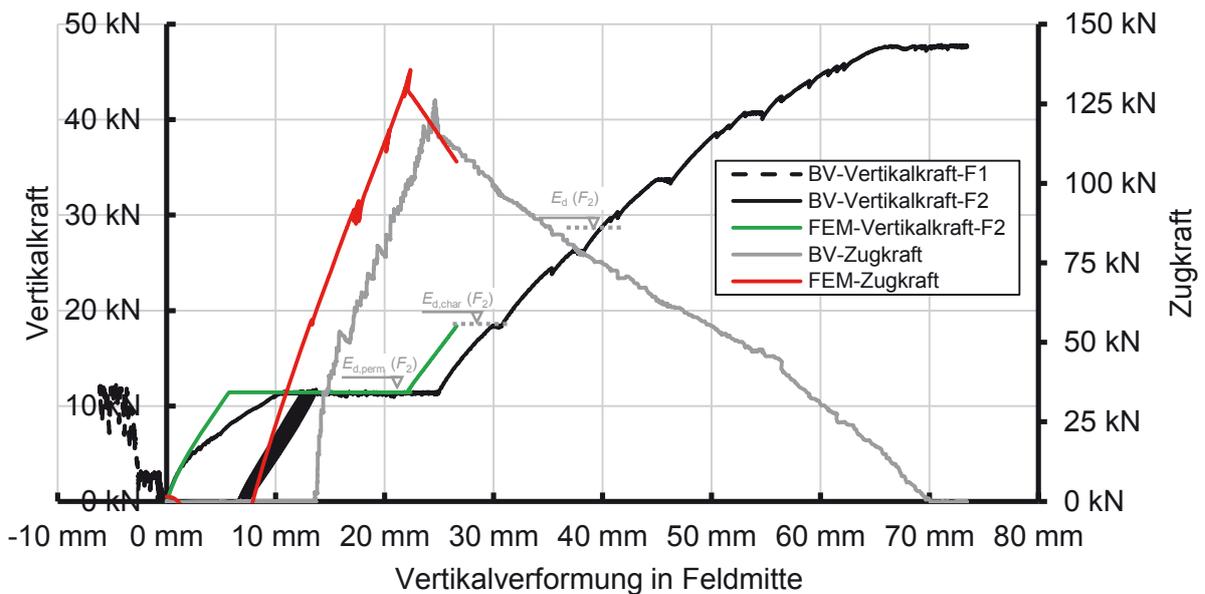


Abbildung C-102: Belastung-Vertikalverformung-Diagramm des Bauteilversuches VK-03-S4 und dessen Nachrechnung (die Zugkraft ist in Bezug auf die Vertikalverformung des 2. Feldes dargestellt)

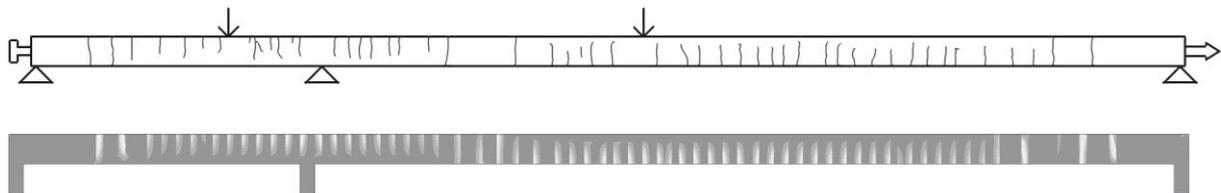


Abbildung C-103: Gegenüberstellung der Rissbilder aus dem Bauteilversuch VK-03-S4 und dessen Nachrechnung unter der kombinierten Beanspruchung aus der quasi-ständigen Vertikallast und der Zugkraft, die in Längsrichtung des Plattenstreifens aufgebracht wurde, um den Plattenstreifen auf das Maß von $\epsilon_L = 0,485 \text{ ‰}$ in Höhe der Schwerachse zu dehnen