

**Zur Bemessung von Bauteilen aus Hochleistungs-aerogelbeton mit
Faserverbundkunststoff-Bewehrung**

Der Fakultät für Ingenieurwissenschaften,
Abteilung Bauwissenschaften
der Universität Duisburg-Essen
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
vorgelegte und genehmigte

DISSERTATION

von
Till Heidrich, M.Sc.
aus Köln

Köln, im September 2023

Lebenslauf

Till Magnus Heidrich, M.Sc.

Der Lebenslauf ist in der Online-Version aus Gründen des Datenschutzes nicht enthalten.

DuEPublico

Duisburg-Essen Publications online



Offen im Denken



Diese Dissertation wird via DuEPublico, dem Dokumenten- und Publikationsserver der Universität Duisburg-Essen, zur Verfügung gestellt und liegt auch als Print-Version vor.

DOI: 10.17185/duepublico/81457
URN: urn:nbn:de:hbz:465-20240307-091050-2

Alle Rechte vorbehalten.

Hauptreferentin: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling

Tag der Einreichung: 15.09.2023

Tag der mündlichen Prüfung: 19.01.2024

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen mit der Förderung durch den Europäischen Fonds für regionale Entwicklung (EFRE).

Frau Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martina Schnellenbach-Held danke ich sehr für die Betreuung sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung während meiner gesamten Tätigkeit am Institut und der Fertigstellung dieser Arbeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling danke ich für die Übernahme des Korreferats, für sein Interesse an meiner Arbeit und den konstruktiven Austausch.

Mein Dank für die gute und freundschaftliche Zusammenarbeit, den wertvollen Austausch und das angenehme Arbeitsklima gilt ebenfalls meinen KollegInnen am Institut für Massivbau. Insbesondere möchte ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Torsten Welsch bedanken, der meinen Weg seit meinem Masterstudium begleitet hat.

Herrn Stefan Kanthak und Herrn Stephan Hannappel danke ich für Ihre kompetente und unermüdliche Unterstützung bei meinen Arbeiten in der Versuchshalle.

Stellvertretend für meinen Arbeitgeber, Pirlet & Partner Ingenieurgesellschaft mbH, danke ich Herrn Alexander Pirlet für die gewährten Freiräume zur Fertigstellung meiner Arbeit.

Ein weiterer Dank richtet sich an alle Firmen für die Bereitstellung von Materialien und Produktinformationen für meine experimentellen Untersuchungen.

Ich danke meiner Familie von ganzem Herzen für die bedingungslose und uneingeschränkte Unterstützung. Meiner Frau Pola und meinen Söhnen Max und Carlo für das Verständnis und den Rückhalt während der Erstellung dieser Arbeit, meinen Eltern und meinem Onkel, die meinen beruflichen Werdegang ermöglicht haben.

Köln, im September 2023

Till Heidrich

Inhaltsverzeichnis

1	EINFÜHRUNG	1
1.1	VERANLASSUNG.....	1
1.2	ZIELSETZUNG UND INHALT DER ARBEIT	2
2	STAND DER KENNTNISSE	3
2.1	MATERIALEIGENSCHAFTEN VON HOCHLEISTUNGSÄROGELBETON (HPAC).....	3
2.1.1	<i>Materialverhalten im Herstellungszustand</i>	4
2.1.2	<i>Drucktragverhalten von HPAC</i>	5
2.1.3	<i>Zugtragverhalten von HPAC</i>	6
2.2	BEWEHRUNG AUS FASERVERBUNDKUNSTSTOFFEN	7
2.2.1	<i>Verstärkungsfasern</i>	8
2.2.2	<i>Matrixsysteme</i>	9
2.2.3	<i>FVK-Bewehrung</i>	10
2.3	TRAGVERHALTEN UND BEMESSUNG VON FVK-BEWEHRTEN BAUTEILEN	12
2.3.1	<i>Bemessungswert der Zugfestigkeit von FVK-Bewehrung</i>	12
2.3.2	<i>Verbundtragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung</i>	14
2.3.3	<i>Biegetragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung</i>	16
2.3.4	<i>Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung ohne Querkraftbewehrung</i>	20
2.3.5	<i>Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung mit Querkraftbewehrung</i>	25
3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	29
3.1	VERWENDETE WERKSTOFFE	29
3.1.1	<i>Mischungszusammensetzungen der Betone</i>	29
3.1.2	<i>FVK-Längsbewehrung</i>	31
3.1.3	<i>FVK-Querkraftbewehrung</i>	33
3.2	VERSUCHE ZUM VERBUNDTRAGVERHALTEN	36
3.2.1	<i>Versuchsaufbau und Untersuchungsprogramm</i>	36
3.2.2	<i>Tragverhalten im Versuch</i>	38
3.2.3	<i>Verbundtragverhalten von HPAC mit FVK-Bewehrung</i>	40
3.3	VERSUCHE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN	43
3.3.1	<i>Versuchsaufbau</i>	43
3.3.2	<i>Untersuchungsprogramm</i>	44
3.3.3	<i>Versuchsdurchführung</i>	45
3.3.4	<i>Tragverhalten im Versuch</i>	46
3.4	VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	51
3.4.1	<i>Versuchsaufbau</i>	51
3.4.2	<i>Untersuchungsprogramm</i>	52
3.4.3	<i>Versuchsdurchführung</i>	53
3.4.4	<i>Tragverhalten im Versuch</i>	54

3.5	VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG	59
3.5.1	<i>Versuchsaufbau</i>	59
3.5.2	<i>Untersuchungsprogramm</i>	61
3.5.3	<i>Versuchsdurchführung</i>	62
3.5.4	<i>Tragverhalten im Versuch</i>	63
4	ANALYSEN ZUM BIEGETRAGVERHALTEN VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG	69
4.1	VERFORMUNGSVERHALTEN	69
4.2	TRAGVERHALTEN DES VERBUNDQUERSCHNITTES	72
4.3	VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT BESTEHENDEN BEMESSUNGSMODELLEN	75
4.4	ABLEITUNG EINES BEMESSUNGSMODELLES FÜR HPAC.....	77
5	ANALYSE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG	81
5.1	BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	81
5.1.1	<i>Untersuchung der Einflussparameter</i>	81
5.1.2	<i>Traganteil der Druckzone</i>	84
5.1.3	<i>Traganteil der Rissreibung</i>	85
5.1.4	<i>Traganteil der Verdübelung</i>	86
5.1.5	<i>Vergleich mit vorhandenen Berechnungsansätzen</i>	88
5.1.6	<i>Fazit</i>	90
5.2	BAUTEILE MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG	91
5.2.1	<i>Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens von HPAC-Bauteilen mit FVK-Querkraftbewehrung</i>	91
5.2.2	<i>Dehnung des Spannungsfeldes</i>	91
5.2.3	<i>Neigung der Druckstrebe</i>	93
5.2.4	<i>Dehnung der Querkraftbewehrung</i>	94
5.2.5	<i>Fazit</i>	96
6	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN	97
6.1	ALLGEMEINES	97
6.1.1	<i>Nichtlineares Materialverhalten</i>	97
6.1.2	<i>Berechnungskonzepte</i>	101
6.1.3	<i>Elemente und Diskretisierung</i>	103
6.2	NACHRECHNUNG DER DURCHGEFÜHRTEN BAUTEILVERSUCHE	105
6.2.1	<i>Versuche zum Biegetragverhalten</i>	105
6.2.2	<i>Versuche zum Querkrafttragverhalten ohne Querkraftbewehrung</i>	111
6.2.3	<i>Versuche zum Querkrafttragverhalten mit Querkraftbewehrung</i>	115
6.2.4	<i>Fazit</i>	120
6.3	PARAMETERSTUDIE ZUM ROTATIONSVERHALTEN.....	121
6.3.1	<i>Studiendesign</i>	121
6.3.2	<i>Auswertung der Ergebnisse</i>	125

6.3.3	<i>Fazit</i>	127
7	BEMESSUNGSMODELLE	128
7.1	BIEGETRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG	128
7.2	QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG.....	131
7.2.1	<i>Bauteile ohne Querkraftbewehrung</i>	131
7.2.2	<i>Bauteile mit Querkraftbewehrung</i>	132
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	134
8.1	ZUSAMMENFASSUNG.....	134
8.2	AUSBLICK	134
9	LITERATUR	136

Einheiten und Bezeichnungen

Nachstehend werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Einheiten und Formelzeichen angegeben. Nicht aufgeführte Bezeichnungen werden im Text erläutert.

Einheiten:

Kräfte:	kN, N
Momente:	kNm
Spannungen:	GPa, MPa
Längen:	mm, cm, m
Flächen:	mm ² , cm ²
Winkel:	rad, Grad
Wärmeleitfähigkeit:	W/(m·K)
Zeit:	h
Temperatur:	°C, K

Bezeichnungen:

Kleine lateinische Buchstaben

<i>d</i>	statische Nutzhöhe
<i>h</i>	Bauteilhöhe
<i>l</i>	Stützweite
<i>w</i>	Durchbiegung
<i>x</i>	Druckzonenhöhe
<i>s</i>	Stab-/ Ankerschlupf
<i>a</i>	Lastabstand vom Auflager

Große lateinische Buchstaben

<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>G</i>	Schubmodul
<i>V</i>	Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben mit Indizes

<i>b_w</i>	Stegbreite
<i>b_n</i>	Nettoquerschnittsbreite
<i>d_v</i>	Höhe des Schubfeldes
<i>f_c</i>	einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons
<i>f_{ck}</i>	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
<i>f_{lcm,cube}</i>	Mittelwert der Leichtbetondruckfestigkeit eines Würfels nach 28 Tagen
<i>f_{cm}</i>	Mittelwert der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit des Betons
<i>f_{c,BK}</i>	einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons von Bohrkernen
<i>f_{ct}</i>	zentrische Zugfestigkeit des Betons
<i>f_{ctm}</i>	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons

$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
f_u	Materialfestigkeit
$f_{j0,m}$	Mittelwert der Kurzzeitzugfestigkeit FVK-Werkstoff
f_{jk0}	Charakteristischer Wert der Kurzzeitzugfestigkeit FVK-Werkstoff
f_{jd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit FVK-Werkstoff
f_{fw}	Zugfestigkeit der FVK-Querkraftbewehrung
l_b	Verbundlänge
f_{int}	interner Kraftvektor
f_{ext}	externe Kräfte
k_a	Faktor zur Berechnung der Lage der resultierenden Betondruckkraft
h_{cr}	Rissbandbreite
h_f	Gurthöhe

Große lateinische Buchstaben mit Indizes

A_c	Betonquerschnittsfläche
A_f	Querschnittsfläche der FVK-Bewehrung
A_{fl}	Querschnittsfläche der FVK-Längsbewehrung
A_{fw}	Querschnittsfläche der FVK-Querkraftbewehrung
$C_{R,c}$	Beiwert Querkraftwiderstand Bauteile ohne Querkraftbewehrung
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_{ci}	Sekantenmodul vom Ursprung zur Bruchspannung
E_{cm}	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons
E_d	Bemessungswert der Einwirkungen
E_f	Elastizitätsmodul der FVK-Bewehrung
E_s	Elastizitätsmodul der Betonstahlbewehrung
F_f	resultierende Kraft in der FVK-Bewehrung
F_c	resultierende Betondruckkraft
G_f	Bruchenergie
M_{cr}	Rissmoment
T_g	Glasübergangstemperatur
R_{10}	Festigkeitsabnahme einer Dekade im doppellogarithmischen Maßstab
$V_{R,c}$	Querkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes
$V_{c,c}$	Querkrafttraganteil der Betondruckzone
$V_{c,i}$	Querkrafttraganteil der Rissreibung
$V_{c,d}$	Verdübelungskraft der Längsbewehrung
$V_{R,f}$	Querkrafttraganteil der FVK-Querkraftbewehrung
$V_{R,max}$	Tragfähigkeit der Betondruckstrebe
V_u	Bruchlast

Griechische Buchstaben

α	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Plattenebene
β	Faktor zur Berücksichtigung auflagernaher Lasten
γ	Schubverzerrung
ε	Dehnung
κ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts
σ	Spannung
φ	Reibungswinkel
ψ	Plattenrotation
χ	Krümmung
ρ	Dichte
λ	Wärmeleitfähigkeit
ζ	bezogener Hebelarm
ξ	bezogene Druckzonenhöhe

Griechische Buchstaben mit Indizes

α_R	Völligkeitswert der Betondruckzone
α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient
$\alpha_{T,\parallel}$	Wärmeausdehnungskoeffizient in Faserrichtung
$\alpha_{T,\perp}$	Wärmeausdehnungskoeffizient quer zur Faserrichtung
γ_M	Teilsicherheitsbeiwert für ein Material
γ_f	Teilsicherheitsbeiwert FVK-Werkstoff
Δu	Relativverschiebung
ε_c	Betondehnung
ε_{cl}	zur Betonfestigkeit zugehörige Betondehnung
ε_{cul}	Betonbruchdehnung
ε_f	FVK-Werkstoffdehnung
ε_{cr}	Dehnung bei Erreichen der Betonzugfestigkeit
ε_s	Betonstahldehnung
ε_u	Betonstahldehnung bei Höchstkraft
η_l	Reduzierungsbeiwert für Leichtbeton nach EC2
η_{HPAC}	Reduzierungsbeiwert für HPAC
$\eta_{env,t}$	Reduzierungsfaktor zur Ermittlung der Dauerstandfestigkeit
λ_{\parallel}	Wärmeleitfähigkeit in Faserrichtung
λ_{\perp}	Wärmeleitfähigkeit quer zur Faserrichtung
ρ_l	geometrischer Längsbewehrungsgrad
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
σ_c	Spannung im Beton aus Normalkraft
σ_f	Spannung im FVK-Werkstoff
σ_s	Spannung in der Betonstahlbewehrung
σ_x	Standardabweichung
τ_b	Verbundspannung

Indizes

<i>b</i>	Verbund
<i>c</i>	Beton
<i>calc</i>	Rechenwert
<i>cr</i>	Riss
<i>d</i>	Bemessungswert
<i>E</i>	Einwirkung
<i>EXP</i>	Versuchsergebnis
<i>f</i>	Faserverbundkunststoff, Flansch
<i>k</i>	charakteristischer Wert
<i>l</i>	Längsrichtung bzw. Leichtbeton
<i>m</i>	Mittelwert
<i>max</i>	Maximum
<i>R</i>	Widerstand
<i>rel</i>	bezogener Wert
<i>s</i>	Betonstahl
<i>t</i>	Zug
<i>u</i>	Bruchzustand
<i>w</i>	Querkraft
//	parallel zur Faserrichtung
⊥	senkrecht zur Faserrichtung

Abkürzungen

HPAC	Hochleistungsaerogelbeton (High Performance Aerogel Concrete)
AIC	Aerogelbeton (Aerogel Incorporated Concrete)
NC	Normalbeton (Normal Concrete)
LC	Leichtbeton (Lightweight Concrete)
ALWAC	Leichtbeton mit Leichtsand (All Lightweight Aggregate Concrete)
SLWAC	Leichtbeton mit Natursand (Sand Lightweight Aggregate Concrete)
FVK	Faserverbundkunststoffe
CFVK	Carbonfaserverbundkunststoffe
BFVK	Basaltfaserverbundkunststoffe
VE-Harz	Vinylesterharz
EP-Harz	Epoxidharz
WDVS	Wärmedämmverbundsystem
GfK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
BPE	Bertero-Popov-Eligehausen
CMR	Consenza-Manfredi-Realfonzo
HPC	Hochleistungsbeton (High Performance Concrete)
HSM	Hüttensandmehl
SDM	Setzungs-Dehnungs-Messgerät
WA	Induktiver Wegaufnehmer
DMS	Dehnungsmessstreifen
FE(M)	Finite Elemente (Methode)
UHPC	Ultrahochleistungsbeton (Ultra High Performance Concrete)
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
SA	Standardabweichung
MW	Arithmetischer Mittelwert
ABD	Allgemeines Bemessungsdiagramm

Abbildungen

Bild 2-1: Druckfestigkeit vs. Wärmeleitfähigkeit AIC, AIC-Komposit und HPAC ([10]).....	4
Bild 2-2: Prinzipielles Drucktragverhalten von Beton (nach [32, 33]).....	5
Bild 2-3: Prinzipieller Verlauf der Zugspannungs-Dehnungsbeziehung vor Erreichen der Zugfestigkeit.....	6
Bild 2-4: Prinzipieller Verlauf der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung nach [42] für NC/LC	7
Bild 2-5: Schematische Darstellung des Pultrusionsverfahrens (nach [55],[58]).....	11
Bild 2-6: Extrapolationsverfahren zur Ermittlung der Langzeitzugfestigkeit ([66])	13
Bild 2-7: Zugtragverhalten ausgewählter FVK-Bewehrungsstäbe und Betonstahl (nach [69], [70], [56], [38, 33])	14
Bild 2-8: Kraftübertragung profilierter Bewehrungsstab – Beton (nach [73, 72])	15
Bild 2-9: Verbundtragverhalten von FVK-Bewehrung CMR/mod. BPE ([76], [63], [32])	16
Bild 2-10: Dehnungen und Spannungen bei reiner Biegung im Zustand I (vgl. [79])	17
Bild 2-11: Dehnungen und Spannungen bei reiner Biegung im Zustand II und Spannungsblock (nach [79, 80, 63]).....	18
Bild 2-12: Spannungs-Dehnungsverlauf für die Bemessung (nach [85, 38, 33]).....	18
Bild 2-13: Traganteile Betonbauteile ohne Querkraftbewehrung	21
Bild 2-14: Definition Schubslankheit (nach [79]).....	22
Bild 2-15: Mögliche Versagensarten schubunbewehrter FVK-Querschnitte (nach [79, 87])	23
Bild 2-16: Traganteile Betonbauteile mit Querkraftbewehrung	25
Bild 2-17: Mögliche Versagensarten von Querschnitten mit FVK-Querkraftbewehrung (nach [79, 87]).....	26
Bild 3-1: Nomenklatur der Versuchskörper.....	29
Bild 3-2: Qualitativer Verlauf der erforderlichen Wandstärke für Entwurfsgrundsatz E1	30
Bild 3-3: Mischungskomponenten für HPAC.....	31
Bild 3-4: Schematische Darstellung der verwendeten GfK-Bewehrung	31
Bild 3-5: Verwendete GfK-Längsbewehrungsstäbe	32
Bild 3-6: Verwendete GfK-Doppelkopfanke.....	33
Bild 3-7: Versuchsaufbau Pull-Out-Tests Ankerstäbe.....	34
Bild 3-8: Bruchbilder Pull-Out-Versuch Ankerstäbe.....	35
Bild 3-9: Versuchsaufbau Pull-Out Tests GfK-Bewehrungsstäbe.....	36
Bild 3-10: Verbundtragverhalten von HPAC47 mit GfK-Bewehrung	39
Bild 3-11: Verbundtragverhalten von HPAC61 mit GfK-Bewehrung	40

Bild 3-12: Verbundfestigkeiten und bez. Verbundfestigkeiten von HPAC47/HPAC61 und GfK-Bewehrungsstäbe	41
Bild 3-13: Prinzipieller Verlauf des Verbundtragverhaltens von HPAC mit GfK-Bewehrungsstäben	42
Bild 3-14: Aufbau Biegetragversuche.....	43
Bild 3-15: Bewehrung Biegetragversuchskörper	44
Bild 3-16: Biegeversuche – Messtechnik auf Beton (o.) und Bewehrung (u.)	46
Bild 3-17: Last-Verformungsverhalten von HPAC47 und HPAC61 Biegetragversuch.....	47
Bild 3-18: Biegetragversuche - Last-Dehnungsverhalten HPAC47/HPAC61 und GfK-Bewehrung	48
Bild 3-19: Rissbilder nach Überlastung im Biegetragversuch.....	49
Bild 3-20: Aufbau Querkraftversuche Betontraganteil.....	51
Bild 3-21: Bewehrung Querkraftversuche Betontraganteil	52
Bild 3-22: Messtechnik Querkraftversuche Betontraganteil auf Beton (o.) und Bewehrung (u.)	54
Bild 3-23 Last-Verformungsverhalten von HPAC47/HPAC61 im Querkraftversuch	55
Bild 3-24: Last-Dehnungsverhalten von HPAC47/HPAC61 mit GfK-Bewehrung im Querkraftversuch	56
Bild 3-25: Rissbilder nach Überlastung im Querkraftversuch HPAC47	57
Bild 3-26: Rissbilder nach Überlastung im Querkraftversuch HPAC61	58
Bild 3-27: Aufbau Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung.....	60
Bild 3-28: Bewehrung Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung	61
Bild 3-29: Messtechnik Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung auf Beton (o.) & Bewehrung (u.)	63
Bild 3-30: Last-Verformungsverhalten I-Profil aus HPAC47/HPAC61 im Querkraftversuch	64
Bild 3-31: Last-Dehnungsverhalten I-Profil aus HPAC47/HPAC61 im Querkraftversuch	65
Bild 3-32: Ankerdehnungen und Ankerschlupf in B2 ausgewählter Laststufen bei HPAC47.....	66
Bild 3-33: Ankerdehnungen und Ankerschlupf in B2 ausgewählter Laststufen bei HPAC61.....	67
Bild 4-1: Bereiche für lineare DGL bei 4-Punkt-Biegeversuch.....	69
Bild 4-2: Last-Verformungsverhalten im Versuch vs. analytische Lösung HPAC47	70
Bild 4-3: Last-Verformungsverhalten im Versuch vs. analytische Lösung HPAC61	71
Bild 4-4: Last-Verformungsverhalten von NC/HPAC47/HPAC61 bei unterschiedlichen Bewehrungsgehalten	72
Bild 4-5: Druckzonenhöhen (links) und Völligkeitsbeiwerte (rechts) aus den Versuchsergebnissen	73

Bild 4-6: Bezogener Abstand der resultierenden Betondruckkraft (links), Zusammenhang bezogener Hebelarm Trockenrohddichte (rechts)	74
Bild 4-7: Zusammenhang Zylinder- und Bohrkerndruckfestigkeit und normierte Bruchmomente ..	75
Bild 4-8: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse vs. Tragfähigkeiten nach Bemessungskonzepten für NC (a), LC (b), ideal-spröde BDZ (c) und HPC (d)	77
Bild 4-9: Vergleich Drucktragverhalten für die Bemessung NC, LC vs. HPAC.....	78
Bild 4-10: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse vs. Tragfähigkeiten für einen modifizierten Bemessungsansatz für HPAC mit (a) und ohne Ausreißer (b)	78
Bild 4-11: Gegenüberstellung rechnerische Druckzonenhöhe/Bewehrungsdehnung und Versuchsdaten	79
Bild 4-12: Zusammenhang rechnerische Bewehrungsdehnung und Bruchlast (links.), Gegenüberstellung rechnerischer Bruchlasten und zugehöriger Bewehrungsdehnungen im Versuch (rechts)	79
Bild 4-13: Vergleich rechnerische Bewehrungsdehnung im GZT und Maximalwerte im Versuch (links), Gegenüberstellung Versuchsergebnisse vs. rechnerische Tragfähigkeit (rechts)	80
Bild 5-1: Einfluss des Längsbewehrungsgehalt auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61	81
Bild 5-2: Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61	82
Bild 5-3: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61	82
Bild 5-4: Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61 ..	83
Bild 5-5: Zusammenhang Druck- und Zugfestigkeit von HPAC47/HPAC61.....	83
Bild 5-6: Modell nach ZINK (nach [88], [80])	84
Bild 5-7: Rechnerische Traglast Druckzone vs. Bruchlast Versuch.....	85
Bild 5-8: Rechnerischer Traganteil der Druckzone an der Bruchlast der Versuche	85
Bild 5-9: Anteil aus der Bruchprozesszone an Bruchlast aus Versuchen	86
Bild 5-10: Modell zum Verdübelungstragverhalten nach [130]	87
Bild 5-11: Rechnerische Verdübelungsrisslast vs. Bruchlast Versuch.....	88
Bild 5-12: Anteil aus der rechnerischen Verdübelungsrisslast an Bruchlast aus Versuchen.....	88
Bild 5-13: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach [87] vs. Bruchlasten im Versuch für HPAC47/HPAC61(links) und NC (rechts)	89
Bild 5-14: Für HPAC modifizierte rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach [87] (links) und Gesamttragfähigkeit aus $V_{c,c}$ und $V_{c,d}$ (rechts) vs. Bruchlasten im Versuch	90
Bild 5-15: Angenommene Höhe des Schubfeldes d_v bei HPAC	91
Bild 5-16: Gegenüberstellung rechnerische Längsbewehrungsdehnung vs. Versuchsdaten.....	92

Bild 5-17: Vergleich rechnerischer Risswinkel vs. Versuchsdaten (links), Vergleich der rechnerischen Druckstrebenneigung genaueres vs. vereinfachtes Verfahren (rechts).....	94
Bild 5-18: Rechnerische Bruchdehnung vs. Versuchsdaten vs. rechnerische Verbundfestigkeit HPAC47	95
Bild 5-19: Rechnerische Bruchdehnung vs. Versuchsdaten vs. rechnerische Verbundfestigkeit HPAC61	96
Bild 6-1: Entfestigungsverhalten im Zugbereich nach [42].....	98
Bild 6-2: Verifizierung des Vorgehens zu den Spannungs-Rissverläufen.....	99
Bild 6-3: Verlauf des angenommenen Zugtragverhaltens von HPAC.....	100
Bild 6-4:Prinzipieller Verlauf des angenommenen Drucktragverhaltens von HPAC	101
Bild 6-5: Ablaufschema der durchgeführten nichtlinearen FE-Berechnungen (nach [138]).....	103
Bild 6-6: Ebenes isoparametrisches viereckiges Element "Q8MEM" [138]	104
Bild 6-7: FE-Modell zur Nachrechnung der Biegetragversuche	105
Bild 6-8: Last-Verformungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47/HPAC61	106
Bild 6-9:Last-Verformungsverhalten Versuche vs. FE-Ber. vs. analytischer Ber. HPAC47	107
Bild 6-10: Last-Verformungsverhalten Versuche vs. FE-Ber. vs. analytischer Ber. HPAC47	107
Bild 6-11: Last-Dehnungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47	108
Bild 6-12: Last-Dehnungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61	109
Bild 6-13: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47	109
Bild 6-14: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61	110
Bild 6-15: Bruchmomente Versuch vs. Bruchmomente FE-Simulation	110
Bild 6-16: FE-Modell zur Nachrechnung der Querkrafttragversuche ohne Querkraftbewehrung ..	111
Bild 6-17: Last-Verformungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47.....	112
Bild 6-18: Last-Verformungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61	112
Bild 6-19: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47	113
Bild 6-20: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61	114
Bild 6-21: Schubrisslasten im Versuch vs. Bruchlast FE-Simulation	114
Bild 6-22: FE-Modell für die Nachrechnung der Querkrafttragversuche mit Querkraftbewehrung	115
Bild 6-23: Last-Verformungsverhalten Bauteilversuche vs. FE-Berechnung HPAC47 (links) und HPAC61 (rechts).....	116
Bild 6-24: Ankertragverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47	117
Bild 6-25: Ankertragverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61	118
Bild 6-26: Einwirkende Lasten auf die Kopfbolzen der Anker aus der FE-Nachrechnung	119
Bild 6-27: Rissbilder Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47	119

Bild 6-28: Rissbilder Versuche vs. FE-Berechnung HPAC61	120
Bild 6-29: Versagensschublast Versuch vs. FE-Simulation	120
Bild 6-30: Ablaufschema zur Festlegung der Bewehrungsquerschnitte für die Parameterstudie....	123
Bild 6-31: Geometrie und Bewehrung Träger für die Parameterstudie	123
Bild 6-32: Untersuchungsprogramm numerische Parameterstudie	124
Bild 6-33: Gegenüberstellung der Lasten aus der FE-Simulation und analytischer Berechnung....	125
Bild 6-34: Zusammenhang Abminderungsbeiwert η_{Rot} und Längsbewehrungsgehalt $\rho_{l,St}$ für HPAC47 (links) und HPAC61 (rechts)	126
Bild 6-35: Zusammenhang Abminderungsbeiwert η_{Rot} und der bez. Druckzonenhöhe ξ_{St} für HPAC47 (links) und HPAC61 (rechts)	126
Bild 7-1: ABD für Rechteckquerschnitte aus HPAC mit Schöck Combar®-Bewehrung	129

Tabellen

Tabelle 2-1: Übersicht Eigenschaften Faserwerkstoffe ([51])	9
Tabelle 2-2: Übersicht Eigenschaften üblicher Matrix-Kunststoffe ([54], [51])	10
Tabelle 2-3: Materialeigenschaften FVK-Bewehrungsstäbe unterschiedlicher Hersteller ([60])	11
Tabelle 2-4: Bemessungsgleichungen zur Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit FVK- Bewehrung ohne Querkraftbewehrung in ausgewählten Normen	24
Tabelle 2-5: Bemessungsgleichungen zur Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit FVK- Bewehrung mit FVK-Querkraftbewehrung ausgewählter Normen	28
Tabelle 3-1: Anteile der Mischungszusammensetzung [kg/m^3]	31
Tabelle 3-2: Wesentliche Materialeigenschaften GfK-Längsbewehrung	32
Tabelle 3-3: Übersicht der Pull-Out-Versuche Ankerstäbe	35
Tabelle 3-4: Untersuchungsprogramm Pull-Out Tests	37
Tabelle 3-5: Mischungsbezogener Vorfaktor Verbundtragverhalten HPAC	41
Tabelle 3-6: Kennzeichnende Punkte für das Verbundtragverhalten von HPAC	42
Tabelle 3-7: Steigungen zur Ermittlung der kennzeichnenden Punkte	43
Tabelle 3-8: Untersuchungsprogramm Biegetragfähigkeit	45
Tabelle 3-9: Versuchsergebnisse der Biegetragversuche	50
Tabelle 3-10: Untersuchungsprogramm Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung	53
Tabelle 3-11: Versuchsergebnisse der Querkraftversuche ohne Querkraftbewehrung	59
Tabelle 3-12: Untersuchungsprogramm Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung	62
Tabelle 3-13: Versuchsergebnisse Querkrafttragverhalten mit Querkraftbewehrung	68
Tabelle 5-1: Vorfaktor zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit	89

Tabelle 6-1: Übersicht der Materialeigenschaften für die numerische Parameterstudie 125
Tabelle 7-1: Bemessungswert der äquivalenten Dehnung des Ankerkopfes für $\varnothing_n = 12$ mm..... 132

1 EINFÜHRUNG

1.1 VERANLASSUNG

Außenluftberührte Bauteile von Gebäuden übernehmen eine Vielzahl verschiedener Funktionen. So muss die Ausgestaltung der Konstruktionen derart erfolgen, dass die Anforderungen aus dem

- Lastabtrag,
- Feuchteschutz,
- Wärmeschutz,
- Brandschutz sowie
- Schallschutz

erfüllt werden. Hieraus resultieren unterschiedliche Anforderungen an die Eigenschaften der eingesetzten Baustoffe. Vor allem zur Gewährleistung des notwendigen Wärmeschutzes ist bei Hochbauten in Massivbauweise seit vielen Jahren eine mehrschalige Bauweise erforderlich. Dies wird in den meisten Fällen mittels außenseitig aufgebrachtener Wärmedämmverbundsysteme (WDVS) oder zweischaligen Wandkonstruktionen mit Kerndämmung erreicht. Ebenso bestehen Anforderungen an die optische Gestaltung der Gebäudeaußenhülle.

Am Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen wurde in Kooperation mit dem deutschen Zentrum für Luft- und Raumfahrt ein neuartiger Leichtbeton entwickelt. Durch die Einbindung von Quarzglas-Aerogelen in eine hochfeste Bindemittelmatrix ergibt sich ein Baustoff mit geringer Wärmeleitfähigkeit bei vergleichsweise hohen Druckfestigkeiten, der Hochleistungs-aerogelbeton (High Performance Aerogel Concrete, HPAC). Dieser ermöglicht eine Ausführung außenluftberührter Bauteile mit praxisrelevanten Bauteildicken in einschaliger Bauweise. Über die im Vergleich zu weichen Dämmstoffen im Hinblick im Hinblick auf den Feuchte-, Brand- und Schallschutz überlegenen Materialeigenschaften hinaus führt HPAC auch zu einer Erhöhung der Ausführungsqualität. Bei dieser Bauweise kann in hohem Maße vorgefertigt werden, was zu einer Reduzierung der Schnittstellen im Fertigungsprozess führt.

Über die Variation des Aerogelgranulat-Gehalts ist eine gezielte Steuerung der Materialeigenschaften nach den vorliegenden Erfordernissen möglich. Weiterhin kann herstellungsbedingt im Hinblick auf die Gestaltung eine annähernd beliebige Formgebung erfolgen. Der nahezu ausschließliche Einsatz anorganischer Bestandteile ermöglicht zudem eine gute Rezyklierbarkeit des Baustoffes sowie ein günstiges Brandverhalten.

HPAC hat somit durch seine günstigen Materialeigenschaften das Potential, die Anforderungen an außenluftberührte Bauteile üblicher Hochbauten ohne Applikation zusätzlicher Schichten zu erfüllen.

1.2 ZIELSETZUNG UND INHALT DER ARBEIT

Bisherige Untersuchungen zielten neben der Feststellung der Werkstoffeigenschaften vor allem auf die Optimierung der einaxialen Druckfestigkeit und der Wärmeleitfähigkeit ab. Beim Einsatz des Werkstoffes für tragende Außenwände erfolgt der Lastabtrag im Bereich von Tür- und Fensteröffnungen über Biegung. Gleiches gilt für einen möglichen Einsatz bei Dachkonstruktionen. HPAC weist, wie auch herkömmliche Normal- und Leichtbetone, geringe Zugfestigkeiten im Vergleich zur Druckfestigkeit auf. Aus diesem Grund ist davon auszugehen, dass Querschnitte aus HPAC im Bereich von Zugspannungen mittels einer zugfesten Bewehrung verstärkt werden müssen, um einen ausreichenden Tragwiderstand unter den vorliegenden Einwirkungen zu erreichen. In dieser Arbeit soll daher das Tragverhalten auf Biegung beanspruchter Bauteile aus HPAC mit Bewehrung analysiert werden, um so eine Vorhersage des Tragwiderstandes zu ermöglichen. Zur Vermeidung eines negativen Einflusses auf die Wärmeleitfähigkeit der Verbundquerschnitte wurden für die Bewehrung Stäbe aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) gewählt.

Die Arbeit gliedert sich in folgende Abschnitte:

In Kapitel 2 wird der aktuelle Stand der Kenntnisse der Materialeigenschaften von HPAC und faserverstärkten Kunststoffen (FVK) sowie vorhandenen Bemessungskonzepten bewehrter Verbundquerschnitte aus Normalbeton (Normal Concrete, NC) und Leichtbeton (Lightweight Concrete, LC) wiedergegeben.

Da bisher kaum Erkenntnisse zum Verbundtragverhalten und keine zum Biege- oder Querkrafttragverhalten von Bauteilen aus HPAC mit FVK-Bewehrung vorliegen, wurden im Rahmen dieser Arbeit diesbezüglich experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Eine Beschreibung aller durchgeführten Versuche und eine Zusammenfassung der Ergebnisse erfolgt in Kapitel 3.

In den Kapiteln 4 und 5 wird eine detaillierte Analyse des während der Versuche dokumentierten Biege- bzw. Querkrafttragverhaltens durchgeführt. Weiterhin wird hier überprüft, inwieweit bestehende Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens zutreffen, bzw. inwiefern deren Anwendung mit einer entsprechenden Modifikation möglich ist.

Zur Verifizierung der verwendeten Materialmodelle erfolgt in Kapitel 6 zunächst die Nachrechnung der Versuche mittels physikalisch nichtlinearer Finite-Elemente-Modelle. Im Anschluss daran wird anhand einer Parameterstudie das Tragverhalten statisch unbestimmt gelagerter Bauteile untersucht. Die so abgeleiteten Bemessungsmodelle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in Kapitel 7 dargestellt.

2 STAND DER KENNTNISSE

2.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN VON HOCHLEISTUNGS-AEROGELBETON (HPAC)

Silika-Aerogele haben eine Porosität von bis zu 99,8 % bei einer Rohdichte von 2 bis 250 kg/m³. Aufgrund dieser Beschaffenheit weisen Aerogele mit einem typischen Wert von 0,02 W/(m·K) eine sehr geringe Wärmeleitfähigkeit auf. RATKE untersuchte daher erstmals Materialien bestehend aus Aerogelgranulat, Gesteinskörnungen, Wasser und Zement mit dem Ziel der Verbesserung der Feststoffeigenschaften im Hinblick auf die Dichte, Wärmeleitfähigkeit und Schallabsorption. Der so entwickelte Aerogelbeton wies bei Aerogelgranulatgehalten von 65 bis 75 Vol.-% mittlere Festigkeiten von 0,6 bis 1,5 MPa und Elastizitätsmoduln von 52 bis 126 MPa auf. [1]

Da die erreichten Festigkeiten und Steifigkeiten des Aerogelbetons außerhalb eines baupraktisch relevanten Bereiches lagen, erfolgte eine Weiterentwicklung der Mischungszusammensetzung in Zusammenarbeit mit dem Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen. Durch die Verwendung hochfester Bindemittelmatrizen konnten die mittleren Festigkeiten auf bis zu 25 MPa erhöht werden. Der so entwickelte Hochleistungs-aerogelbeton (HPAC) erreichte somit ausführungsrelevante Festigkeitsbereiche [2, 3]. Weiterhin konnte ein deutlich günstigeres Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit und Druckfestigkeit als in vorangegangenen Untersuchungen wie z. B. [4–6] festgestellt werden. Entsprechende Erfindungsmeldungen zu diesem Werkstoff wurden durch das Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V. im Jahr 2016 [7] und das Institut für Massivbau der Universität Duisburg-Essen im Jahr 2022 [8] angemeldet.

Im Zuge umfangreicher Laboruntersuchungen wurden Mischungszusammensetzungen mit variierenden Aerogelgranulatgehalten für verschiedene Anwendungsbereiche entwickelt. Die Kombination unterschiedlicher Mischungszusammensetzungen konnte durch die Herstellung gradierter Bauteile ebenfalls nachgewiesen werden. [9, 2]

In [10] erfolgte die Zusammenstellung der Verhältnisse zwischen Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit von Aerogelbetonen anhand aktueller Veröffentlichungen. Bei den in [11–21] beschriebenen Untersuchungen wurden Aerogelbetone ohne weitere Zuschlagstoffe (AIC) verwendet. In [22–29] wurden Aerogel-Komposit-Betone (AIC-Komposit) verwendet, wobei in den Mischungszusammensetzungen neben den Aerogelen auch Gesteinskörnung enthalten war. Insbesondere die Aerogel-Komposit-Betone zeigten ein gutes Verhältnis zwischen Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit. Für mittlere Würfeldruckfestigkeiten >5,0 MPa wurden die Werte von HPAC allerdings nicht erreicht (Bild 2-1).

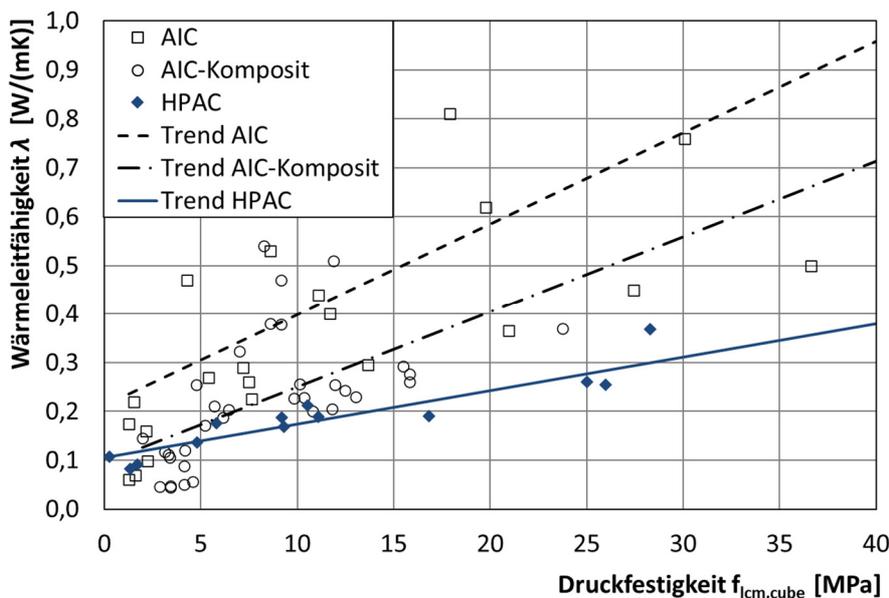


Bild 2-1: Druckfestigkeit vs. Wärmeleitfähigkeit AIC, AIC-Komposit und HPAC ([10])

2.1.1 Materialverhalten im Herstellungszustand

Durch den hohen Anteil fein gemahlener Bindemittel, den geringen Wassergehalt und das fehlende Korngerüst bei HPAC, ergibt sich eine im Vergleich zu NC bzw. LC deutlich erhöhte Schwindneigung. Wie auch bei anderen Betonen mit Hochleistungsmatrizen entfällt ein Großteil der Schwindverkürzungen auf das plastische und autogene Schwinden, welches bereits kurz nach der Herstellung auftritt. Messungen an Festbetonproben wie in [11, 4, 30] beschrieben, zeigten demnach nur einen Teil der gesamten Verkürzungen, wobei diese mit ca. 3 ‰ Schwinddehnungen bereits stark erhöht waren. Durch die Verwendung von Schwindrinnen wurde in [3] gezeigt, dass der Großteil der Verkürzungen innerhalb der ersten 24 h auftritt und in Abhängigkeit der verwendeten Mischungszusammensetzung Endschwindmaße bis zu 12 ‰ auftreten können. Weiterhin zeigte sich eine deutlich erhöhte Wärmeentwicklung bei der Hydratation.

Aufgrund dieses Materialverhaltens traten, wie in [31] beschrieben, kurze Zeit nach der Herstellung bewehrter Bauteile Trennrissen innerhalb des Betongefüges auf. Durch die Optimierung der Mischungszusammensetzung über die Zugabe von Carbonfasern und den Teilaustausch des Zementklinkers mittels Hüttensandmehl konnte, wie in [10] dargestellt, eine deutliche Reduzierung der Schwinddehnungen bei geringfügig reduzierter Druckfestigkeit erreicht werden. Erst so wurde die Herstellung bewehrter Bauteile aus HPAC, wenn auch nicht ohne Vorschädigung infolge der Schwindverkürzungen, ermöglicht.

2.1.2 Drucktragverhalten von HPAC

Für die Anwendung nichtlinearer Berechnungsverfahren ist eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Materialverhaltens erforderlich. Diese erfolgt üblicherweise über Spannungs-Dehnungslinien, welche aus experimentellen Untersuchungen abgeleitet werden. Das Tragverhalten gliedert sich dabei in einen ansteigenden Bereich bis zum Erreichen der Druckfestigkeit ($\sigma_c < f_{cm}$) sowie einen abfallenden Ast im Nachbruchbereich bis zum Erreichen der Bruchstauchung (ε_{cu1}) (Bild 2-2).

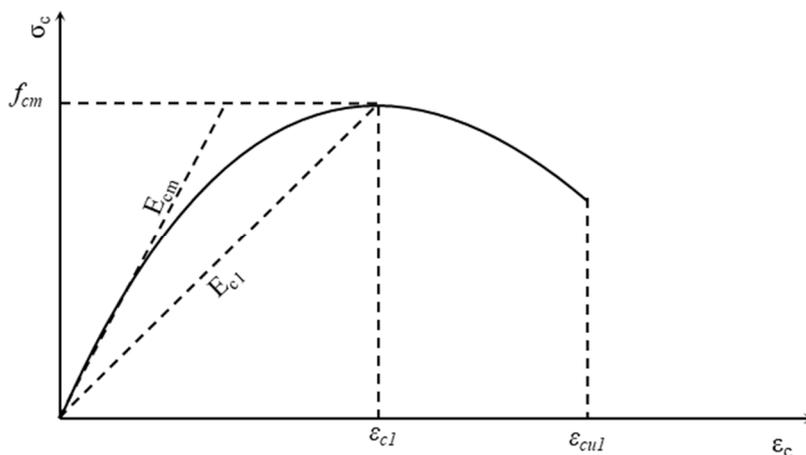


Bild 2-2: Prinzipielles Drucktragverhalten von Beton (nach [32, 33])

Hierzu werden im einfachsten Fall zentrische Druckprüfungen mit dehnungsgeregelter Belastung durchgeführt. Während dies eine adäquate Methode zur Bestimmung des ansteigenden Bereiches darstellt, sind für Erkenntnisse zum Nachbruchbereich weitergehende Untersuchungen an exzentrisch belasteten Prüfkörpern wie z. B. nach [34–37] geeignet.

Das nichtlineare Drucktragverhalten von Beton kann nach *MC2010/EC2* [32, 33] im Allgemeinen mit Gl. (1) beschrieben werden.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \text{ für } |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}| \quad (1)$$

mit

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

Nach *EC2* [33, 38] ist die Stauchung bei dem Höchstwert der Betondruckspannungen (ε_{c1}) für Leichtbetone dabei nach Gl. (2) zu berechnen. Der Plastizitätsfaktor (k) wird in Abhängigkeit der vorliegenden Betonart angegeben. Demnach wird Leichtbetonen mit Leichtsand (All Lightweight Aggregate Concrete, ALWAC) ein geringeres plastisches Verformungsvermögen als solchen mit Natursand (Sand Lightweight Aggregate Concrete, SLWAC) unterstellt.

$$\varepsilon_{lc1} = k \cdot f_{lcm} / E_{lcm} \quad (2)$$

mit

$$k = 1,1 \text{ (SLWAC)}$$

$$k = 1,0 \text{ (ALWAC)}$$

Bei den in [10] beschriebenen Untersuchungen an zentrisch belasteten zylindrischen Probekörpern aus HPAC konnte gezeigt werden, dass das Tragverhalten mit dem von ALWAC nach EC2 übereinstimmt. Somit ergibt sich eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zum Bruch. Weiterführende Erkenntnisse zum Nachbruchbereich liegen für HPAC bislang nicht vor. Ebenso wurden hier über statistische Auswertungen mit dem Verfahren nach WEIBULL, wie in [39] beschrieben, für HPAC mit Faserbewehrung charakteristische Werte für die Druckfestigkeit abgeleitet.

2.1.3 Zugtragverhalten von HPAC

Auch das Zugtragverhalten von Beton kann bis zum Erreichen der Zugfestigkeit mit Hilfe von Spannungs-Dehnungsbeziehungen beschrieben werden. Für die experimentelle Ermittlung können sowohl Spaltzugprüfungen (z. B. [40, 41]) als auch zentrische Zugprüfungen (z. B. [42]) durchgeführt werden.

Im Allgemeinen kann für zugbeanspruchte Betonquerschnitte ein lineares Materialverhalten nach dem HOOKEschen Gesetz angenommen werden. Nach MC2010 [32] ist für den ansteigenden Bereich ab einer Ausnutzung von ca. 90 % der Zugfestigkeit (f_{ct}) bis zum Bruch von einer nichtlinearen Beziehung auszugehen (Bild 2-3). Dies ist nach [43] auf das einsetzende Risswachstum bei dieser Spannung zurückzuführen.

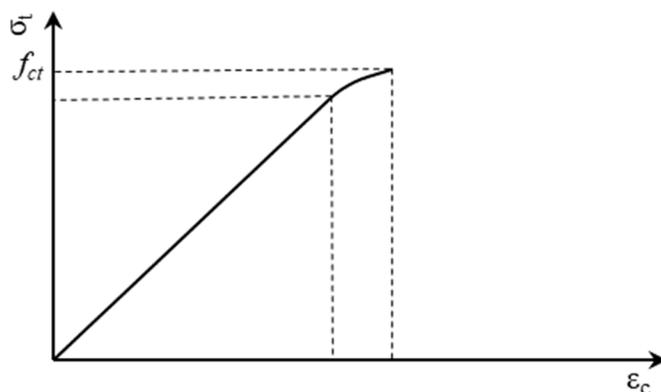


Bild 2-3: Prinzipieller Verlauf der Zugspannungs-Dehnungsbeziehung vor Erreichen der Zugfestigkeit

Da es sich bei dem Zugversagen von Beton um ein diskretes Phänomen handelt, ist nach dem Erreichen der Zugfestigkeit keine direkte Ableitung von Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Beton möglich. Für den Nachbruchbereich wurden daher Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens entwickelt, wobei die Zugspannungen auf einen fiktiven Einzelriss wie in [44] oder ein Rissband, wie in [45] beschrieben, bezogen werden. Dies erfolgt i. d. R. unter Verwendung der Bruchenergie (G_f). Nach den in [46, 47] beschriebenen Untersuchungen weichen die hierfür anzusetzenden Werte für LC deutlich von denen für NC ab (Bild 2-4).

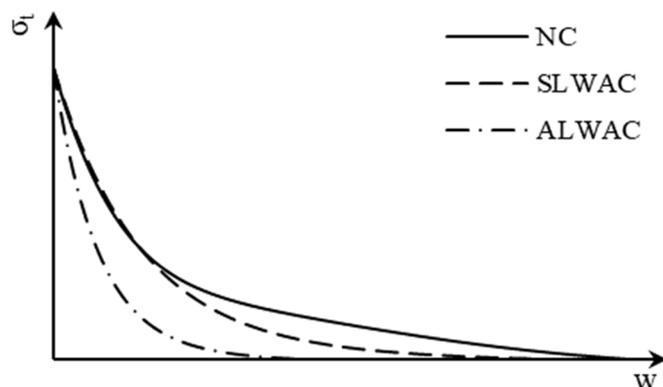


Bild 2-4: Prinzipieller Verlauf der Zugspannungs-Rissöffnungsbeziehung nach [42] für NC/LC

Die Verwendung einer Faserbewehrung wirkt sich in Abhängigkeit des in der Mischungszusammensetzung enthaltenen Fasergehaltes nach [48] sowohl auf die Zugfestigkeit als auch das Tragverhalten im Nachbruchbereich aus. In [10] erfolgte daher die Untersuchung des Zugtragverhaltens von HPAC mit und ohne Faserbewehrung mittels zentrischer Zugprüfungen nach [49]. Hierbei konnte eine deutliche Steigerung der Zugfestigkeit durch die Zugabe bereits geringer Fasergehalte festgestellt werden. Eine abschließende Beschreibung des Nachbruchverhaltens konnte anhand der Ergebnisse nicht abgeleitet werden.

2.2 BEWEHRUNG AUS FASERVERBUNDKUNSTSTOFFEN

Als Faserverbundkunststoffe (FVK) werden Werkstoffe bezeichnet, bei denen zugfeste Fasern in eine Kunststoff-Matrix eingebracht werden. Durch die Kombination dieser Werkstoffe und die feste Anbindung der Fasern an die Kunststoff-Matrix entstehen mechanisch hochbelastbare Verbundwerkstoffe. Ihre Eigenschaften können gezielt durch die verwendeten Ausgangsstoffe, deren Anteile und Ausrichtung beeinflusst werden können. [50]

Der Einsatz ist vor allem im Maschinen- und Anlagenbau sowie in der Luft- und Raumfahrt stark verbreitet. Seit den 1970er Jahren wird auch mit zunehmender Tendenz an verschiedenen Einsatzmöglichkeiten im Bauwesen geforscht. Als wesentliche Vorteile gegenüber metallischen Werkstoffen werden in [50], [51] und [52] vor allem folgende Eigenschaften benannt:

- hohe Leistungsfähigkeit (Verhältnis Dichte vs. Zugfestigkeit/Steifigkeit),
- hohe Korrosionsbeständigkeit,
- geringe Wärmeleitfähigkeit
- geringe Magnetfeldwirkung,
- große Zähigkeit und
- gute Zerspanbarkeit.

Trotz der benannten Vorteile gibt es keinen flächendeckenden Einsatz von FVK-Bewehrung. Vielmehr beschränkt sich dieser bislang vor allem auf die Ertüchtigung, bzw. Instandsetzung bestehender Tragstrukturen, den Fassadenbau sowie auf vereinzelte Bauteile beispielsweise im Spezialtiefbau, in der Energiewirtschaft oder in Forschungseinrichtungen.

2.2.1 Verstärkungsfasern

Die zur Herstellung eingesetzten Fasern haben den größten Einfluss auf die Materialeigenschaften der Verbundwerkstoffe. Hierbei werden folgende Grundwerkstoffe für den Einsatz im Bauwesen verwendet:

- Glas,
- Carbon,
- Basalt.

Je nach den vorliegenden Anforderungen können entsprechende Spezifikationen des Werkstoffes durch die Anpassung der Zusammensetzung bzw. den Herstellungsprozess vorgenommen werden.

Tabelle 2-1: Übersicht Eigenschaften Faserwerkstoffe ([51])

Eigenschaft	Symbol	Einheit	Glas	Carbon	Basalt
Dichte	ρ	[g/cm ³]	2,5 – 2,6	1,6 – 2,0	2,48
E-Modul längs	E_{\parallel}	[GPa]	73 – 86	180 – 500	87
spez. E-Modul	E_{\parallel}/ρ	[GPa·cm ³ /g]	29 – 33	112 – 250	35
Zugfestigkeit	f_u	[GPa]	2,4 – 3,5	1,5 – 3,5	4,9
spez. Zugfestigkeit	f_u/ρ	[GPa·cm ³ /g]	0,92 – 1,38	0,94 – 1,75	1,98
Wärmeausdehnungskoeffizient längs	$\alpha_{T,\parallel}$	[10 ⁻⁶ /K]	4,0 – 5,0	-1,5 – -1,0	2,0
Wärmeausdehnungskoeffizient quer	$\alpha_{T,\perp}$	[10 ⁻⁶ /K]	4,0 – 5,0	10 – 15	2,0
Wärmeleitfähigkeit	λ	[W/(m·K)]	1,0	7,0 – 17	0,035

Die aufgrund der kostengünstigen Herstellung weit verbreiteten Glasfasern haben ein isotropes Materialverhalten im Hinblick auf die mechanischen und thermischen Eigenschaften. Im Vergleich zu den gegenübergestellten Werkstoffen werden hier die geringsten Steifigkeiten und Leistungsfähigkeiten der Zugfestigkeiten erreicht. Carbonfasern zeigen sowohl bei der Steifigkeit als auch der Zugfestigkeit eine sehr hohe Leistungsfähigkeit. Das Material ist anisotrop, d. h. es liegen große Unterschiede der Materialeigenschaften in Längs- und Querrichtung der Faser vor. Besonders hervorzuheben ist hier die hohe Wärmeleitfähigkeit in Faserlängsrichtung, die in etwa in der Größenordnung von Edelstahl liegt. Fasern aus Basalt weisen bei etwas höherer Steifigkeit, höheren Zugfestigkeiten und sehr geringer Wärmeleitfähigkeit grundsätzlich ähnliche Eigenschaften wie solche aus Glas auf. Auch hierbei können geringere Wärmeleitfähigkeiten als bei Glasfasern erreicht werden. Die Werte einzelner Eigenschaften können aufgrund der unterschiedlichen Herstellungsverfahren von den angegebenen Daten abweichen. (Tabelle 2-1)

2.2.2 Matrixsysteme

Erst durch die Einbettung der Verstärkungsfasern in eine Kunststoff-Matrix entstehen formstabile FVK-Werkstoffe. Diese übernimmt die Einleitung der Kräfte in die Fasern bzw. die Übertragung der Kräfte zwischen den Fasern, sichert die geometrische Lage der Fasern und stellt einen Schutz vor den Umgebungseinflüssen dar. [51]

Die Werkstoffe der Fasern sollten dabei eine höhere Steifigkeit und Festigkeit sowie eine geringere Bruchdehnung als das Material der Kunststoff-Matrix aufweisen [53].

Für die Matrixsysteme werden vor allem folgende Kunststoffe verwendet:

- Vinylesterharz (VE-Harz),
- Epoxidharz (EP-Harz).

VE-Harze sind vor allem aufgrund der kostengünstigen Herstellung sowie der hohen Anpassungsfähigkeit vorteilhaft. Allerdings zeigen diese Harze auch Unbeständigkeiten in bestimmten alkalischen Milieus und es liegt durch das enthaltene Styrol eine hohe Umweltbelastung vor. EP-Harze sind aufgrund der guten Eigenschaften im Hinblick auf die Haftung, Temperatur- und Chemikalienbeständigkeit sowie die guten mechanischen Eigenschaften ein hochwertiger, aber auch kostenintensiver Kunststoff. (Tabelle 2-2)

Tabelle 2-2: Übersicht Eigenschaften üblicher Matrix-Kunststoffe ([54], [51])

Eigenschaft	Symbol	Einheit	VE-Harz	EP-Harz
Dichte	ρ	[g/cm ³]	1,14	1,20
E-Modul	E	[MPa]	2.000 – 4.000	2.000 – 4.000
Zugfestigkeit	f_u	[MPa]	30 – 95	48 – 176
Wärmeausdehnungskoeffizient	α_T	[10 ⁻⁶ /K]	1,0	0,67
Glasübergangstemperatur	T_g	[°C]	130 – 220	90 – 300

2.2.3 FVK-Bewehrung

Die Herstellung gebrauchsfertiger FVK-Produkte erfolgt im Falle gerader Bewehrungsstäbe i. d. R. im Pultrusionsverfahren (Bild 2-5). Hierbei wird nach Abwicklung der Faserrovings von den Spulen (1) die Ausrichtung und Bündelung entlang der Stabachse (2) sowie eine vollständige Tränkung der Fasern mit dem Harz (3) durchgeführt. Im letzten Schritt wird die Staboberfläche behandelt (4). Die Materialeigenschaften des endgültigen Produktes hängen vor allem von dem eingesetzten Faserhalt ab. ([55–57])

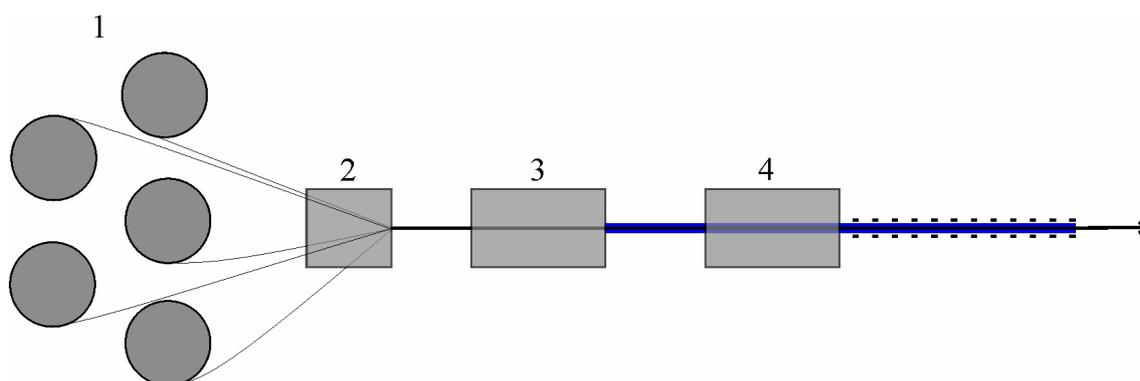


Bild 2-5: Schematische Darstellung des Pultrusionsverfahrens (nach [55],[58])

Die Oberflächenbeschaffenheit hat einen maßgeblichen Einfluss auf das Verbundverhalten zwischen den Stäben und dem umgebenden Beton. Hierbei sind, wie in [59] beschrieben, folgende Ausführungen gebräuchlich:

- Schlaife Umwicklung,
- Besandung,
- Straffe Umwicklung,
- Umflechtung,
- Profilierung.

In [60] wurde eine Übersicht zu aktuell erhältlichen FVK-Bewehrungsprodukten mit Angabe der Hersteller und ausgewählten Materialeigenschaften erstellt. Die sich daraus ergebenden Wertebereiche für das Zugtragverhalten bei Stabbewehrung (1D) sowie die thermischen Eigenschaften, soweit verfügbar, der Produkte liegen nach Angaben der in [60] aufgeführten Hersteller in folgenden Wertebereichen (Tabelle 2-3).

Tabelle 2-3: Materialeigenschaften FVK-Bewehrungsstäbe unterschiedlicher Hersteller ([60])

Eigenschaft	Symbol	Einheit	GFK	CFK	BFK
Dichte	ρ	[g/cm ³]	1,5 – 2,2	1,5	2,0 – 2,1
E-Modul längs	E_{\parallel}	[GPa]	46 – 63	151 – 162	42 – 67
Zugfestigkeit	$f_{\text{R},m}$	[MPa]	413 – 1.350	1.650 – 2500	800 – 1.950
Wärmeausdehnungskoeffizient längs	$\alpha_{T,\parallel}$	[10 ⁻⁶ /K]	5 – 6	-1,4	10
Wärmeausdehnungskoeffizient quer	$\alpha_{T,\perp}$	[10 ⁻⁶ /K]	22	36	20
Wärmeleitfähigkeit längs	λ_{\parallel}	[W/(m·K)]	<0,36 – 0,7	15	<0,36 – 0,49
Wärmeleitfähigkeit quer	λ_{\perp}	[W/(m·K)]	<0,36 – 0,5	0,5	<0,36 – 0,49

2.3 TRAGVERHALTEN UND BEMESSUNG VON FVK-BEWEHRTEN BAUTEILEN

2.3.1 Bemessungswert der Zugfestigkeit von FVK-Bewehrung

Da die Festigkeit von FVK-Werkstoffen ein zeit-, belastungs- und expositionsabhängiges Verhalten aufweist, muss dies in Abhängigkeit der theoretischen Lebensdauer des Bauwerks und durch die Festlegung eines Widerstandes für eine akkumulierte Lasteinwirkungsdauer ($R_d(t_a)$) berücksichtigt werden. Dieser wird den Einwirkungen über die akkumulierte Lasteinwirkungsdauer ($E_d(t_a)$) für den Nachweis eines Bauteils im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegenübergestellt. ([61], Gl. (3))

$$E_d(t_a) \leq R_d(t_a) \quad (3)$$

Im europäischen Raum erfolgt die Ermittlung der Materialwiderstände mittels experimenteller Untersuchungen in produktspezifischen Zulassungsstudien. Dies stellt eine Abweichung zu einer einheitlichen normativen Regelung wie in [57] und [62] dar, wobei pauschale Reduzierungsfaktoren in Abhängigkeit des jeweiligen Fasertyps der Bewehrungsstäbe vorgegeben werden. Aufgrund der geringen Spezifität des Vorgehens kommt es in diesem Fall allerdings zu sehr starken Reduzierungen der Festigkeiten.

Ein genaueres Verfahren zur Ermittlung der Dauerstandfestigkeit über die Anwendung eines experimentell ermittelten Reduzierungsfaktor ($\eta_{env,t}$) ist in [63] angegeben (Gl. (4)).

$$\eta_{env,t} = \frac{1}{\left(\frac{100 - R_{10}}{100}\right)^{n+2}} \quad (4)$$

Der Wert R_{10} beschreibt hierbei das Verhältnis der Festigkeitsabnahme der Bewehrung für eine Dekade in einem doppellogarithmischen Maßstab. Für diese Form der Darstellung kann z. B. nach [64] eine lineare Beziehung zwischen der Zeit und Zugfestigkeit angenommen werden. Mit dem Exponent (n) sind die Umwelteinflüsse, denen das Material ausgesetzt ist, berücksichtigt [63]. Hierbei werden sowohl die Feuchtigkeits- und die Temperaturbedingungen, denen das Material ausgesetzt wird als auch die planmäßige Lebensdauer des Bauwerks sowie der vorliegende Stabdurchmesser berücksichtigt.

So besteht die Möglichkeit, eine charakteristische Langzeitfestigkeit für die Lebensdauer des Bauwerks, die nach Festlegung eines Teilsicherheitsbeiwertes direkt in einem semiprobabilistischen Teilsicherheitskonzept, wie es in [33] vorgesehen ist, zu ermitteln. In einer vereinfachten Darstellung nach [65] kann der Bemessungswert der Einwirkungen (E_d) so direkt dem Bemessungswert des Widerstandes (R_d), gegenübergestellt werden (Gl. (5), (6)).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \geq E_d = E\{\gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; a_d\}; i \geq 1 \quad (5)$$

$$R_d = f_{fd} = \frac{f_{fk0}}{\eta_{env,t} \cdot \gamma_f} \quad (6)$$

In [66] werden unter anderem in deutschen Zulassungsverfahren verwendete Prüfkonzeppte beschrieben. Hierbei werden Langzeitzugversuche an Bewehrungsstäben unter Beaufschlagung einer alkalischen Lösung und definierten Temperatur durchgeführt und so das Vorgehen zur Anwendung des zuvor erläuterten Verfahrens nach [63] dargestellt. Somit kann eine Extrapolation der Zugfestigkeiten für eine Standzeit, die der theoretischen Lebensdauer eines Bauwerkes entspricht, erfolgen. Durch die Erhöhung der Temperatur besteht weiterhin die Möglichkeit, die Dauer der Versuche auf etwa ein Jahr zu reduzieren. Mit dieser Methode ist sowohl die Ermittlung mittlerer Festigkeiten (durchgezogene Linien) als auch deren 5-% Quantilwerte (gestrichelte Linie) für lange Standzeiten über organisatorisch gut durchzuführende Versuchsserien möglich. (Bild 2-6)

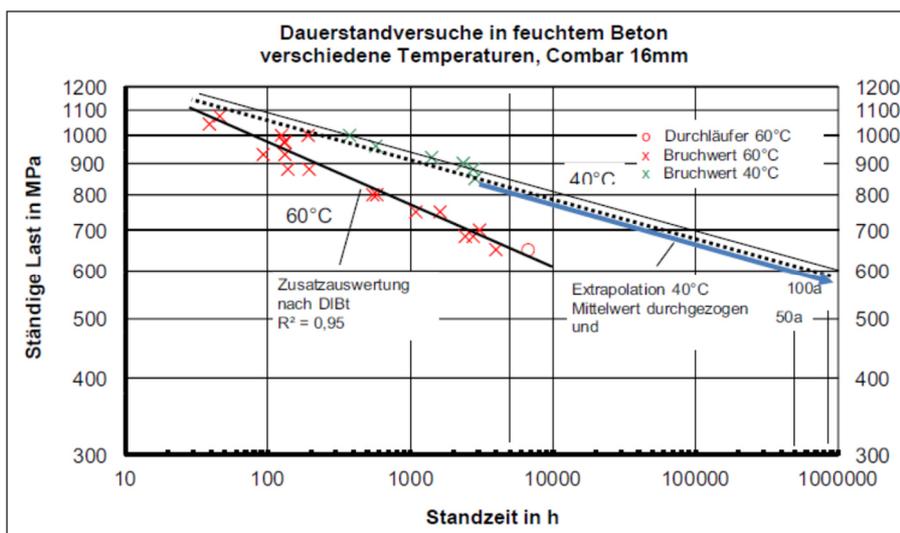


Bild 2-6: Extrapolationsverfahren zur Ermittlung der Langzeitzugfestigkeit ([66])

Die in Kurzzeitversuchen ermittelten Werte für den E-Modul (z. B. nach [67]) können für das Langzeittragverhalten übernommen werden. Damit ergibt sich das in Bild 2-7 dargestellte Zugtragverhalten für ausgewählte FVK-Bewehrungsstabprodukte. Hierbei ist anzumerken, dass für die CFVK- und BFVK-Produkte keine Angaben zur zuvor beschriebenen Langzeitfestigkeit vorliegen. Eine bauaufsichtliche Zulassung liegt für kein erhältliches Produkt vor. In [68] konnte allerdings in experimentellen Untersuchungen mit CFVK-Stäben keine Reduzierung der Festigkeit über die Zeit beobachtet werden. Aufgrund der Unterschiede bei den Untersuchungsverfahren besteht allerdings nur eine eingeschränkte Vergleichbarkeit.

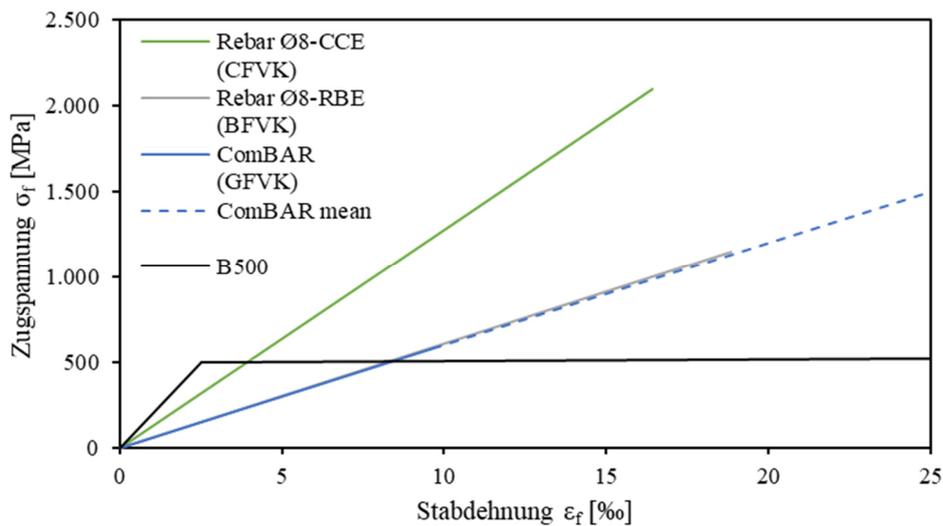


Bild 2-7: Zugtragverhalten ausgewählter FVK-Bewehrungsstäbe und Betonstahl (nach [69], [70], [56], [38, 33])

2.3.2 Verbundtragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung

Die Interaktion zwischen einer internen Bewehrung mit dem umgebenden Beton hat einen starken Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten eines bewehrten Betonbauteils. Dies ist im Wesentlichen auf den Einfluss des Verbundtragverhaltens auf die Rissbildung des Betons bei einer auf Zug beanspruchten Bewehrung zurückzuführen. ([71], [72])

Eine im Bewehrungsstab wirkende Normalkraft (F_f) wird nach [73] über Adhäsion, eine ggf. vorhandene mechanische Verzahnung und die Reibung zwischen der Stab- und der Betonkontaktfläche über eine Verbundlänge (l_b) in den Beton (F_c) eingeleitet. Zur Beschreibung des Verbundtragverhaltens wird in den meisten Fällen die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung verwendet. Hierbei wird die Relativverschiebung des Bewehrungsstabes gegen den Beton in axialer Richtung (s) über die Verbundspannung (τ_b) im Kontaktbereich aufgetragen. Die Verbundspannung setzt sich aus allen parallel zum Bewehrungsstab wirkenden Spannungskomponenten im Kontaktbereich zusammen und wird i. d. R. auf den Stabennendurchmesser (ϕ_n) bezogen (Gl. (7)).

$$F_f = F_c = \int (\tau_{b,1} + \tau_{b,2} + \tau_{b,3}) \cdot \pi \cdot \phi_n \cdot dl_b = \tau_b \cdot \pi \cdot \phi_n \cdot l_b \quad (7)$$

Zunächst werden die Haftkräfte der Adhäsion überwunden. Durch den sich anschließend einstellenden Stabschlupf und den Formschluss entstehen bei profilierten Bewehrungsstäben starke Pressungen im unteren Bereich der Rippen. Aufgrund der Verzahnung wird der wirksamste Anteil der Kraftübertragung über den Scherverbund aktiviert. Ebenso kommt es zu einer Kraftübertragung durch die Gleitreibung an den Grenzflächen. Nach Erreichen der Verbundfestigkeit ($\tau_{b,max}$) stellen

sich Längsrisse im Kontaktbereich ein, die zu einer stetigen Abnahme der Scherspannungen führen, bis die Kraft ausschließlich über den Reibungsverbund übertragen wird. [71, 59, 72] (Bild 2-8)

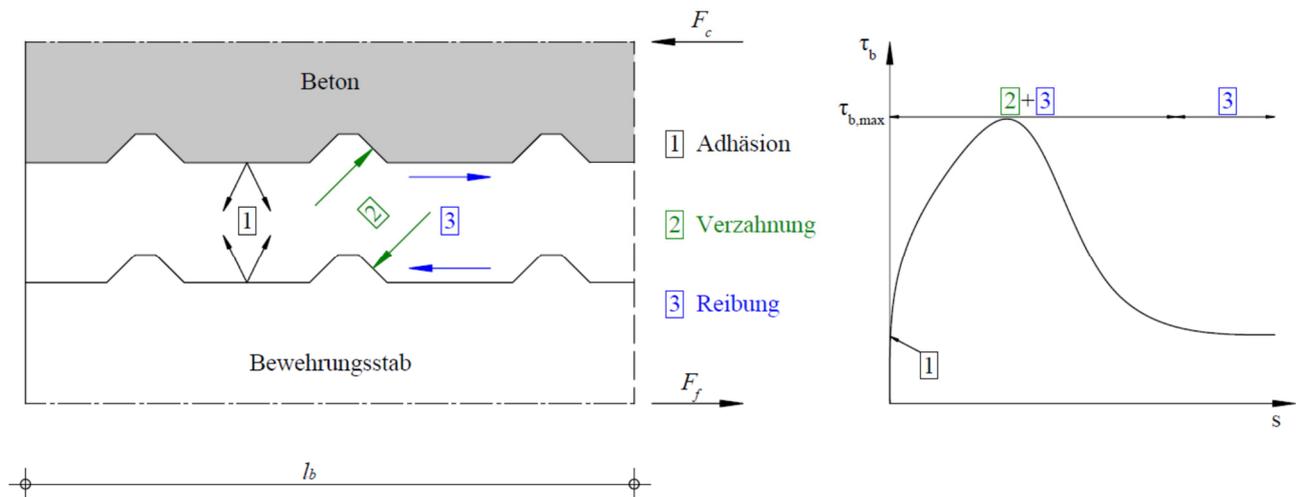


Bild 2-8: Kraftübertragung profilierter Bewehrungsstab – Beton (nach [73, 72])

Bei FVK-Bewehrungsstäben können nach [74, 63] folgende Versagensarten auftreten:

- Abscheren der Betonkonsole,
- Abscheren der Staboberfläche,
- Spalten des Betons.

Die beiden ersten Versagensmechanismen bewirken ein Herausziehen des Bewehrungsstabes, was dem zuvor dargestellten Verbundtragverhalten entspricht. Bei einem Spaltzugversagen des Betons tritt ein abrupter Kraftverlust bei geringerer Verbundspannung als Verbundfestigkeit ein.

Den wesentlichen Einfluss auf die Größe der Verbundfestigkeit stellen

- die Betondeckung,
- die Oberflächenbeschaffenheit und
- die Betonzugfestigkeit dar.
-

Auf Grundlage umfangreicher experimenteller Untersuchungen wurde das in [75] beschriebene analytische Modell zur Beschreibung des Verbundtragverhaltens für Betonstahl (BPE) in [76] für die Anwendung interner FVK-Bewehrungsstäbe modifiziert (mod. BPE, Gl. (8)) und in [77] zusätzlich eine neue analytische Beziehung für den ansteigenden Bereich formuliert (CMR, Gl. (9)). Hierbei wird eine exponentielle Beziehung zwischen der Verbundspannung und dem Schlupf bis zur Verbundfestigkeit angenommen. Der Nachbruchbereich wird über einen linearen Verlauf bis zum Erreichen der für die Überwindung der Gleitreibung zwischen dem Bewehrungsstab und dem Beton erforderlichen Schubspannung ($\tau_{b,f}$) beschrieben. (Bild 2-9)

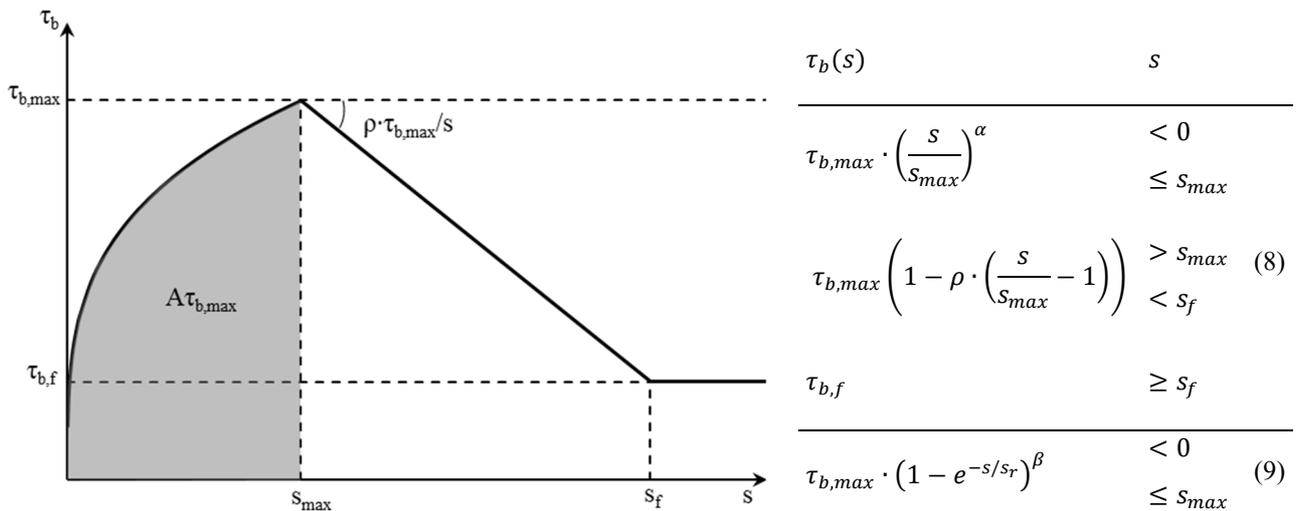


Bild 2-9: Verbundtragverhalten von FVK-Bewehrung CMR/mod. BPE ([76], [63], [32])

Die zur Beschreibung der Verläufe erforderlichen Parameter (α , ρ , β , s_r), Verbundspannungen ($\tau_{b,max}$, $\tau_{b,f}$) und zugehörigen Werte des Schlupfes (s_{max} , s_f) sind anhand der Auswertung experimenteller Untersuchungen unter Anwendung entsprechender Ausgleichsrechnungen zu ermitteln. Bei diesen Modellen werden die Verbundspannungen nach einer experimentellen und numerischen Studie in [71] im Bereich kleiner Relativverschiebungen unterschätzt, weshalb für den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bis zur Verbundfestigkeit (ansteigender Ast) eine trilineare Kurve nach [72] verwendet wurde. Dieser stark vereinfachte Ansatz zeigte gute Übereinstimmungen mit den dort ausgewerteten Versuchsergebnissen.

Bei Leichtbetonen sind die Verbundfestigkeiten auch nach Berücksichtigung der geringeren Zugfestigkeit kleiner als bei Normalbetonen gleicher Druckfestigkeit. Zudem liegt ein weiches Verbundtragverhalten vor. [78]

2.3.3 Biegetragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung

Aufgrund der im Verhältnis zur Druckfestigkeit geringen Zugfestigkeit des Betons wird diese bereits bei geringem Lastniveau überschritten und es entstehen Risse auf der Biegezugseite des Querschnittes. Dies wird im Allgemeinen als Übergang von Zustand I (ungerissen) in den Zustand II (gerissen) beschrieben. Unter Annahme der *BERNOULLI*-Hypothese ergibt sich im Falle reiner Biegung aus einem äußeren Moment (M_E) aufgrund des Kräftegleichgewichts folgender Zusammenhang für die Biegetragfähigkeit (M_R) eines bewehrten Querschnittes (s. Gl. (10)). Die verwendeten Bezeichnungen sind in Bild 2-10 bzw. Bild 2-11 dargestellt.

$$M_E = M_R = \int_A \sigma_c \cdot z \cdot dA = \int_{z=0}^x \sigma(z) \cdot b(z) \cdot z \cdot dz = F_c \cdot z \quad (10)$$

Vor Erreichen der Zugfestigkeit liegt eine gleichmäßige Dehnungs- und Spannungsverteilung über die gesamte Querschnittshöhe vor. Zudem sind die Dehnungen direkt proportional zu den Spannungen mit dem Elastizitätsmodul des Betons (E_c) als linearen Faktor. Somit kann auch das globale Biegetragverhalten analytisch bestimmt werden. Ein Einfluss der vorhandenen Biegebewehrung kann bei der Bestimmung der Biegetragfähigkeit im Zustand I in der Regel vernachlässigt werden.

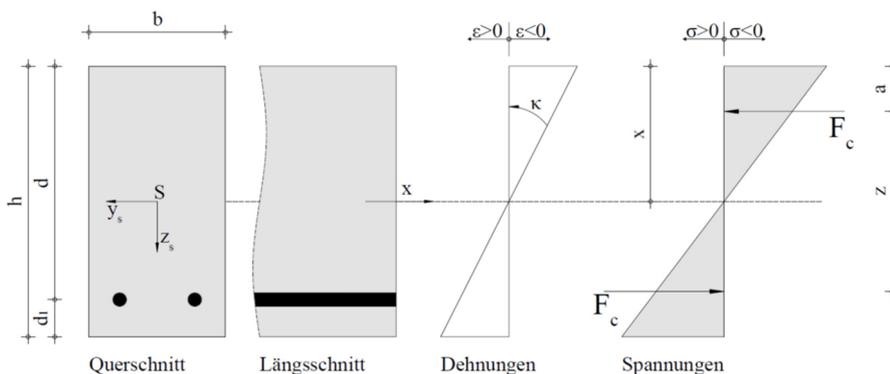


Bild 2-10: Dehnungen und Spannungen bei reiner Biegung im Zustand I (vgl. [79])

Nach Überschreiten der Zugfestigkeit (Zustand II) kommt es durch den Ausfall des Betons im Zugbereich zu einer Reduzierung der Bauteilsteifigkeit sowie einer Verschiebung der neutralen Faser in Richtung der Druckzone des Querschnittes. Erst nachdem dies erfolgt ist, wirken die Lasten auf den Verbundquerschnitt und es kommt zu einer Aktivierung der Zugtragwirkung der Bewehrung. Dieses Prinzip wird analog zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen unter der Annahme

- ebenbleibender Querschnitte,
- eines vollkommenen Bewehrungsverbundes,
- einer Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit (Betrachtung im Riss) und
- eines linear-elastischen Materialverhaltens der FVK-Bewehrung

in Bemessungsansätzen internationaler Regelwerke wie z. B. [57, 62, 63] auch bei Bauteilen mit FVK-Bewehrung angewendet. Hierbei erfolgt die Annahme eines vollplastischen Spannungsblocks in der Biegedruckzone. In [80] wurde das Bemessungsverfahren nach [81] auf das linear-elastische Zugtragverhalten der FVK-Bewehrung angepasst und anschließend durch die Nachrechnung der in [82, 83] beschriebenen Versuche validiert. Im Mittel ergibt die Nachrechnung der Versuche mit dieser Methode eine Unterschätzung der Tragfähigkeit von unter 3 % bei einer Standardabweichung von ca. 12 %. Die dort verwendeten Stoffgesetze zur Querschnittsbemessung für den Beton wurden ohne

Änderungen in die Verfahren aus [38, 33, 84] übernommen. Die allgemeine Vorgehensweise zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit über die Integration der Betonspannungen in der Druckzone erfolgt somit unabhängig von der vorliegenden Bewehrungsart. (Bild 2-11)

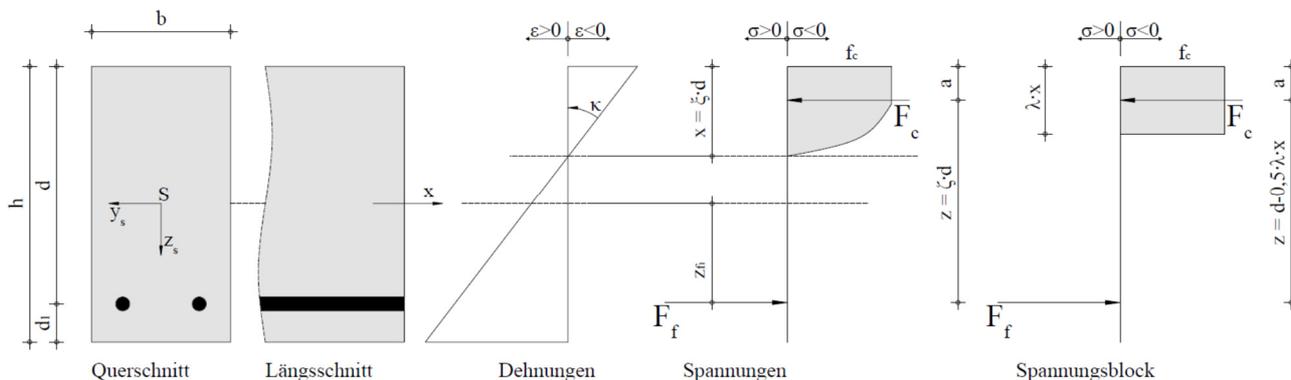


Bild 2-11: Dehnungen und Spannungen bei reiner Biegung im Zustand II und Spannungsblock (nach [79, 80, 63])

Für die Querschnittsbemessung können nach [38, 33] in Abhängigkeit des vorliegenden Betons idealisierte Verläufe für die Spannung-Dehnungsbeziehungen angenommen werden. Hierbei kann nach einem parabelförmigen Verlauf bis zum Erreichen der Betondruckfestigkeit (f_c) eine vollplastische Spannungsverteilung bis zum Erreichen der Bruchstauchung (ϵ_{cu2}) angenommen werden. Eine vollständige Plastifizierung in der Druckzone kann bei experimentellen Untersuchungen nicht beobachtet werden, dennoch liefert diese Annahme aufgrund der zusätzlichen Vereinfachungen bei der Bemessung gute Übereinstimmungen mit den Bruchlasten entsprechender Bauteilversuche. (Bild 2-12)

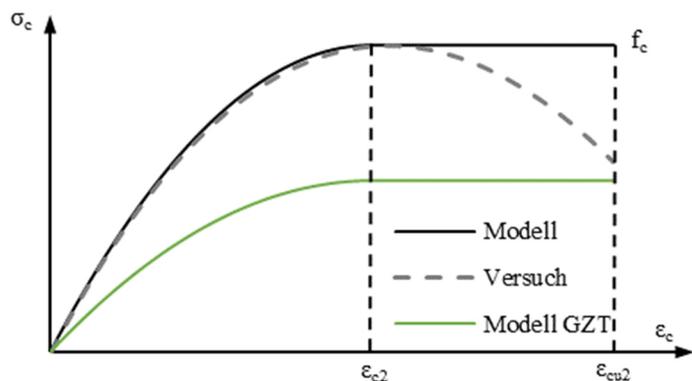


Bild 2-12: Spannungs-Dehnungsverlauf für die Bemessung (nach [85, 38, 33])

Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen für die Querschnittsbemessung von Normalbetonen können nach [38, 33] über folgende Gl. (11) beschrieben werden.

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_c \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,0 \text{ ‰} \\ f_c & \text{für } 2,0\text{‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad (11)$$

Die Lage der resultierenden Betondruckkraft (F_c) wird analog zur Berechnung der Lage von geometrischen Schwerpunkten bestimmt. So kann zur weiteren Berechnung ein wie in [34] beschriebener Völligkeitsbeiwert (α_R) für die Biegedruckzone, ein Faktor (k_a) zur Berechnung der Lage der resultierenden Betondruckkraft sowie der dimensionslose Beiwert für ζ zur Berechnung des inneren Hebelarms der Kräfte (z) nach Gl (12)-(14) ermittelt werden:

$$\alpha_R = \frac{F_c}{b \cdot x} = \begin{cases} \frac{|\varepsilon_c|}{2} - \frac{\varepsilon_c^2}{12} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,0 \text{ ‰} \\ \frac{3 \cdot |\varepsilon_c| - 2}{3 \cdot |\varepsilon_c|} & \text{für } 2,0\text{‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad (12)$$

$$k_a = \frac{a}{x} = \begin{cases} \frac{8 - |\varepsilon_c|}{24 - 4 \cdot |\varepsilon_c|} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,0\text{‰} \\ \frac{|\varepsilon_c| \cdot (3 \cdot |\varepsilon_c| - 4) + 2}{2 \cdot |\varepsilon_c| \cdot (3 \cdot |\varepsilon_c| - 2)} & \text{für } 2,0\text{‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5\text{‰} \end{cases} \quad (13)$$

$$\zeta = \frac{z}{d} = \begin{cases} 1 - \frac{(8 - |\varepsilon_c|)}{4 \cdot (6 - |\varepsilon_c|) \cdot (|\varepsilon_c| + |\varepsilon_f|)} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,0\text{‰} \\ 1 - \frac{(3 \cdot |\varepsilon_c| - 4) \cdot |\varepsilon_c| + 2}{2 \cdot (3 \cdot |\varepsilon_c| - 2) \cdot (|\varepsilon_c| + |\varepsilon_f|)} & \text{für } 2,0\text{‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5\text{‰} \end{cases} \quad (14)$$

Aus dem inneren Kräftegleichgewicht und durch das linear-elastische Verhalten kann die resultierende Zugkraft in der Bewehrung (F_f) nach Gl. (15) bestimmt werden.

$$F_c = b \cdot x \cdot \alpha_R = F_f = A_f \cdot \varepsilon_f \cdot E_f \quad (15)$$

Um das sprödere Materialverhalten von LC zu berücksichtigen, wird in [38, 33] ein von der Trockenrohdichte des Betons (ρ) abhängiger Reduzierungsfaktor (η_1) der rechnerisch angenommenen Bruchstauchung (ε_{c2}) festgelegt und so das für NC vorhandene Bemessungskonzept angepasst. (Gl. (16))

$$\varepsilon_{clu2} = \varepsilon_{cu2} \cdot \eta_1 = \varepsilon_{cu2} \cdot \left(0,4 + 0,6 \cdot \frac{\rho}{2200} \right) \quad (16)$$

Dieser Ansatz begründet sich durch die Zunahme der Sprödigkeit mit sinkender Trockenrohdichte. Ein direkter Zusammenhang zwischen der Festigkeit und der Bruchstauchung kann aufgrund der Annahme eines zunehmenden Umlagerungsvermögens von Leichtbetonen mit sinkender Festigkeit nicht angenommen werden. [78]

Bei der Bemessung von hochfestem Beton (HPC) wird die mit der Festigkeit zunehmende Sprödigkeit über mehrere Anpassungen der Spannungs-Dehnungsbeziehungen abgebildet. Zum einen erfolgt die Reduzierung des Exponenten der Parabelfunktion, was zu einer Reduzierung der Völligkeit vor Erreichen der Betondruckfestigkeit führt. Zum anderen werden die Betonstauchungen ε_{c2} und ε_{cu2} so angepasst, dass es zu einer Verkleinerung bis hin zum Entfall des plastischen Bereichs kommt.

Der Ansatz nach [80] kommt auch in [56, 58] zur Anwendung. Hierin wird ein weiterer Reduzierungsfaktor (η_{rot}) für die Grenzdehnungen der FVK-Bewehrung im Falle statisch unbestimmter Tragwerke angegeben. Dieser ist auf die in [86] beschriebene numerische Studie zum plastischen Rotationsvermögen von Bauteilen mit einer entsprechenden GFK-Bewehrung zurückzuführen. Aufgrund des ideal-elastischen Zugtragverhaltens ist nur eine begrenzte Umlagerung der Schnittgrößen durch die Rissbildung im Bauteil, die Umlagerungen in der Betondruckzone und den Verbundspannungs-Schlupf der Bewehrung möglich. Zur Vermeidung des vorzeitigen Überschreitens der zulässigen Bewehrungsspannungen im Stützbereich wird daher bei statisch unbestimmten Systemen der Bemessungswert der Zugfestigkeit bzw. die Grenzdehnung pauschal um 17 % abgemindert.

2.3.4 *Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung ohne Querkraftbewehrung*

Tragmechanismen:

Die Tragmechanismen und Versagensarten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung sind nach Auswertung zahlreicher Versuche in [87] prinzipiell mit denjenigen von Stahlbetonbauteilen vergleichbar. Nach [88] setzt sich der Querkraftwiderstand im Wesentlichen aus den folgenden Komponenten (Bild 2-13) mit den in [89] genannten Anteilen am Gesamttragwiderstand zusammen:

- ungerissener Querschnitt in der Druckzone $V_{c,c}$ (ca. 20 - 40 %),
- Rissreibung und Rissverzahnung $V_{c,i}$ (ca. 33 - 50 %),
- Verdübelung durch Längsbewehrung $V_{c,d}$ (ca. 15 - 25 %).

Die Summe dieser Anteile kann als *Betontraganteil* (V_c) bezeichnet werden.

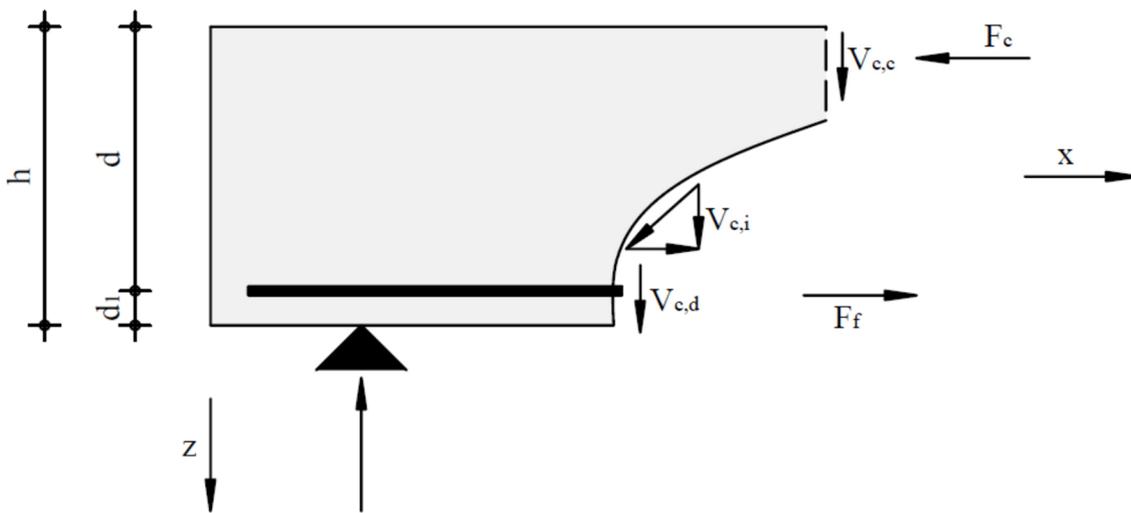


Bild 2-13: Traganteile Betonbauteile ohne Querkraftbewehrung

Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit:

Die Querkrafttragfähigkeit FVK-bewehrter Betonquerschnitte ohne Querkraftbewehrung wird durch folgende Parameter beeinflusst:

- Statische Nutzhöhe d ,
- kleinste Bauteilbreite b_w ,
- Schubslankheit λ bzw. a/d ,
- Betonfestigkeit f_c bzw. f_{ct} ,
- Längsbewehrungsgehalt ρ_{fl} ,
- E-Modul E_{fl} der FVK-Längsbewehrung.

Durch die statische Nutzhöhe (d) und die Bauteilbreite (b_w) wird die Höhe der Betondruckzone innerhalb des Querschnittes direkt beeinflusst. Hierbei besteht ein proportionales Verhältnis zur Querkrafttragfähigkeit. Des Weiteren wurde in [90] ein proportionaler Zusammenhang zwischen dem Risswinkel und der statischen Nutzhöhe gefunden.

Die Schubslankheit ist als Verhältnis zwischen dem maximal einwirkenden Moment und der Querkraft definiert. Im Fall eines 4-Punkt-Biegeversuches entspricht dies dem Verhältnis des geometrischen Abstands der aufgebrachten Einzellasten zur Auflagerlinie (a) zur statischen Nutzhöhe (d) des Querschnittes (Bild 2-14).

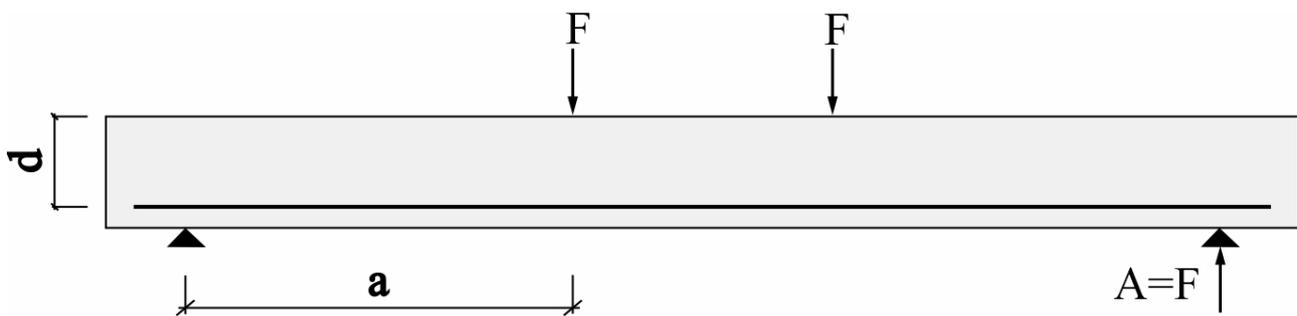


Bild 2-14: Definition Schubslankheit (nach [79])

In [91] und [92] wurde ein nichtlinearer antiproportionaler Zusammenhang zwischen der Schubslankheit λ und der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen mit FVK-Bewehrung für Werte von $a/d \leq 2,5$ festgestellt. Diese Ergebnisse wurden in einer Übersichtsstudie in [93] bestätigt. Der Effekt wird auf eine direkte Einleitung der Last in das Auflager, wie auch bei Untersuchungen an Stahlbetonbalken in [94], zurückgeführt. Nach [88] kann mit zunehmender Schubslankheit von einer abnehmenden Mitwirkung des Betons in der Zugzone (*Tension Stiffening*) und einer zunehmenden Bewehrungszugkraft ausgegangen werden. Bei Schubslankheiten von $\lambda \geq 4,0$ liegt daher ein abgeschlossenes Rissbild im Schubfeld vor. In [87, 80] konnte bei Versuchen mit GfK-Längsbewehrung für $a/d \geq 3,0$ kein Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden.

Wie bereits in [89] festgestellt wurde, hat die Betondruckfestigkeit (f_c) nur einen geringen direkten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Im Gegensatz dazu hat die Betonzugfestigkeit (f_{ct}) wie bei Untersuchungen in [95] gezeigt unter anderem über die resultierende Zugbandsteifigkeit einen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Die Betondruckfestigkeit wird dennoch bei vielen gängigen Nachweisformaten verwendet. Hierbei handelt es sich i.d.R. um die Substitution der Betonzugfestigkeit unter Verwendung entsprechender Zusammenhänge mit der Betondruckfestigkeit. Des Weiteren hat die Betonzugfestigkeit einen wesentlichen Einfluss auf den Traganteil der Verdübelungskraft ($V_{c,d}$).

Auf die Verdübelungskraft wirkt sich außerdem die im Bauteil angeordnete Längsbewehrung aus. Nach [96] sind insbesondere geometrische Faktoren wie z. B. Höhenlage, Stabanzahl, Stabdurchmesser und die Querschnittsabmessungen des Betons maßgeblich für Größe und Wirkung des Verdübelungsanteils, was zutreffend mit Hilfe des Längsbewehrungsgehalts berücksichtigt werden kann. Da FVK-Bewehrungsstäbe produktspezifische und zu Betonstahl teilweise stark abweichende E-Module aufweisen, wird in [97] eine entsprechende Berücksichtigung über die

Einführung einer axialen Steifigkeit ($\rho_{fl} \cdot E_{fl}$) vorgeschlagen. Diese verhält sich proportional zur Querkrafttragfähigkeit. Ab einem Wert von $\rho_{fl} \cdot E_{fl} > 1000 \text{ N/mm}^2$ konnte jedoch keine weitere Steigerung der Tragfähigkeit festgestellt werden.

Bruchmechanismen:

Das Versagen schubunbewehrter Querschnitte kann durch Trennung der Druck- und Zugzone (Biegeschubbruch), das Herausziehen der Längsbewehrung im Bereich des Endauflagers (Verankerungsbruch) sowie die Überschreitung der Zugfestigkeiten im Stegbereich von profilierten Trägern (Schubzugbruch) erfolgen [79]. Bei Bauteilen mit FVK-Längsbewehrung kann diese zudem im Bereich des kritischen Schubrisses abscheren (Scher-Zugbruch FVK-Längsbewehrung). Dies ist auf die, im Vergleich zu Betonstahl, geringe Festigkeit quer zur Faserrichtung der Bewehrungsstäbe zurückzuführen [98, 87]. Die dargestellten Versagenszustände stellen sich i. d. R. schlagartig ein. (Bild 2-15)

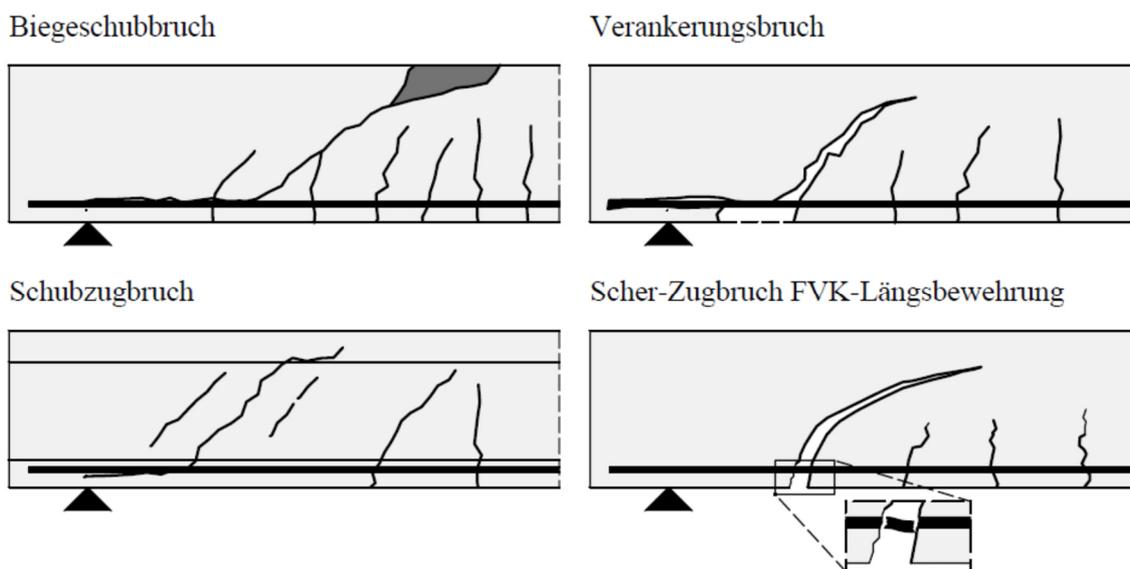


Bild 2-15: Mögliche Versagensarten schubunbewehrter FVK-Querschnitte (nach [79, 87])

Bemessungsmodelle:

Zur Beschreibung des Tragverhaltens bewehrter Betonbauteile ohne Schubbewehrung existieren mehrere Modelle. Diese können nach den folgenden grundlegenden Ansätzen unterschieden werden:

- Bogen-Zugband-/Sprengwerk-Modelle ([94], [99]),
- Kamm-/Zahnmodelle ([100], [101], [102]),
- Modelle auf Grundlage der Druckzonentragfähigkeit ([88], [103], [104]),
- Druckfeldmodelle ([105], [106], [107]),

- Modelle zur Theorie des kritischen Schubrisses ([108], [109]).

Bei den o. g. Modellen wird der Tragmechanismus über mechanische Zusammenhänge beschrieben, wobei diese mit fortlaufendem Erkenntnisgewinn stetig weiterentwickelt wurden. Eine weitere Möglichkeit zur Vorhersage der Tragfähigkeit ist die Verwendung empirischer Modelle. Hierbei wird i. d. R. eine Gleichung in Abhängigkeit der vorgenannten Parameter aufgestellt und über eine Regressionsanalyse von Versuchsdaten ein mathematischer Zusammenhang der einzelnen Parameter hergeleitet. Aufgrund der einfachen Handhabung ist dieses Vorgehen Grundlage der gängigen Bemessungsnormen (Tabelle 2-4), auch wenn die Aussagekraft nur in einem begrenzten Bereich gültig ist und Modelle dieser Art im Hinblick auf die Genauigkeit sowie Spezifität mechanischen Modellen unterlegen sind.

Tabelle 2-4: Bemessungsgleichungen zur Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung ohne Querkraftbewehrung in ausgewählten Normen

Bemessungsnorm	Querkrafttragfähigkeit	Beiwerte
ACI440.1R-15	$V_c = 0,4 \cdot (f_c)^{1/2} \cdot b_w \cdot k \cdot d$	$k = \sqrt{2 \cdot n_f \cdot \rho_{fl} + (n_f \cdot \rho_{fl})^2} - n_f \cdot \rho_{fl}$ $n_f = E_{fl}/E_c$
CAN/CSA 806-12	$V_c = 0,05 \cdot \lambda \cdot \emptyset_c \cdot k_a \cdot k_m \cdot k_r \cdot k_s \cdot (f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d_v$	$\lambda = 1,0$ für NC; $\lambda = 0,85$ für SLWAC $\lambda = 0,75$ für ALWAC $\emptyset_c = 0,65$ $k_a = (2,5 \cdot d/a) \begin{cases} \leq 2,5 \\ \geq 1,0 \end{cases}$ $k_m = \sqrt{d/a} \leq 1,0$ $k_r = 1 + (E_f \cdot \rho_{fl})^{1/3}$ $k_s = 750/(450 + d) \leq 1,0$ $d_v = \max \begin{cases} 0,72 \cdot h \\ 0,9 \cdot d \end{cases}$
JSCE-97	$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d$	$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1,5$ $\beta_p = (100 \cdot \rho_{fl} \cdot E_{fl}/E_s)^{1/4} \leq 1,5$ $f_{vcd} = 0,2 \cdot f_c^{1/3} \leq 0,72 \text{MPa}$

In [87] wurde ein empirischer Berechnungsansatz auf der Grundlage von [38, 33] entwickelt. Hierbei wurden mittels Regressionsanalyse der Daten von 193 Versuchen Vorfaktoren zur Abminderung des Berechnungsansatzes für Stahlbetonbauteile in Abhängigkeit des betrachteten Sicherheitsniveaus gefunden.

Die Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetonbauteile aus LC wird nach [38, 33] durch die Anpassung des Verfahrens für NC mit dem in Abschnitt 2.3.3 bereits beschriebenen rohdichteabhängigen Faktor η_l ermittelt. In [110] erfolgte eine Anpassung des Ansatzes aus [57] über pauschale

Reduzierungsfaktoren und einem anschließenden Vergleich mit den Ergebnissen durchgeführter Versuche.

In der Novellierung des *EC2* erfolgt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in der aktuellen Entwurfsfassung [84] über den Vergleich der mittleren Schubspannung über den durchgängigen Betonquerschnitt mit dem Bemessungswert des Schubspannungswiderstandes. Hierbei wird die Korngrößenverteilung des verwendeten Betons berücksichtigt. Regelungen für den Querkraftwiderstand von Bauteilen aus LC sind nicht enthalten.

2.3.5 Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung mit Querkraftbewehrung

Tragmechanismen:

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung werden die Traganteile um die Komponente aus der Querkraftbewehrung erweitert (Bild 2-16).

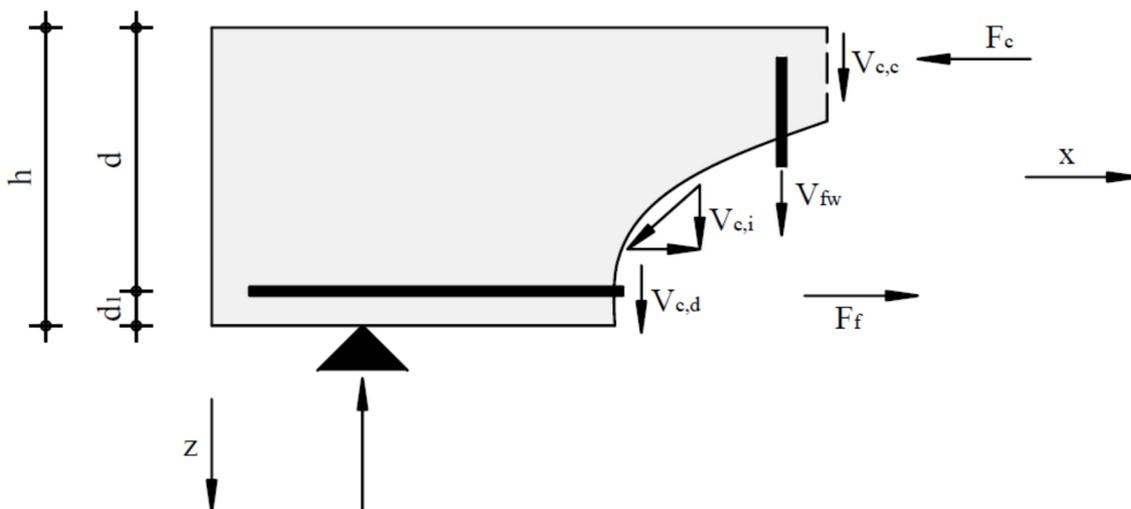


Bild 2-16: Traganteile Betonbauteile mit Querkraftbewehrung

Durch die Kopplung der Schubrissufer über die Zugkraft der Querkraftbewehrung kann eine deutliche Steigerung der Querkrafttragfähigkeit erreicht werden, da auch nach Auftreten eines Schubrisses ein Lastabtrag erfolgt. Bei FVK-Bewehrung mit geringerem E-Modul als Betonstahl geht dies mit der Entstehung größerer Schubrissweiten einher. Des Weiteren ist die Ausbildung einer Stabform mit guter Verankerung bei FVK-Bewehrung durch die nicht gegebene Kaltverformbarkeit mit höherem Aufwand verbunden. Im Stahlbetonbau werden hierfür üblicherweise Bügel verwendet, deren Fertigung bei FVK-Bewehrung nur herstellerseitig möglich ist. Des Weiteren kommt es zu einer Abminderung der Zugfestigkeit im Umlenkungsbereich. Wesentlich günstiger ist daher die Verwendung anderer Verankerungsformen wie z. B. den in [58] beschriebenen Ankerköpfen.

Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit:

Neben den in Abschnitt 2.3.4 aufgeführten Einflussgrößen auf den Betontraganteil der Querkrafttragfähigkeit werden für Bauteile mit Schubbewehrung folgende Parameter ergänzt:

- Querkraftbewehrungsgehalt ρ_{fw} ,
- Zugfestigkeit der Querkraftbewehrung f_{fw} ,
- E-Modul der Querkraftbewehrung E_{fw} ,
- Neigung der Querkraftbewehrung α_w ,
- Verankerung der Querkraftbewehrung im Zug-/Druckbereich.

Bruchmechanismen:

Das Versagen kann auch bei schubbewehrten Querschnitten infolge hoher Dehnungen, bzw. eines Zugversagens der FVK-Querkraftbewehrung durch die Trennung der Druck- und Zugzone (Biegeschubbruch) erfolgen. Ein Versagen der Querkraftbewehrung kann bei schwach bewehrten Stegquerschnitten aber auch noch vor dem Erreichen der Druckzonentragfähigkeit erfolgen (Schubzugbruch). Bei Bauteilen mit FVK-Querkraftbewehrung kann dieser Bruchzustand zudem durch das Abscheren des Bewehrungsstabes im Schubriss eintreten. Ebenso sind hier das Versagen des Verbunds zwischen Querkraftbewehrung und Beton und/oder zu hohe Dehnungen in der Querkraftbewehrung mögliche Ursachen. Wie bei Stahlbetonbauteilen kann es bei profilierten Trägern mit hohen Querkraftbewehrungsgehalten zu einem seitlichen Abplatzen des Betons im Stegbereich kommen (Schubdruck). Weiterhin kann auch hier aus einer unzureichenden Verankerung ein Herausziehen der Längsbewehrung auftreten (Verankerungsversagen). (Bild 2-17)

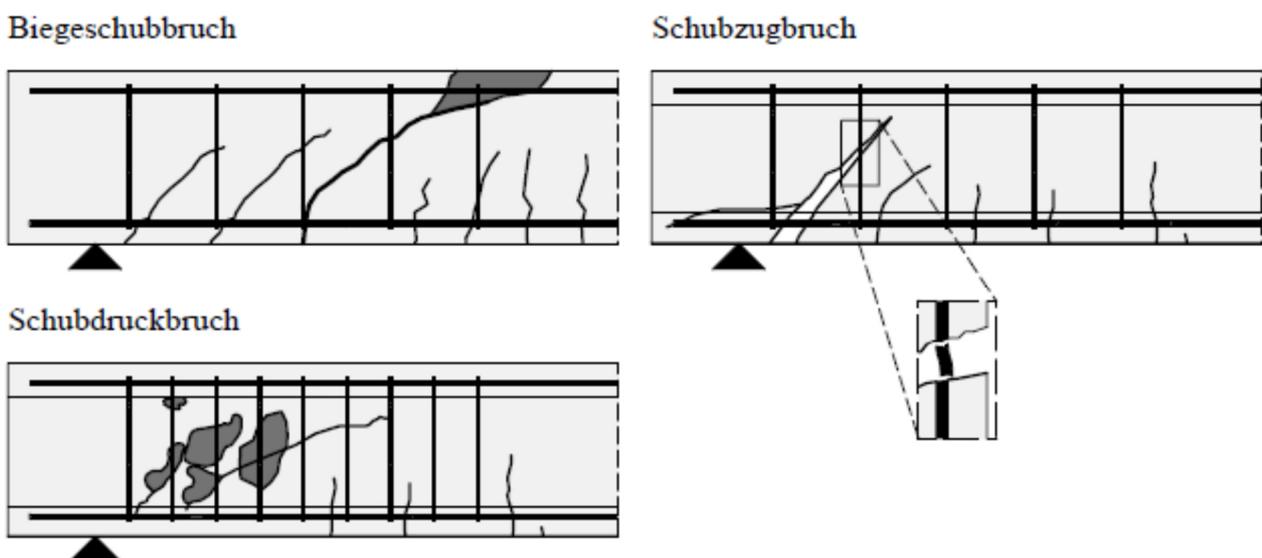


Bild 2-17: Mögliche Versagensarten von Querschnitten mit FVK-Querkraftbewehrung (nach [79, 87])

Bemessungsmodelle:

Eines der ersten Modelle zum Querkrafttragverhalten geht auf die Beschreibung von *MÖRSCH* in [111] zurück. Der Lastabtrag erfolgt dabei über ein Fachwerkmodell, wobei die parallel verlaufenden Ober- und Untergurte über vertikale Zugpfosten und eine Druckdiagonale mit einer Neigung von 45° gegen die Horizontale verbunden sind. Die vertikalen Zugkräfte werden der Querkraftbewehrung zugewiesen, während die Druckstrebe innerhalb des Betons verläuft. Die in Abschnitt 2.3.4 beschriebenen Tragmechanismen bleiben jedoch bei diesem Modell unberücksichtigt, weshalb die tatsächliche Tragfähigkeit der Bauteile unterschätzt wird. Aus diesem Grund und mit weiterem Erkenntnisgewinn erfolgte die Entwicklung weiterer Tragmodelle, die in nachfolgende grundsätzliche Modellarten unterschieden werden können:

- 45° -Fachwerkmodelle mit Berücksichtigung des Betontraganteils,
- Fachwerkmodelle mit variabler Druckstrebenneigung.

Bei erstgenanntem Ansatz kann die Überschätzung der Beanspruchung der Querkraftbewehrung durch eine Abminderung über den Betontraganteil, wie z. B. von *LEONHARDT* in [112] vorgeschlagen, erfolgen.

Für die Tragmodelle mit variablen Druckstrebenneigungen können unter der Verwendung von Nachweiskonzepten aus der Plastizitätstheorie quasi beliebige Druckstrebenwinkel angenommen werden, solange die Fließbedingung für diesen Spannungszustand nicht verletzt wird. Für die Bemessung von Trägerstegen können entsprechende Elemente über den Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie wie z. B. in [113–115] abgeleitet werden.

In den für FVK-Bewehrung verfügbaren Bemessungsnormen (Tabelle 2-5) ergibt sich die Gesamtquerkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung aus der Summe des in Abs. 2.3.4 beschriebenen Betontraganteils (V_c) und des aus der Querkraftbewehrung resultierenden Fachwerkanteils (V_f). Die Berechnung des Fachwerkanteils basiert hierbei je nach Norm auf unterschiedlichen Tragmodellen. So wird in [57] ein Modell mit konstanter Druckstrebenneigung von 45° verwendet, während in [62] variable Druckstrebenneigungen nach dem vereinfachten Ansatz für Druckfelder aus [107] zur Anwendung kommen.

Tabelle 2-5: Bemessungsgleichungen zur Querkrafttragfähigkeit von Betonbauteilen mit FVK-Bewehrung mit FVK-Querkraftbewehrung ausgewählter Normen

Bemessungsnorm	Querkrafttragfähigkeit	Beiwerte
ACI440.1R-15	$V_f = \frac{A_{fw} \cdot f_{fw} \cdot d}{s_w} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$ $\leq 0,664 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$	$f_{fw} = 0,004 \cdot E_{fl} \leq f_{fb}$ $f_{fb} = 0,05 \cdot \frac{D_{BR}}{\phi_w} + 0,3 \cdot f_f \leq f_f$ f_f : Zugfestigkeit gerader FVK-Stab
CAN/CSA 806-12	$V_f = \frac{0,4 \cdot \phi_F \cdot A_{fw} \cdot f_{fw} \cdot d_v}{s_w} \cdot \cot \theta$ $\leq 0,22 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b_w \cdot d_v - V_c$	$\phi_F = 0,75$ $f_{fw} \leq \begin{cases} 1200 \text{ MPa} \\ 0,005 \cdot E_{fw} \end{cases}$ $d_v = \max \begin{cases} 0,72 \cdot h \\ 0,9 \cdot d \end{cases}$ $30^\circ \leq \theta = 30^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_l \leq 60^\circ$ $\varepsilon_l = \frac{M/d_v + V}{2 \cdot E_{fl} \cdot A_{fl}} \geq 0$ $\phi_c = 0,65$

KURTH leitete in [87] mit Hilfe einfacher Druckfeldmodelle aus [116] und den Erkenntnissen aus [88] ein Verfahren für FVK-bewehrte Betonbauteile aus NC mit variabler Druckstrebenneigung ab. Auch hier wurde ein additiver Ansatz für den Querkraftwiderstand gewählt.

3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgte die Durchführung von Pull-Out Tests und Biege- sowie Querkraftversuchen an Balken. Ziel war die Ermittlung des qualitativen und quantitativen Einflusses der untersuchten Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen aus HPAC mit FVK-Bewehrung. Darüber hinaus wurden zum Vergleich mit Daten aus der Literatur Referenzversuche mit Normalbeton durchgeführt. Durch die Auswertung der Versuchsdaten und deren in den Kapiteln 4 und 5 dargestellte Analyse werden entsprechende Gesetzmäßigkeiten abgeleitet und in Kapitel 7 in Bemessungsmodelle überführt. Die Bezeichnung der Versuche erfolgt unter Berücksichtigung der Art des Versuches, des verwendeten Betons und der jeweiligen Bewehrungsanordnung (Bild 3-1).

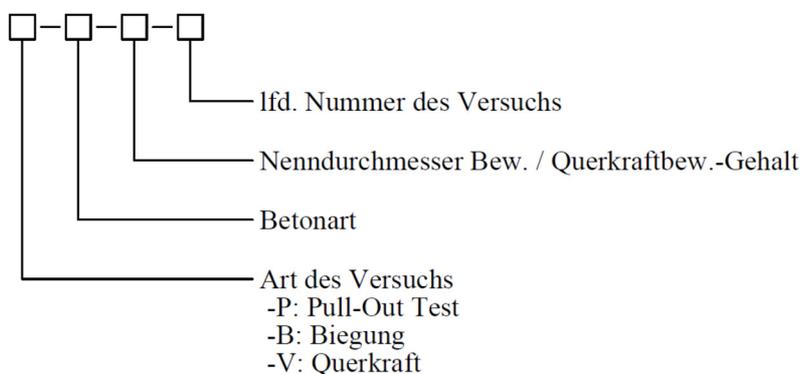


Bild 3-1: Nomenklatur der Versuchskörper

3.1 VERWENDETE WERKSTOFFE

3.1.1 Mischungszusammensetzungen der Betone

Für die experimentellen Untersuchungen wurden zwei HPAC-Mischungszusammensetzungen ausgewählt. Den wesentlichen Unterschied stellt hierbei der Anteil des Aerogelgranulats dar, wodurch die Materialeigenschaften des Festbetons gesteuert werden. Die Auswahl der für die Untersuchungen verwendeten HPAC-Mischungszusammensetzungen resultiert aus unterschiedlichen Konzeptionen zur Ausbildung von Außenbauteilen. In diesem Zusammenhang sind zwei Entwurfsgrundsätze möglich:

- E1: Herstellung in einschaliger Bauweise,
- E2: Gradierte Bauweise mit Trag- und Dämmschale.

Für den erstgenannten Fall E1 muss die Wandschale mit durchgängig gleichbleibenden Materialeigenschaften sowohl die Anforderungen aus dem Wärmeschutz als auch die Anforderungen aus dem Tragwerk erfüllen. Das Optimum stellt eine Wanddicke dar, bei der die Anforderungen aus der Tragfähigkeit und dem Wärmeschutz genau erfüllt werden (Punkt B, Bild 3-2). Gleichzeitig existieren, vor allem in Bezug auf die Anforderungen aus dem Wärmeschutz (Punkt A, Bild 3-2), herstellungsbedingte technische Grenzen. Da die aus der Tragfähigkeit erforderliche Wandstärke von der tragwerkspezifischen Belastung abhängt, sind bei einschaliger Bauweise nur selten Wandstärken im Bereich des Optimums realisierbar.

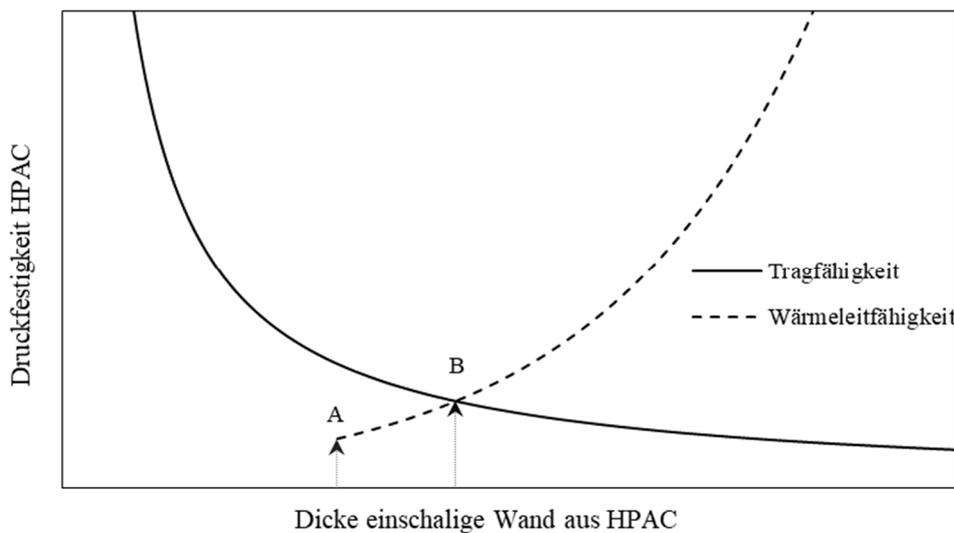


Bild 3-2: Qualitativer Verlauf der erforderlichen Wandstärke für Entwurfsgrundsatz E1

Im Fall E2, dessen Ausführbarkeit mit HPAC in [2] gezeigt wurde, erfolgt die Kombination zweier Mischungszusammensetzungen mit unterschiedlichen Materialeigenschaften für die Dämm- und Tragschale. Der Vorteil bei dieser Ausführungsweise liegt in der vereinfachten Anpassung auf die individuellen Anforderungen aus dem Bauwerk durch die Variation der einzelnen Schichtdicken. Diesen beiden Entwurfsgrundsätzen folgend wurde aus den umfangreich vorliegenden Mischungsentwürfen eine Zusammensetzung mit einem ausgewogenen Verhältnis von Wärmeleitfähigkeit und Druckfestigkeit für die einschalige Bauweise (HPAC61) gewählt. Für die Tragschale bei einer gradierten Bauweise (HPAC47) lag das Hauptaugenmerk bei der Zusammensetzung auf der Druckfestigkeit.

Im Zuge der Herstellung der ersten Biegeträger wurde zur Verringerung der Schwindneigung während der Erstarrungsphase den bisherigen Mischungszusammensetzungen des HPAC ein geringer Anteil Carbonfasern mit einer Länge von 3 mm hinzugefügt und ein Teil des Zementes durch Hüttensandmehl (HSM) ersetzt.

Hieraus entsteht ein 8-Stoffsystem mit den in Bild 3-3 dargestellten Komponenten.



Bild 3-3: Mischungskomponenten für HPAC

Des Weiteren erfolgte für die Referenzversuche die Herstellung von Bauteilen aus NC mit einer Zielfestigkeit von 33 MPa für die mittlere Zylinderdruckfestigkeit. Die Mischungszusammensetzung der für die experimentellen Untersuchungen verwendeten Betone ist in Tabelle 3-1 dargestellt.

Tabelle 3-1: Anteile der Mischungszusammensetzung [kg/m^3]

Komponente		NC	HPAC47	HPAC61
Zement		346	614,2	469,7
Mikrosilicasuspension		-	199,6	135,7
Hüttensandmehl		-	153,5	52,2
Wasser		190	115,4	115,8
Gesteinskörnung	(0-2 mm)	756	-	-
	(2-4 mm)	612	-	-
	(4-8 mm)	432	-	-
Aerogelgranulat		-	44,6	58,6
Fließmittel		-	27,2	18,5
Stabilisierer		-	3,8	2,6
Carbonfasern 3 mm		-	4,3	4,3

3.1.2 FVK-Längsbewehrung

Für die Biegezugbewehrung wurde das Produkt Schöck Combar® verwendet. Hierbei handelt es sich um Bewehrungsstäbe, die im Pultrusionsverfahren aus E-CR Glasfasern und Vinyl-Ester Harz hergestellt und deren Oberfläche im Anschluss mechanisch mit einer umlaufenden Profilierung versehen werden (Bild 3-4).

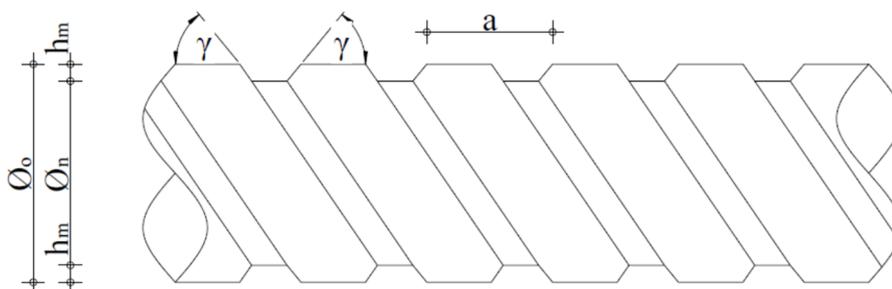


Bild 3-4: Schematische Darstellung der verwendeten GfK-Bewehrung

Der Vorteil dieser Bewehrung im Hinblick eines Einsatzes bei HPAC-Bauteilen ist vor allem die deutlich geringere Wärmeleitfähigkeit des Materials im Vergleich zu konventionellem Betonstahl, aber auch anderen Faserverbundkunststoffen, wodurch sich ein geringer Einfluss auf die Wärmeleitfähigkeit der Verbundbauteile ergibt. Des Weiteren weisen die Stäbe eine hohe Kurzzeitzugfestigkeit auf und haben eine ähnliche Dauerstandfestigkeit wie Betonstahl. Nachteilig ist der geringe E-Modul, wodurch aufgrund des ideal-spröden Zugtragverhaltens (Bild 2-7) deutlich höhere Dehnungen zur Ausnutzung der Materialfestigkeit erforderlich sind. Eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Einsatz als Biegezugbewehrung für Stäbe mit einem Nenndurchmesser von 16 mm bei Normalbeton liegt in Deutschland seit 2008 vor [117]. In nachfolgenden Versionen wurde die Zulassung um die Nenndurchmesser 8, 12, 20, 25 und 32 ergänzt [56]. In den vorliegenden Versuchen wurden Stäbe mit den Nenndurchmessern (\varnothing_n) 8, 16, 20 und 32 mm verwendet (Bild 3-5).

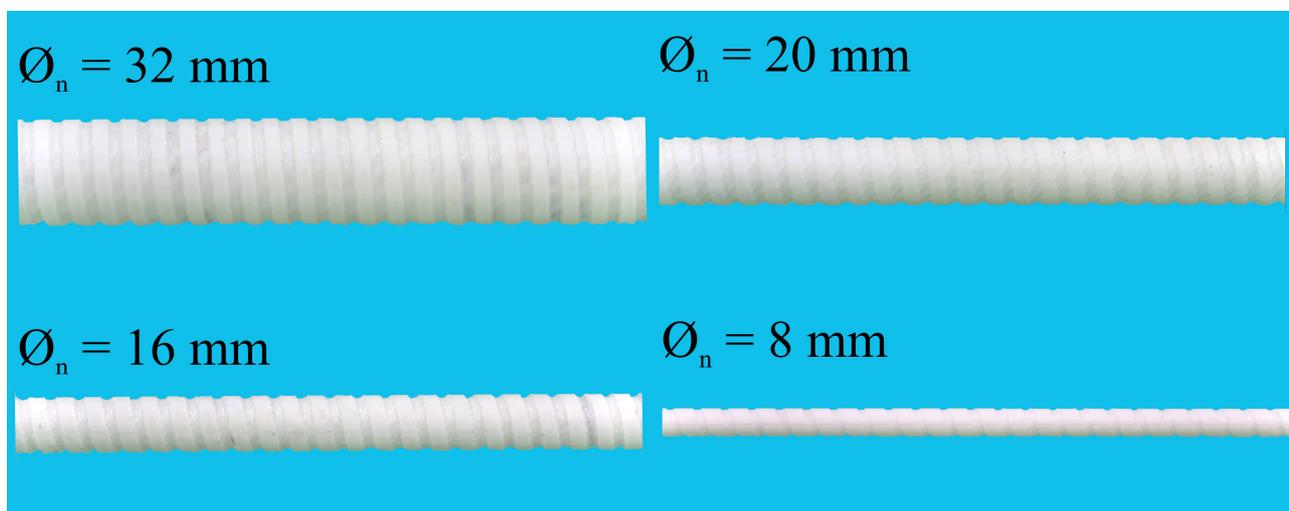


Bild 3-5: Verwendete GfK-Längsbewehrungsstäbe

Die wesentlichen Materialeigenschaften der verwendeten Bewehrung wurden in Anlehnung an [118] und [119] über weggeregeltete Zugversuche an einer servohydraulischen Hydropulsanlage mit einer Kapazität von 1,6 MN bestimmt (Anhang A.3.1.1). Weitere Werte wurden den Herstellerangaben entnommen (Tabelle 3-2).

Tabelle 3-2: Wesentliche Materialeigenschaften GfK-Längsbewehrung

\varnothing_n	\varnothing_0	a	h_m	γ	A_f	$f_{t0,m}$	$E_{f,m}$	λ^*	α^*	ρ^*
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[mm ²]	[MPa]	[MPa]	[W/mK]	[1/K]	[g/cm ³]
8	9	8,50	0,45	50	50,3	1.036	60.735	0,7 (axial) 0,5 (radial)	0,6 · 10 ⁻⁵ (axial) 2,2 · 10 ⁻⁵ (radial)	2,20
16	19	8,50	0,90	50	201	983	60.970			
20	22	8,50	0,90	50	314	1.038	59.903			
32	34	8,50	0,90	50	804	969	60.930			

*gem. [58, 56]

Da sich der Bruch bei den Versuchen teilweise in der Lasteinleitung einstellte, wurde nicht bei allen Versuchen die volle Zugfestigkeit der Stäbe erreicht. Zur Bestimmung des E-Moduls wurden analog zu den in Abschnitt 3.3 und 3.4 beschriebenen Bauteilversuchen die Messwerte der Dehnungsmessstreifen verwendet

3.1.3 FVK-Querkraftbewehrung

Verwendete Bewehrungselemente:

Als Querkraftbewehrung wurden einschnittige Doppelkopfbolzen verwendet. Hierbei handelt es sich um Bewehrungsstäbe mit einem Nenndurchmesser von $\varnothing_n = 12$ mm wie in 3.1.2 beschrieben, an deren Stabenden Köpfen aus Polymerbeton mit einem maximalen Durchmesser von 30 mm mittels Formspritzen auf einer Länge von 60 mm aufgebracht werden (Bild 3-6).

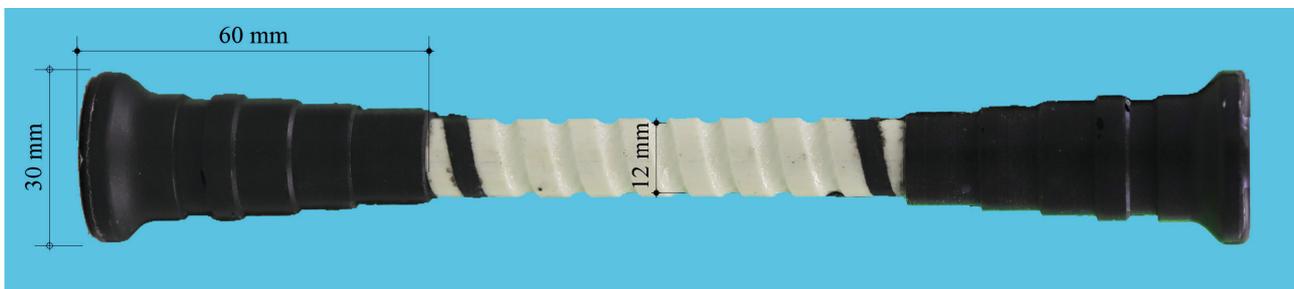


Bild 3-6: Verwendete GfK-Doppelkopfanker

Durch die vorliegende Geometrie treten nur geringe Querspannungen im Bereich des Ankers auf, weshalb gemäß Herstellerangaben keine Betondeckung erforderlich ist. Der Einbau der Ankerstäbe erfolgte daher in vertikaler Richtung über die gesamte Balkenhöhe.

Verbundtragverhalten der Querkraftbewehrung:

Begleitend zu den in Abschnitt 3.5 beschriebenen Versuchen wurde das Verbundtragverhalten der Anker über Pull-Out Tests nach dem in Abschnitt 3.2 beschriebenen Vorgehen durchgeführt. Hierbei wurde die Gesamtverschiebung des Ankerstabes gegen die horizontale Betonoberfläche gemessen, wodurch auch die Verschiebung des Ankerstabes gegen den Ankerkopf erfasst werden konnte. (s. Bild 3-7)

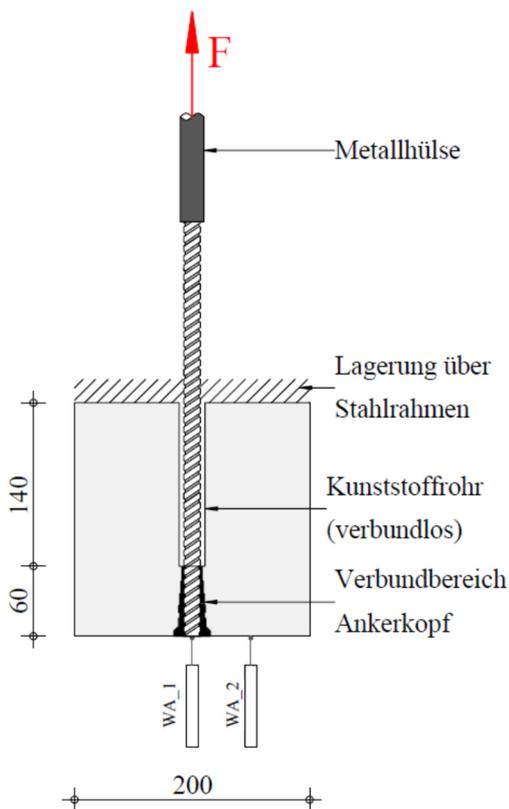


Bild 3-7: Versuchsaufbau Pull-Out-Tests Ankerstäbe

Für HPAC wurden die Ergebnisse der Pull-Out-Versuche aus den Begleitprüfungen zu den in Abschnitt 3.5 beschriebenen Balken zu einem Mittelwert je Mischungszusammensetzung zusammengefasst (Anhang, A. 3.1.2). Es zeigte sich ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen den Bruchlasten (F_u) und dem E-Modul des Betons. Des Weiteren konnte bei HPAC47 und HPAC61 ein ähnlicher zur Bruchlast zugehöriger Wert für den Schlupf (s_{Fu}) des Ankerstabes beobachtet werden. Bei NC wurden die Mittelwerte einer Versuchsserie gebildet. Es ergab sich im Vergleich zu HPAC ein anderer Zusammenhang zwischen dem E-Modul und den Bruchlasten. Die mittleren Bruchlasten für NC erreichten nur 81 % der in [58] angegebenen charakteristischen Kurzzeitfestigkeit. Der bei der Bruchlast gemessene Ankerschlupf betrug bei NC nur etwa die Hälfte der mittleren Werte bei HPAC. Die Standardabweichung der Bruchlasten (σ_{Fu}) sowie der den Bruchlasten zugehörigen Ankerstabschlupfe ($\sigma_{s_{Fu}}$) waren bei HPAC im Verhältnis zu den jeweiligen Mittelwerten größer als bei NC. (Tabelle 3-3)

Tabelle 3-3: Übersicht der Pull-Out-Versuche Ankerstäbe

Betonart	$F_{u,m}$ [kN]	σ_{Fu} [kN]	s_{Fu} [mm]	σs_{Fu} [mm]	E_{cm} [MPa]	$F_{u,m} / E_{cm}$ [N/MPa]	ε_u^* [‰]	Bruchursache
HPAC47	19,6	2,31	0,85	0,28	8.309	2,36	2,92	Ablösen des Ankerkopfes
HPAC61	13,3	1,43	0,81	0,39	5.107	2,45	1,98	
NC	40,5	2,71	0,47	0,19	24.993	1,62	6,03	

*berechnet nach (17)

Die zu der Bruchlast äquivalente Dehnung (ε_u) wurde auf Grundlage der in [58, 56] angegebenen Werte über nachfolgende Beziehung (Gl. (17)) ermittelt:

$$\varepsilon_u = \frac{F_u}{E_{fw} \cdot A_{fw}} \quad (17)$$

Bruchursache:

Nach Fertigstellung der Prüfungen wurden die Probekörper mittig gespalten und der Verbundbereich in Augenschein genommen. Bei den Probekörpern aus HPAC zeigte sich ein Abscheren der Betonkonsolen im oberen Bereich des Ankerkopfes sowie ein Ablösen des breiter ausgeführten Endbereiches. Im Gegensatz dazu konnte bei NC ein Ablösen des Ankerstabes von dem Ankerkopf ohne Beschädigung des Betons im Verbundbereich festgestellt werden. Ein Großteil des abgelösten Endbereiches des Ankerkopfes verblieb in dem Betonkörper. (Bild 3-8)

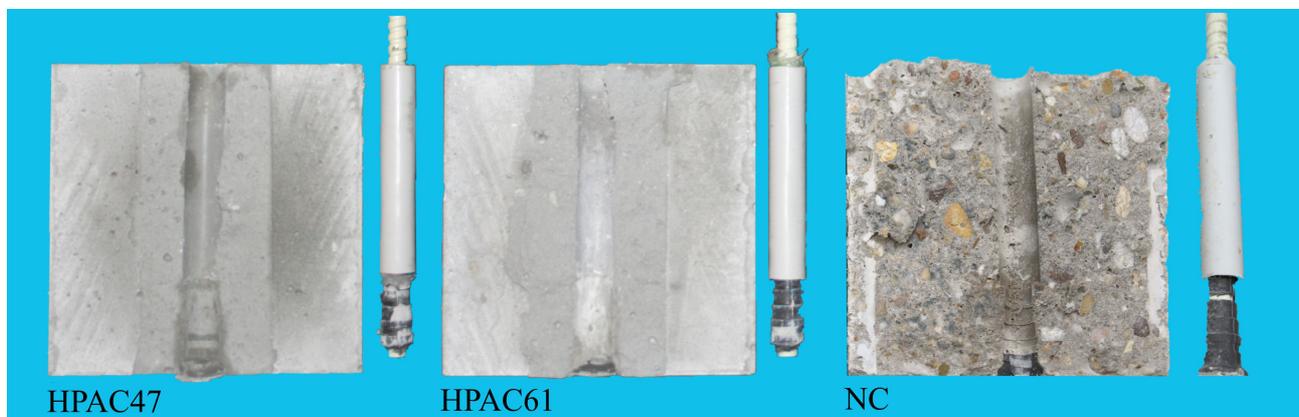


Bild 3-8: Bruchbilder Pull-Out-Versuch Ankerstäbe

3.2 VERSUCHE ZUM VERBUNDTRAGVERHALTEN

3.2.1 Versuchsaufbau und Untersuchungsprogramm

Zur Ermittlung des Verbundtragverhaltens der GfK-Bewehrungsstäbe wurden Pull-Out Tests an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm nach [120] durchgeführt. Hierzu wurden oberhalb des Verbundbereiches Kunststoffrohre in die Schalung eingebracht, wodurch ein Verbund des Bewehrungsstabes mit dem Beton verhindert wurde. Die Probekörper wurden mit Hilfe eines Stahlrahmens in eine Universalprüfmaschine mit einer Kapazität von 600 kN eingebaut und weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,01 mm/s belastet. Neben der Maschinenkraft wurde die Verschiebung des überstehenden Stabendes an der lastabgewandten Seite sowie die des Betonwürfels gegen den Prüfrahm erfasst. (Bild 3-9)

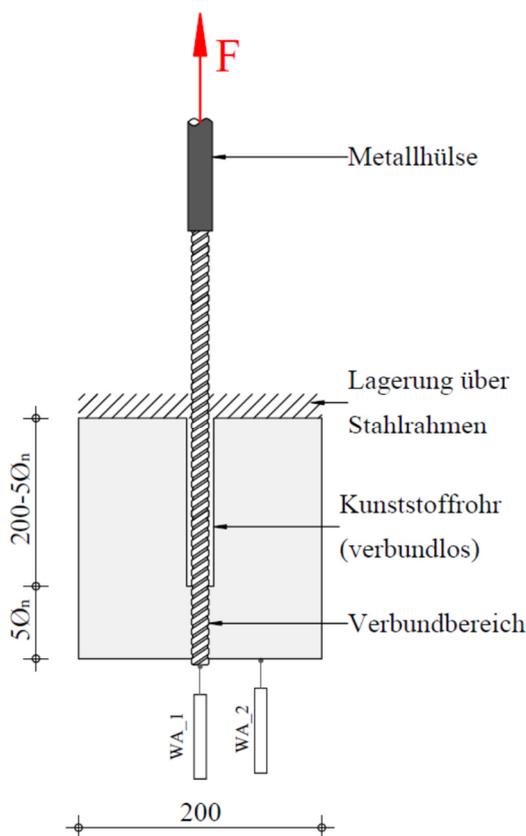


Bild 3-9: Versuchsaufbau Pull-Out Tests GfK-Bewehrungsstäbe

Über die Differenz dieser Wege erfolgte schließlich die Ermittlung des Stabschlupfes (s) (Gl. (18)).

$$s = w_{WA_1} - w_{WA_2} \quad (18)$$

Die Ermittlung der Verbundspannung erfolgt nach [74, 120] über die gleichförmige Verteilung der Stabkraft auf die Verbundfläche (Gl. (19)).

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot \phi_n \cdot l_b} = \frac{F}{5 \cdot \pi \cdot \phi_n^2} \quad (19)$$

Es wurden Bewehrungsstäbe mit den Nenndurchmessern 8, 12, 16 und 20 mm bei HPAC47 und HPAC61 untersucht. Ebenso wurden Referenzversuche mit NC durchgeführt. Für jede Versuchsreihe erfolgte die Herstellung von 6 Probekörpern mittels einer Batterieschalung. Das gesamte Untersuchungsprogramm umfasste damit 72 Pull-Out Tests. Begleitend zu den Probekörpern der Pull-Out Tests wurden aus den jeweiligen Mischungen Betonzylinder mit einem Durchmesser von 100 mm und 150 mm zur Ermittlung der Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie des E-Moduls hergestellt. Die Probe- und Begleitprobekörper wurden einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und anschließend bei Normalklima (20°C, 50 % r. L.) gelagert. Die Nachbehandlung erfolgte mittels einseitig folienkaschierter, wassergetränkter Zellstofftücher. Eine Übersicht des Versuchsprogramms mit den zugehörigen Ergebnissen der Begleitprüfungen ist in Tabelle 3-4 dargestellt.

Tabelle 3-4: Untersuchungsprogramm Pull-Out Tests

Bezeichnung	ϕ_n [mm]	f_{cm} [MPa]	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	E_{cm} [MPa]	ρ_{oh} [kg/dm ³]
P_47_8_1 - 6	8	19,0	1,9	6.038	1,34
P_47_12_7 - 12	12	17,0	1,4	4.877	1,36
P_47_16_13 - 18	16	20,4	1,8	8.320	1,33
P_47_20_19 - 24	20	20,8	2,0	8.123	1,37
P_61_8_1 - 6	8	7,0	1,0	3.252	1,01
P_61_12_7 - 12	12	5,1	0,9	2.366	1,00
P_61_16_13 - 18	16	5,8	0,8	2.555	0,99
P_61_20_19 - 24	20	5,0	0,8	2.915	0,99
P_NC_8_1 - 6	8	31,8	3,1	24.130	2,29
P_NC_12_7 - 12	12	32,9	3,0	22.978	2,28
P_NC_16_13 - 18	16	25,6	3,2	23.228	2,28
P_NC_20_19 - 24	20	34,7	3,3	25.348	2,30

3.2.2 Tragverhalten im Versuch

Das Verbundtragverhalten von HPAC47 zeigte zunächst einen Anstieg der Verbundspannungen bei geringen Werten für den Stabschlupf bis zur Verbundfestigkeit ($\tau_{b,max}$). Vor Erreichen der Verbundfestigkeit war eine stärkere Zunahme des Stabschlupfes zu erkennen als in den unteren Lastbereichen. Nach Erreichen der Verbundfestigkeit ergab sich eine Zunahme des Stabschlupfes ohne weitere Steigerung der Verbundspannungen. Dieses Spannungsplateau war in Abhängigkeit des untersuchten Stabdurchmessers unterschiedlich stark ausgeprägt. Mit weiter steigendem Stabschlupf erfolgte zunächst ein Absinken der Verbundspannung. Im weiteren Verlauf zeigte sich bei den einzelnen Versuchen ein unterschiedliches Tragverhalten. Zum Teil ergab sich ein nochmaliger Anstieg der Verbundspannungen bis zu einem Wert oberhalb der zuvor erreichten Verbundfestigkeit und eine weitere Plateaubildung konnte beobachtet werden. Im Anschluss daran ergab sich ein Absinken der Verbundspannungen mit nahezu konstanten Steigungen bis zum Erreichen des Grenzwertes für den Messbereich der verwendeten Wegaufnehmer. Grundsätzlich wurden starke Unterschiede der Proportionen bei den Verläufen für die unterschiedlichen Durchmesser festgestellt. So zeigte sich eine Zunahme des Stabschlupfes bei größer werdenden Stabdurchmessern. (Bild 3-10)

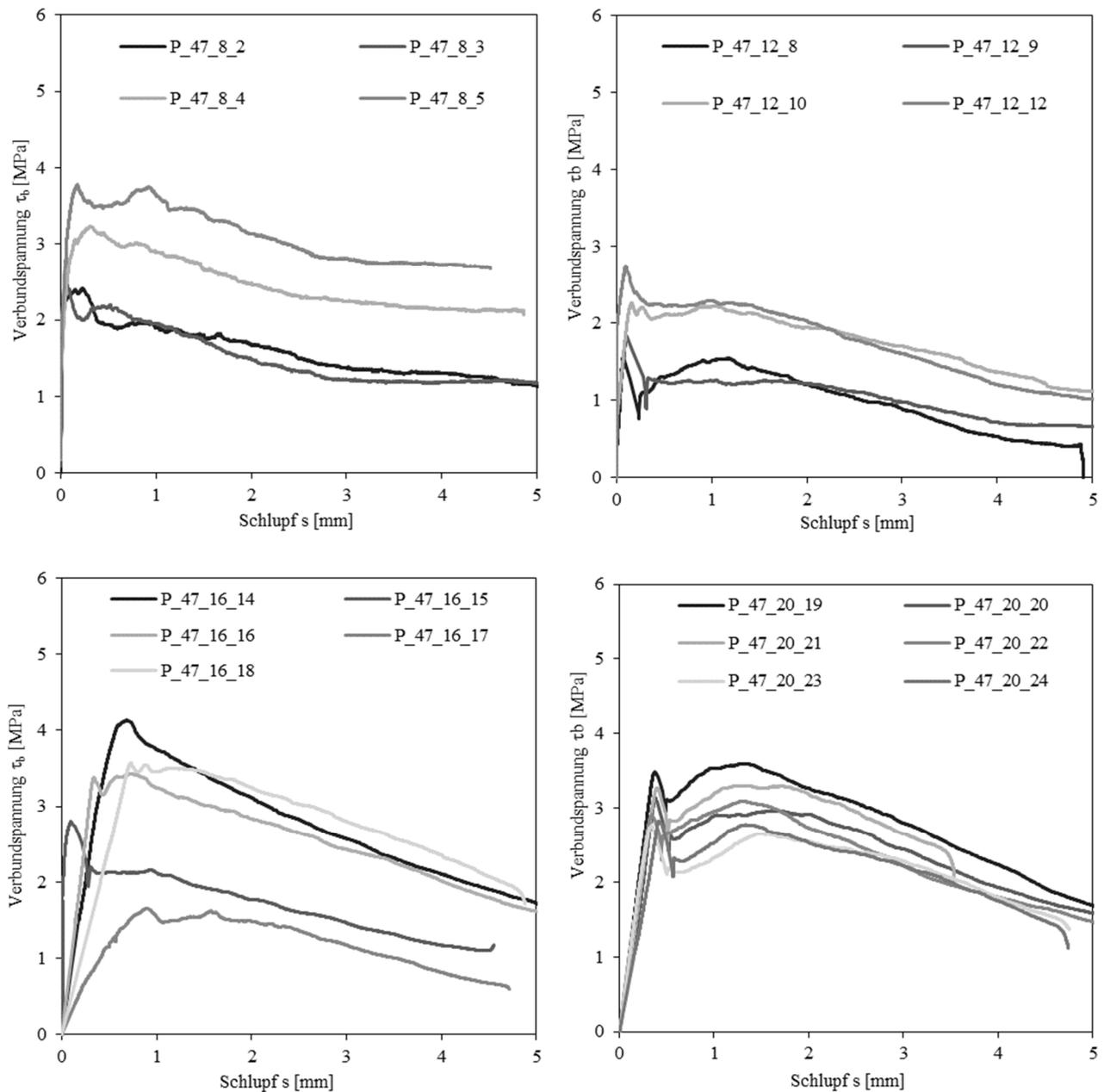


Bild 3-10: Verbundtragverhalten von HPAC47 mit GfK-Bewehrung

Das Verbundtragverhalten von HPAC61 zeigte einen zu HPAC47 qualitativ ähnlichen Verlauf. Abweichend konnte für HPAC61 eine andere Skalierung der erreichten Verbundspannungen sowie ein geringerer Rückgang dieser in der Nachbruchphase festgestellt werden. (Bild 3-11)

Die Versagensursache bei allen Versuchen war das Abscheren der Betonkonsolen im Verbundbereich. Eine Beschädigung der Bewehrungsstäbe konnte nicht festgestellt werden.

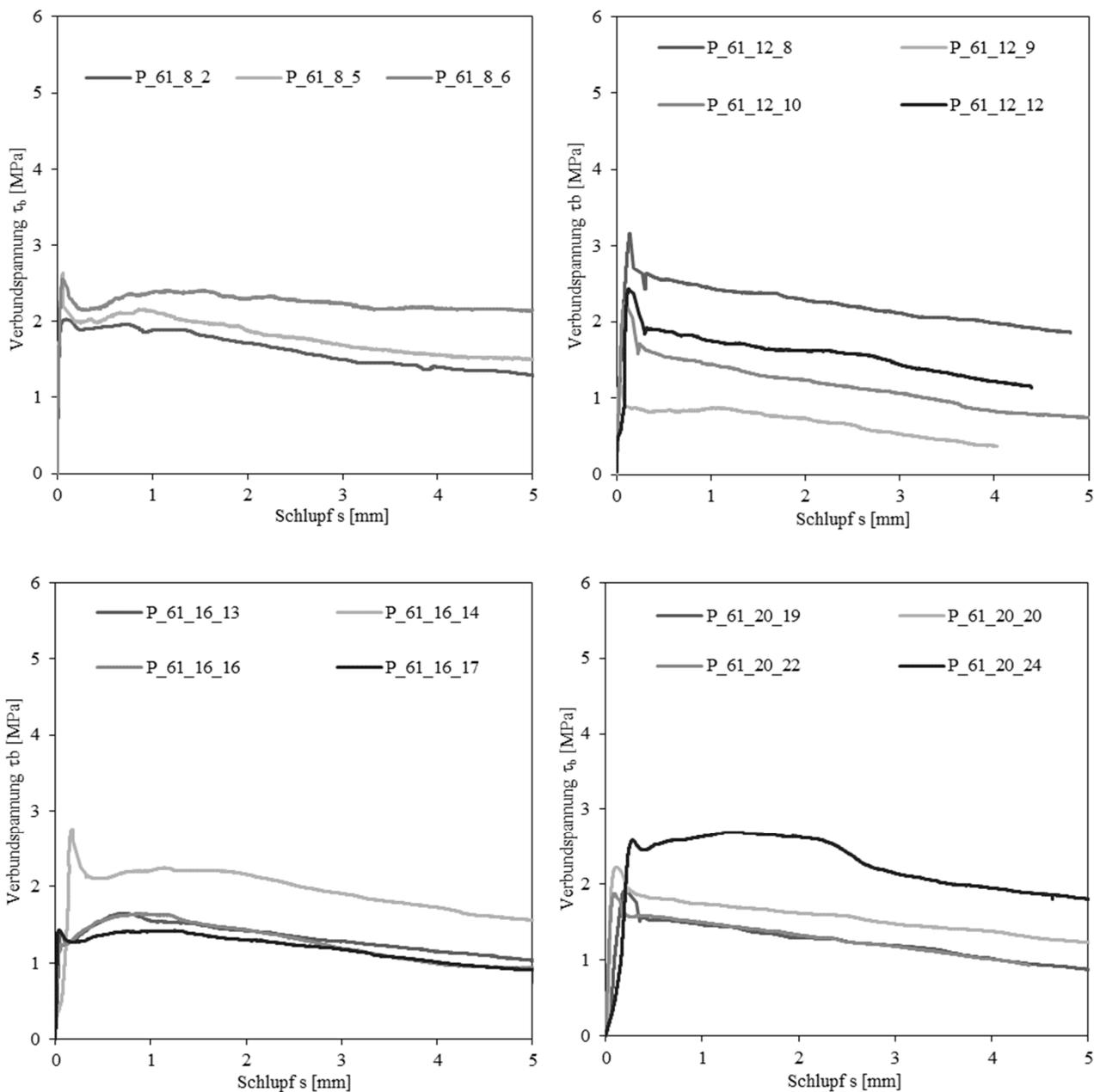


Bild 3-11: Verbundtragverhalten von HPAC61 mit GfK-Bewehrung

3.2.3 Verbundtragverhalten von HPAC mit FVK-Bewehrung

Zur Ableitung eines allgemeinen Ansatzes zur Beschreibung des Verbundtragverhaltens erfolgte zunächst die Normierung und der anschließende Vergleich der Verbundfestigkeiten. Analog zu normativen Regelungen, wie z. B. in [38, 33] oder [32], geschieht dies über die Einführung einer bezogenen Verbundspannung ($\tau_{b,rel}$) unter Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. Hierzu wurden die bei jeder Versuchsreihe begleitend bestimmten Spaltzugfestigkeiten des Betons verwendet (Gl. (20)).

$$\tau_{b,max,rel} = \frac{\tau_{b,max}}{f_{ctm,sp}} = \frac{F_{max}}{f_{ctm,sp} \cdot 5 \cdot \pi \cdot \phi_n^2} \quad (20)$$

Die Gegenüberstellung der bezogenen Verbundfestigkeiten zeigt bei HPAC47 eine gute Übereinstimmung beim Vergleich der verschiedenen Versuchsserien. Für HPAC61 ergeben sich höhere bezogene Verbundfestigkeiten als bei HPAC47. Die Vergleichbarkeit zwischen den Versuchsserien mit HPAC61 ist ebenso gegeben, weshalb sich die Anwendung eines mischungsbezogenen Vorfaktors ($\eta_{b,HPAC}$) anbietet. Dieser ergibt sich aus dem Mittelwert der bezogenen Verbundspannung über alle Versuchsserien der jeweiligen Betonart ($\tau_{b,max,rel,m}$). (Bild 3-12)

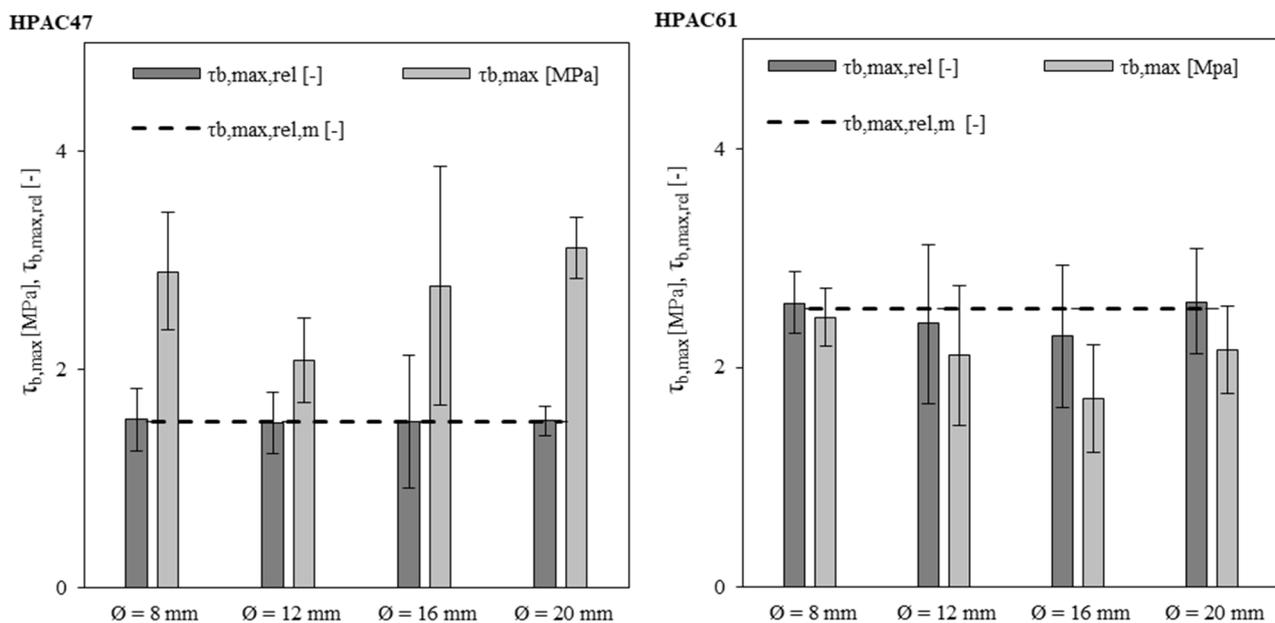


Bild 3-12: Verbundfestigkeiten und bez. Verbundfestigkeiten von HPAC47/HPAC61 und GfK-Bewehrungsstäbe

Mit den in Tabelle 3-5 dargestellten Faktoren kann die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Betonspaltzugfestigkeit bestimmt werden (Gl. (21)).

$$\tau_{b,max} = \eta_{b,HPAC} \cdot f_{ctm,sp} \quad (21)$$

Tabelle 3-5: Mischungsbezogener Vorfaktor Verbundtragverhalten HPAC

	HPAC47	HPAC61
$\eta_{b,HPAC}$	1,53	2,54

Unter der Annahme, dass die Verbundspannung-Schlupfbeziehung über den gesamten Verlauf linear mit der Betonspaltzugfestigkeit skalierbar ist, wurde in Anlehnung an [71] ein polygonaler Verlauf

für das Verbundtragverhalten von HPAC entwickelt. Zur Berechnung des Stabschlupfes in den kennzeichnenden Punkten A-F wurden anhand der Versuchsdaten auf den Koordinatenursprung bezogene Steigungen für die jeweiligen Stabdurchmesser abgeleitet (Anhang A.3.2). Die Steigung des Verlaufes zwischen den Punkten F-G entspricht dem für alle Stabdurchmesser konstanten Wert der Gleitreibung. (Bild 3-13)

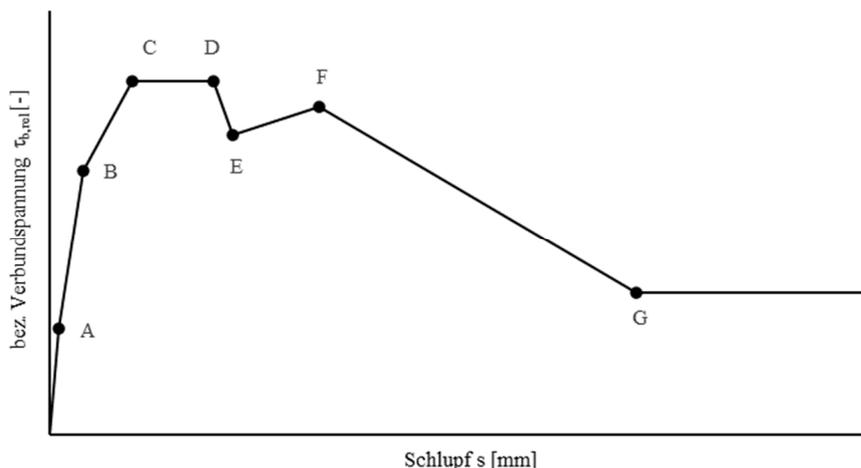


Bild 3-13: Prinzipieller Verlauf des Verbundtragverhaltens von HPAC mit GfK-Bewehrungsstäben

Die Berechnung der Koordinaten der kennzeichnenden Punkte erfolgte nach den in Tabelle 3-6 angegebenen Beziehungen für die Verbundspannung und den zugehörigen Schlupf.

Tabelle 3-6: Kennzeichnende Punkte für das Verbundtragverhalten von HPAC

	A	B	C	D	E	F	G
s_i	0,01	$0,5 \cdot (s_C - 0,01)$	$\eta_{b,HPAC} / k_C$	$\eta_{b,HPAC} / k_D$	$\eta_{b,HPAC} / k_E$	$\eta_{b,HPAC} / k_F$	$s_E + k_G \cdot \tau_{b,max}$
$\tau_{b,i}$	$k_A \cdot 0,01 \cdot f_{ctm,sp}$	$k_B \cdot s_B \cdot f_{ctm,sp}$	$\tau_{b,max}$	$\tau_{b,max}$	$0,85 \cdot \tau_{b,max}$	$0,90 \cdot \tau_{b,max}$	$0,40 \cdot \tau_{b,max}$

Die angegebenen Werte für die Berechnung der jeweiligen Steigungen ($k_A - k_G$) können Tabelle 3-7 entnommen werden.

Tabelle 3-7: Steigungen zur Ermittlung der kennzeichnenden Punkte

	HPAC47				HPAC61			
	\varnothing_n [mm]				\varnothing_n [mm]			
	8	12	16	20	8	12	16	20
k_A	67,7	39,7	22,8	4,2	95,5	70,3	61,6	16,0
k_B	17,1	19,7	4,0	4,1	70,0	34,9	30,5	18,5
k_C	10,0	14,0	3,2	4,1	47,0	27,3	29,9	15,8
k_D	6,3	10,5	2,9	3,9	41,4	25,7	24,3	14,6
k_E	2,8	3,1	1,7	2,0	8,2	6,7	5,8	6,2
k_F	1,6	0,9	1,2	0,9	2,3	2,1	1,9	2,7
k_G	1,3				3,1			

3.3 VERSUCHE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN

3.3.1 Versuchsaufbau

Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit wurden Balken mit Rechteckquerschnitt in einem 4-Punkt-Biegeversuch (Bild 3-14) bis zum Versagen belastet.

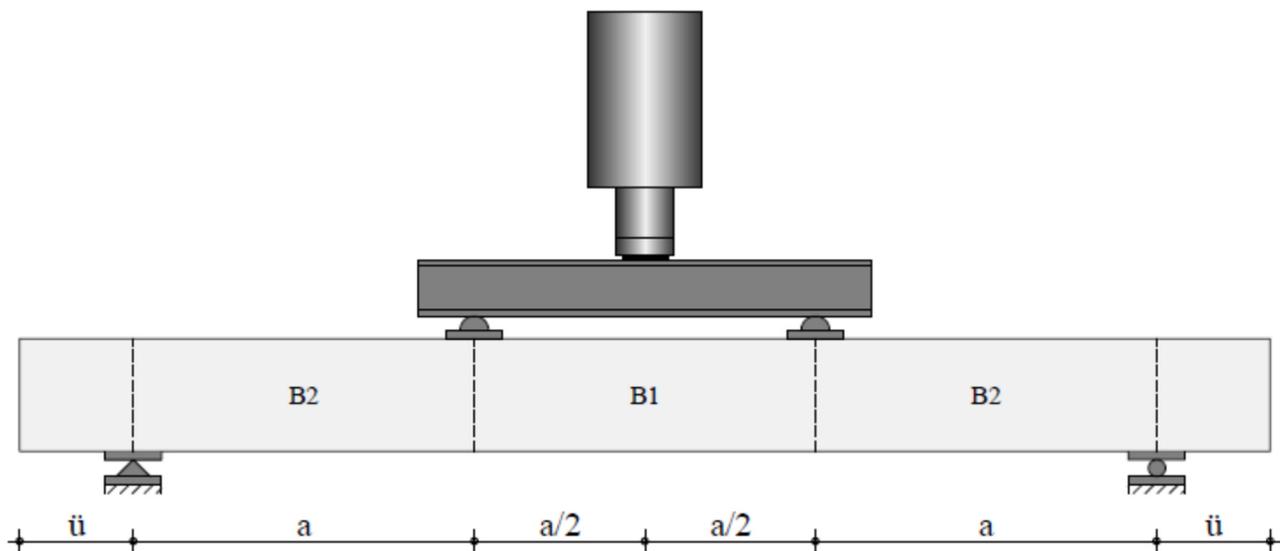


Bild 3-14: Aufbau Biegetragversuche

Die Ausbildung der Lasteinleitungs- und Auflagerpunkte erfolgte so, dass eine Behinderung der Balkenverdrehung möglichst reduziert wurde. Der Kontaktbereich zwischen den Lastenleitungen und dem Probekörper wurde zum Ausgleich der fertigungsbedingten Unebenheiten mit einer Nivelliermasse verfüllt. Der Abstand zwischen Lastenleitung und Auflager wurde so gewählt, dass

kein direkter Eintrag der Last in das Auflager erfolgt ($a/d > 3,0$). Aufgrund der Versuchsanordnung stellte sich das maximale Feldmoment (M_F) zwischen den beiden Lasteinleitungspunkten mit konstantem Verlauf ein (Bereich B1, Bild 3-14).

Die Anordnung der Biegezugbewehrung (Pos. 1, Bild 3-15) erfolgte an der Balkenunterseite. Zur Minimierung von Störungen der Druckzone entfiel im Bereich B1 die Anordnung einer Bügel- und Druckbewehrung. Zwischen Lasteinleitung und Auflager (Bereich B2, Bild 3-14) wurden zur Vermeidung eines frühzeitigen Versagens infolge Querkraft Bügel aus Betonstahl (Pos. 2, Bild 3-15) vorgesehen. Die obere Bewehrung (Pos. 3, Bild 3-15) wurde aus konstruktiven Gründen für die Herstellung angeordnet. In Bild 3-15 ist die Bewehrung der Probekörper dargestellt.

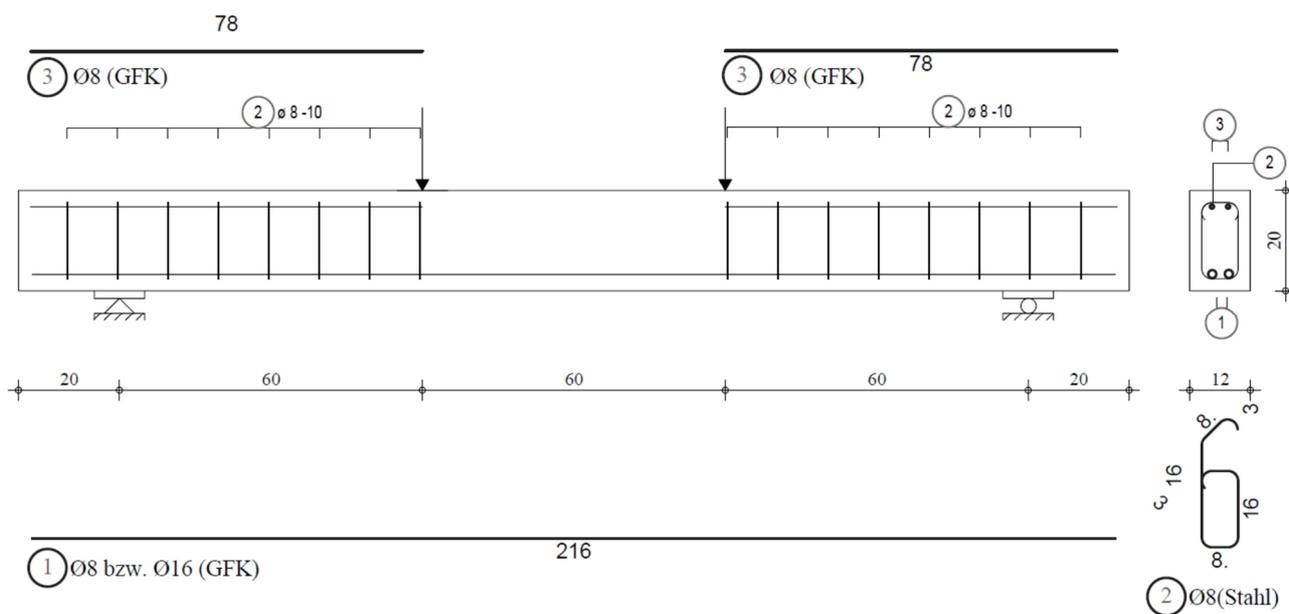


Bild 3-15: Bewehrung Biegetragversuchskörper

Das Einfüllen des Betons erfolgte von der Balkenunterseite. Zur Verdichtung des Frischbetons wurde ein Stabinnenrüttler verwendet. Die Probe- und Begleitprobekörper wurden einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und anschließend bei Normalklima (20°C , 50 % r.L.) gelagert. Die Nachbehandlung der Balken erfolgte mittels einseitig folienkaschierter, wassergetränkter Zellstofftücher.

3.3.2 Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm für die Biegetragfähigkeit umfasste insgesamt 16 Balkenversuche. Es wurden zwei verschiedene Längsbewehrungsgehalte je Betonart vorgesehen. Bei den Balken aus HPAC erfolgte die Ermittlung der Tragfähigkeit bei planmäßig gleichen Parametern über eine

Dreifachbestimmung, bei Bauteilen aus NC mittels einer Zweifachbestimmung. Die untersuchten Parameter sind:

- Längsbewehrungsgehalt (ρ_l),
- Betondruckfestigkeit (f_c) bzw. Betonrohddichte (ρ_{roh}),
- Betonart (HPAC/NC).

Tabelle 3-8 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Versuche mit den zugehörigen relevanten Parametern.

Tabelle 3-8: Untersuchungsprogramm Biegetragfähigkeit

Bezeichnung	a	b	h	d	a/d	A_r^*	ρ_l	f_{cm}	$f_{ctm,sp}$	E_{cm}	ρ_{roh}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/dm ³]
B_47_8_1	600	123	198	160	3,8	101	0,5	18,6	2,3	7.063	1,36
B_47_8_2	600	120	197	160	3,8	101	0,5	19,5	1,8	7.634	1,37
B_47_8_3	600	120	197	154	3,9	101	0,5	17,6	1,9	5.593	1,35
B_47_16_4	600	120	197	156	3,9	402	2,2	17,4	2,1	6.513	1,39
B_47_16_5	600	120	198	155	3,9	402	2,2	22,2	2,0	6.656	1,38
B_47_16_6	600	122	200	156	3,8	402	2,1	15,1	2,3	5.631	1,36
B_61_8_1	600	120	205	157	3,8	101	0,5	5,5	0,7	2.997	0,98
B_61_8_2	600	122	199	156	3,9	101	0,5	6,2	0,9	2.863	1,00
B_61_8_3	600	120	200	150	4,0	101	0,6	5,9	0,8	2.569	1,00
B_61_16_4	600	124	199	156	3,8	402	2,1	6,7	0,9	2.337	1,00
B_61_16_5	600	123	198	156	3,8	402	2,1	4,9	0,7	1.846	0,99
B_61_16_6	600	123	203	158	3,8	402	2,1	6,7	0,9	3.185	0,99
B_NC_8_1*	600	120	200	167	3,6	101	0,5	38,9	3,6	22.637	2,28
B_NC_8_2*	600	120	200	167	3,6	101	0,5	33,0	2,2	25.686	2,26
B_NC_16_3*	600	120	200	163	3,7	402	2,1	44,8	2,6	29.260	2,23
B_NC_16_4*	600	120	200	163	3,7	402	2,1	33,0	2,2	25.686	2,26

*s. [121, 122]

3.3.3 Versuchsdurchführung

In Bild 3-16 ist die bei den Biegeversuchen verwendete Messtechnik dargestellt. Zur Erfassung der Betondehnungen wurden induktive Wegaufnehmer auf der Balkenoberseite (WA1-3), an den Oberkanten der Balkenseitenflächen (WA4+4') in Feldmitte und auf der Balkenunterseite (WA5-6) angebracht. Weiterhin wurden je zwei induktive Wegaufnehmer im Bereich der

Lasteinleitungspunkte (T1+T1', T3+T3') und der Balkenmitte (T2+T2') zur Messung der vertikalen Bauteilverschiebungen vorgesehen. Ergänzend erfolgten die Messungen der Betondehnungen auf der Vorder- und Rückseite mittels Setzdehnmessgerät (SDM) im oberen Bereich (SDM1+1', SDM2+2') und auf halber Querschnittshöhe des Balkens (SDM3+3'). Die Dehnung der Biegebewehrung wurde über die auf den Bewehrungsstäben applizierten Dehnungsmessstreifen (Li_ , Li_Mi_ , Mi, Re_Mi_ , Re_Vo/Hi) in Höhe der Stabachse im Bereich B2 und an den Auflagern erfasst.

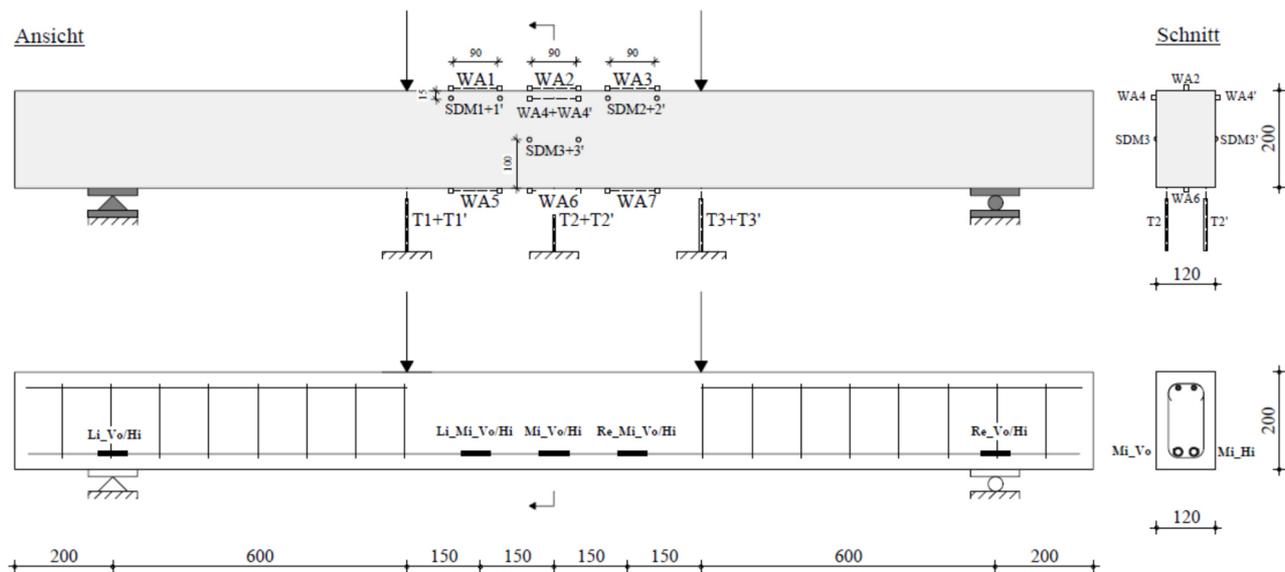


Bild 3-16: Biegeversuche – Messtechnik auf Beton (o.) und Bewehrung (u.)

Die Probekörper wurden über einen servohydraulischen Einzelprüfzylinder mit einer Kapazität von 400 kN mit einer Geschwindigkeit von 2,0 mm/min stufenweise belastet. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit (Übergang in den Zustand II) erfolgte eine Laststeigerung um 1 kN. Die weiteren Laststufen entsprachen unter Annahme eines ideal-spröden Verlaufes der Betondruckspannungen einer rechnerischen Steigerung der Zugspannung in der Bewehrung von 20 MPa. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurden die Versuche angehalten, sobald sich hinsichtlich der Verformungen ein Gleichgewichtszustand einstellte. In der jeweiligen Laststufe aufgetretene neue Risse wurden sodann dokumentiert.

3.3.4 Tragverhalten im Versuch

Bei Erreichen der Betonzugfestigkeit erfolgte bei allen Versuchen mit der sich einstellenden Rissbildung eine Reduzierung der Laststeigerungsrate ($\delta M / \delta w$). Dieser Effekt war in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und des E-Moduls des Betons unterschiedlich stark ausgeprägt. So war der Übergang in den gerissenen Zustand bei Versuchen mit HPAC47 und $\rho_1 = 0,5\%$ deutlich besser

erkennbar als bei solchen mit HPAC61 und $\rho_1 = 2,1\%$. Die anschließende Laststeigerung erfolgte direkt proportional zur Verformung der Träger. Der Bruchzustand stellte sich mit geringer Vorankündigung durch Abnahme der Laststeigerungsrate ein und ging mit einem anschließenden starken Absinken der aufgetragenen Last einher. (Bild 3-17)

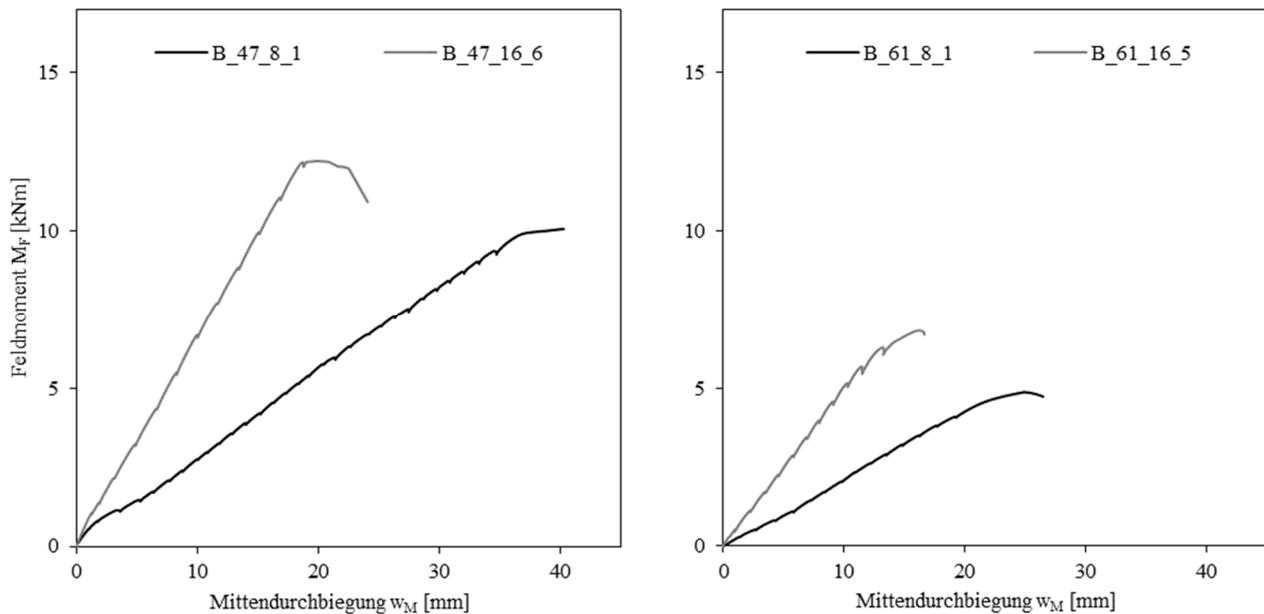


Bild 3-17: Last-Verformungsverhalten von HPAC47 und HPAC61 Biegetragversuch

Nach der Rissbildung war ein Absinken der Dehnungsrate ($\delta M / \delta \varepsilon$) des Betons und der Bewehrung zu erkennen. Sowohl die Betonstauchung (ε_c) als auch die Bewehrungsdehnung (ε_f) wiesen nach Erreichen der Risslast einen linearen Verlauf bis zum Bruch auf. Bei höheren Bewehrungsgehalten konnte sowohl bei den Versuchen mit HPAC47 als auch HPAC61 eine etwas geringere Bruchstauchung des Betons festgestellt werden. Die Bruchdehnung der verwendeten GfK-Bewehrung wurde in keinem Versuch erreicht. Bei den Versuchen mit HPAC47 und geringen Bewehrungsgehalten fielen die Messelemente zur Erfassung der Bewehrungsdehnung mit steigender Beanspruchung vor Erreichen der Bruchlast aus, weshalb die Bewehrungsdehnungen in diesen Fällen über lineare Extrapolation fortgeschrieben wurden. (Bild 3-18)

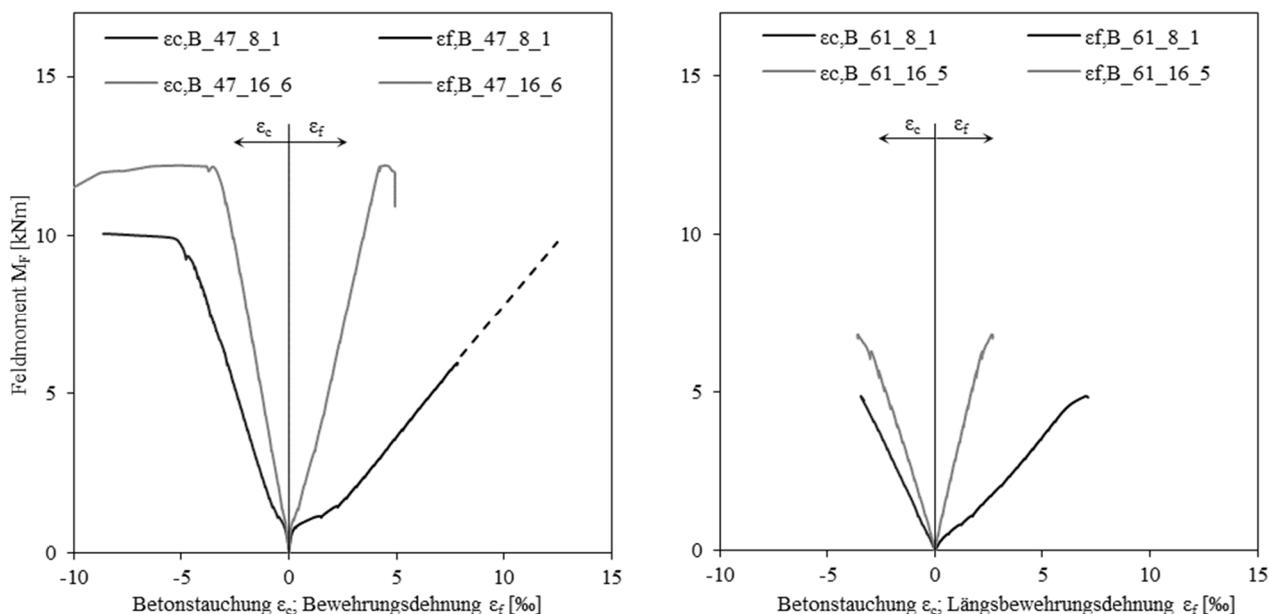


Bild 3-18: Biegetragversuche - Last-Dehnungsverhalten HPAC47/HPAC61 und GFK-Bewehrung

Die untersuchten Biegeträger wiesen vor der Belastung Vorschäden aus dem Herstellungsprozess auf. Dabei handelte es sich vor allem um Risse im Bereich der Stahlbügel (Bereich B2, Bild 3-14) mit vertikalem Verlauf und einer Rissweite weniger 0,3 mm. Mit Belastung entstanden zunächst vertikale Risse an der Bauteilunterseite im mittleren Bereich der Träger, die sich mit steigender Belastung zur Bauteiloberseite fortsetzten. Im weiteren Belastungsverlauf entstanden geneigte Risse zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern, die zum Teil an die Risse aus der Vorschädigung anschlossen. Nach Erreichen der Bruchlast erfolgte (ausgenommen Träger B_47_8_2 & B_61_16_4) das Herauslösen eines Teils des Betongefüges auf der Trägeroberseite im Bereich zwischen den Lasteinleitungen. Die Risse im Bruchzustand wiesen bei den höheren Bewehrungsgehalten eine geringere Höhe auf. Des Weiteren waren die Risse der Träger aus HPAC61 kürzer als die bei solchen aus HPAC47. (Bild 3-19)

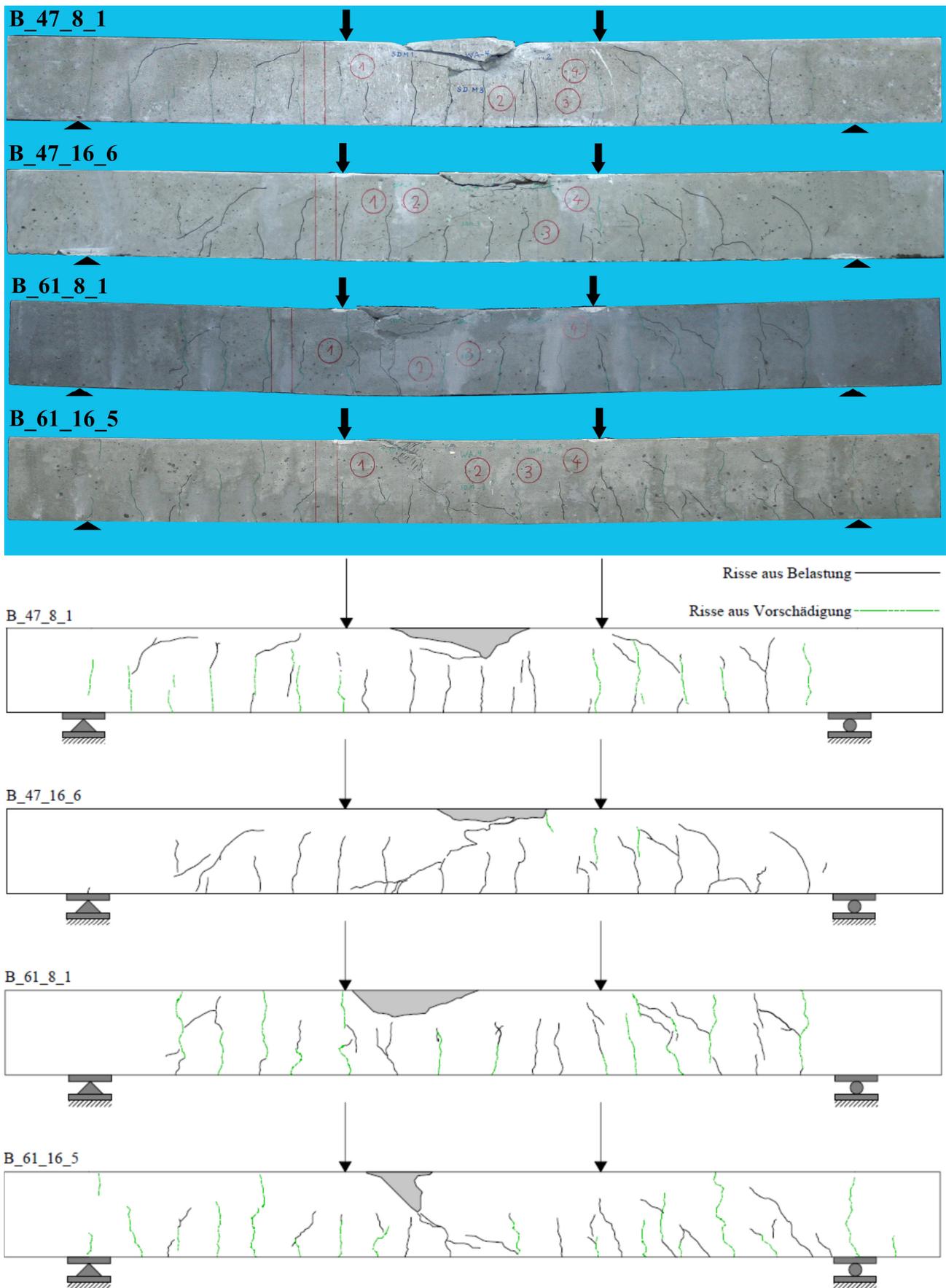


Bild 3-19: Rissbilder nach Überlastung im Biegetragversuch

Tabelle 3-9 zeigt eine Übersicht ausgewählter Messwerte für die durchgeführten Biegetragversuche sowie den nach der Überlastung vorliegenden Versagensmodus. Die gesamten Versuchsdaten können dem Absatz A.3.3 des Anhangs entnommen werden. Als Bruchmoment (M_u) wurde hierbei jeweils das Moment in Feldmitte definiert, bei dem sich eine starke Zunahme der Betonstauchungen (ϵ_{cu}) auf der Balkenoberseite zeigte. Weiterhin sind die zu dieser Belastung zugehörigen Bewehrungsdehnungen (ϵ_{fu}) sowie die Verformungen in Feldmitte (w_{Mu}) aufgeführt sowie das maximal aufgebrachte Biegemoment (M_{max}) und das Moment bei Einsetzen der Rissbildung (M_{cr}).

Tabelle 3-9: Versuchsergebnisse der Biegetragversuche

Bezeichnung	M_{max}	M_{cr}	M_u	ϵ_{cu}	ϵ_{fu}	w_{Mu}	Bruchursache
	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[%]	[%]	[mm]	
B_47_8_1	10,2	1,1	9,4	-4,5	12,0	33,9	Biegedruck
B_47_8_2	9,6	1,4	9,1	-4,1	13,1	37,2	Biegeschub
B_47_8_3	7,6	-	7,1	-5,0	11,5	34,8	Biegedruck
B_47_16_4	13,1	-	12,0	-3,9	4,3	21,7	Biegedruck
B_47_16_5	12,5	1,6	10,4	-2,8	3,9	22,5	Biegedruck
B_47_16_6	12,8	1,4	12,3	-3,1	4,3	18,5	Biegedruck
B_61_8_1	5,0	0,7	4,5	-3,2	6,5	21,1	Biegedruck
B_61_8_2	5,6	0,8	4,3	-3,4	6,3	20,3	Biegedruck
B_61_8_3	5,5	0,6	4,3	-3,0	5,8	18,7	Biegedruck
B_61_16_4	-	-	-	-	-	-	Biegeschub
B_61_16_5	6,9	-	6,3	-3,0	2,1	13,0	Biegedruck
B_61_16_6	6,2	-	4,2	-2,0	1,3	8,3	Biegedruck
B_NC_8_1*	33,2	8,0	33,2	-4,7	-	-	Biegedruck
B_NC_8_2*	30,1	4,3	30,1	-4,9	-	47,1	Biegedruck
B_NC_16_3*	59,5	6,8	59,5	-5,5	-	30,4	Biegedruck
B_NC_16_4*	45,9	5,9	45,9	-4,3	-	32,6	Biegedruck

*s. [122]

3.4 VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

3.4.1 Versuchsaufbau

Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Querschnitten ohne Querkraftbewehrung wurden Balken mit Rechteckquerschnitt in einem 3-Punkt-Biegeversuch bis zum Versagen belastet (Bild 3-20). Die Einleitung der Last erfolgte über ein orthogonal zur Ansicht angeordnetes Stahlprofil. Der Kontaktbereich zwischen Stahlprofil und Probekörper wurde zum Ausgleich der fertigungsbedingten Unebenheiten mit einer Nivelliermasse verfüllt. Der Abstand zwischen Lasteinleitung und Auflager wurde so gewählt, dass der in 2.3.4 beschriebene direkte Eintrag der Last in das Auflager vermieden wird ($a/d > 3,0$). Zur Vermeidung eines vorzeitigen Biegeversagens wurde aufgrund des in [123] beschriebenen „kanischen Schubtals“ eine Schubslankheit $< a/d = 4,5$ gewählt. In Folge der Versuchsanordnung stellte sich zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern ein konstanter Querkraftverlauf ein. Zur Sicherstellung eines definierten Versagensbereiches wurde im Bereich B1 eine Querkraftbewehrung angeordnet, wodurch von einem Versagen im Bereich B2 ausgegangen werden konnte (Bild 3-20 und Bild 3-21).

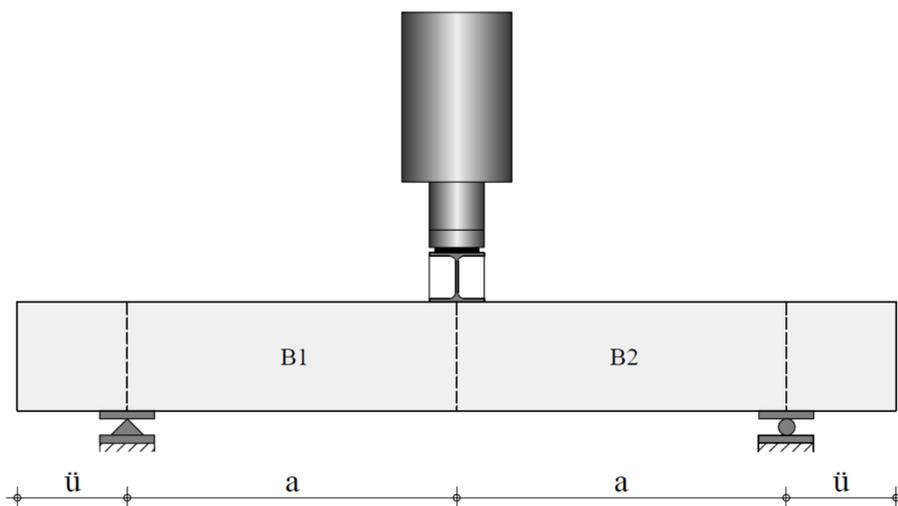


Bild 3-20: Aufbau Querkraftversuche Betontraganteil

Der Bereich B2 war ausschließlich mit einer Längsbewehrung (Pos. 3, Bild 3-21) an der Biegezugseite, hier der Balkenunterseite, des Rechteckquerschnittes bewehrt. Die kurzen dazu quer verlaufenden Stäbe (Pos. 1, Bild 3-21) dienten lediglich dem Einbau und der Sicherstellung der Betondeckung für die Längsbewehrung. Im Bereich B1 wurden die in 3.1.3 beschriebenen Doppelkopfanke (Pos. 98) über die gesamte Querschnittshöhe als Querkraftbewehrung vorgesehen.

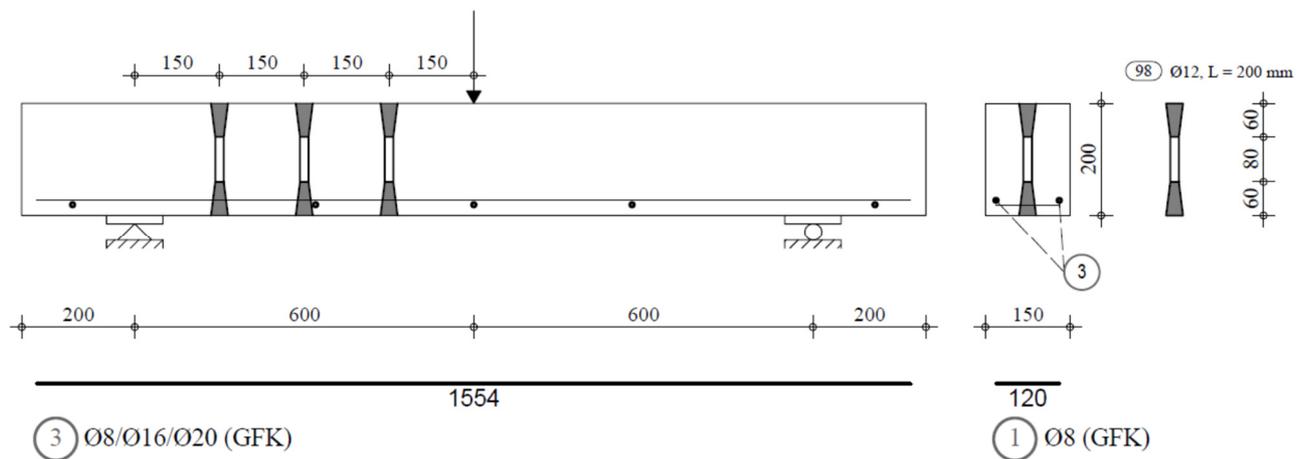


Bild 3-21: Bewehrung Querkraftversuche Betontraganteil

Das Einfüllen des Betons erfolgte von der Balkenoberseite. Zur Verdichtung des Frischbetons wurde ein Stabinnenrüttler verwendet. Die Probe- und Begleitprobekörper wurden einen Tag nach der Betonage ausgeschalt und anschließend bei Normalklima (20°C, 50 % r. L.) gelagert. Die Nachbehandlung erfolgte mittels einseitig folienkaschierter, wassergetränkter Zellstofftücher.

3.4.2 Untersuchungsprogramm

Das Untersuchungsprogramm für die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung umfasste insgesamt 21 Balkenversuche. Es wurden drei verschiedene Längsbewehrungsgehalte je Betonart vorgesehen. Bei den Balken aus HPAC erfolgte die Ermittlung der Tragfähigkeit bei planmäßig gleichen Parametern über eine Dreifachbestimmung, bei den Referenzversuchen aus NC mittels einer Einfachbestimmung. Tabelle 3-10 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Versuche mit den zugehörigen relevanten Parametern.

Die wesentlichen Untersuchungsparameter waren:

- Längsbewehrungsgehalt (ρ_l),
- Betondruckfestigkeit (f_c) bzw. Betonrohddichte (ρ_{roh}),
- Betonart (HPAC/NC).

Tabelle 3-10: Untersuchungsprogramm Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung

Bezeichnung	a	b	h	d	a/d	A _f	ρ _i	f _{cm}	f _{ctm,sp}	E _{cm}	ρ _{roh}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/dm ³]
V_47_8_1	600	148	196	165	3,6	101	0,4	23,6	1,87	7.999	1,39
V_47_8_2	600	148	198	168	3,6	101	0,4	23,3	2,01	6.146	1,36
V_47_8_3	600	149	198	170	3,5	101	0,4	21,5	1,90	7.884	1,42
V_47_16_1	600	151	200	167	3,6	402	1,6	12,3	1,93	6.324	1,35
V_47_16_2	600	150	200	166	3,6	402	1,6	16,9	2,03	6.476	1,38
V_47_16_3	600	151	200	168	3,6	402	1,6	13,9	1,49	6.385	1,31
V_47_20_1	600	149	199	164	3,7	628	2,6	22,8	2,07	7.633	1,31
V_47_20_2	600	148	198	164	3,7	628	2,6	23,3	1,84	7.944	1,34
V_47_20_3	600	148	197	159	3,8	628	2,7	21,5	1,90	7.884	1,37
V_61_8_1	600	149	200	174	3,5	101	0,4	11,1	1,15	3.398	1,02
V_61_8_2	600	148	201	173	3,5	101	0,4	10,5	1,18	4.116	0,99
V_61_8_3	600	150	199	172	3,5	101	0,4	11,0	1,11	3.735	0,99
V_61_16_1	600	151	200	169	3,6	402	1,6	5,4	0,65	5.101	1,04
V_61_16_2	600	149	200	166	3,6	402	1,6	8,4	1,01	3.540	1,01
V_61_16_3	600	148	200	168	3,6	402	1,6	8,4	0,99	3.525	1,01
V_61_20_1	600	149	199	167	3,6	628	2,5	11,2	1,07	3.458	1,02
V_61_20_2	600	147	200	166	3,6	628	2,6	10,5	1,20	3.587	1,01
V_61_20_3	600	148	200	167	3,6	628	2,5	11,0	1,11	3.651	1,00
V_NC_8_1	600	152	204	163	3,7	101	0,4				
V_NC_16_1	600	151	204	161	3,7	402	1,7	38,3	4,01	24.993	2,27
V_NC_20_1	600	152	204	166	3,6	628	2,5				

3.4.3 Versuchsdurchführung

In Bild 3-22 ist die bei den Versuchen verwendete Messtechnik dargestellt. Zur Erfassung der Betondehnungen wurden induktive Wegaufnehmer auf der Vorder- und Rückseite an der Seitenfläche an der Oberkante des Balkens (WA1+1') in Feldmitte angebracht. Ergänzend erfolgten die Messungen der Betondehnungen auf der Vorder- und Rückseite mittels Setzdehnungsmessgerät (SDM1+1') auf halber Querschnittshöhe des Balkens. Weiterhin wurden drei induktive Wegaufnehmer im Bereich der Lasteinleitung (T4, T5, T6) zur Messung der vertikalen Bauteilverschiebungen vorgesehen. Die Dehnung der Biegebewehrung wurde über die auf den

Bewehrungsstäben applizierten Dehnungsmessstreifen (Li_Vo/Hi, Mi_Vo/Hi, Re_Vo/Hi) in Höhe der Stabachse erfasst. Zur Bestimmung von Änderungen bei der Querschnittshöhe wurde die Differenz zwischen Balkenober- und Balkenunterseite mittig zwischen Lasteinleitung und den Auflagern mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern (WQS_1/2) fortlaufend im Bereich B1 und B2 erfasst. Des Weiteren erfolgte die Aufzeichnung des Ankerschlupfes über die Messung der Differenz zwischen Ankerstab und Beton (T1+1', T2+2', T3+3'). Die Aufzeichnung der Messwerte erfolgte mit einer Abtastrate von 5 Hz.

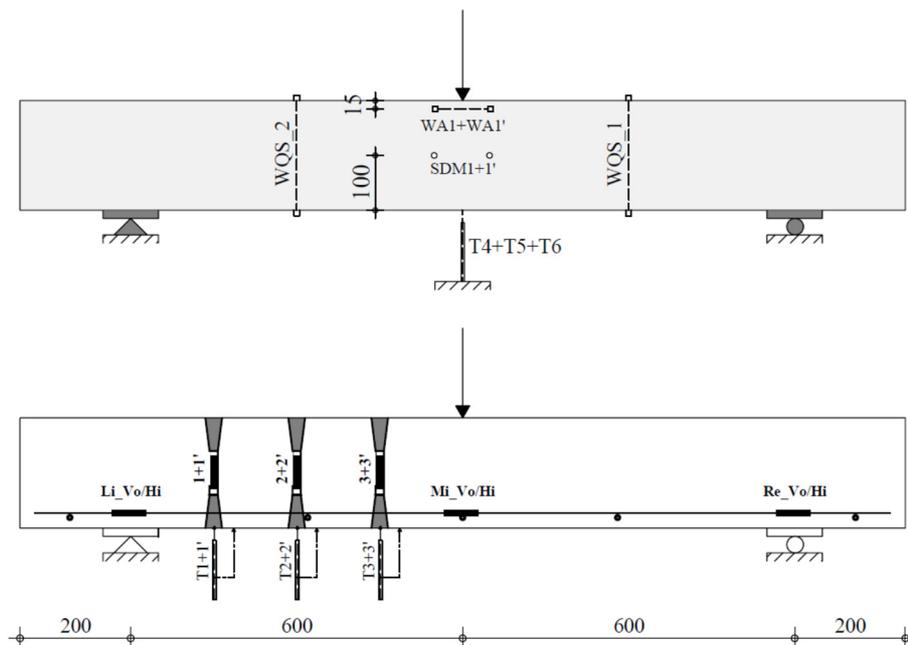


Bild 3-22: Messtechnik Querkraftversuche Betontraganteil auf Beton (o.) und Bewehrung (u.)

Die Probekörper wurden über einen servohydraulischen Einzelprüfzylinder mit einer Kapazität von 400 kN mit einer Geschwindigkeit von 2,0 mm/min stufenweise belastet. Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit (Übergang in den Zustand II) erfolgte eine Laststeigerung um 1 kN. Die weiteren Laststufen entsprachen unter Annahme eines ideal-spröden Verlaufes der Betondruckspannungen einer rechnerischen Steigerung der Zugspannung in der Bewehrung von 10 MPa. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurden die Versuche angehalten, sobald sich hinsichtlich der Verformungen ein Gleichgewichtszustand einstellte. In der jeweiligen Laststufe aufgetretene neue Risse wurden sodann dokumentiert.

3.4.4 Tragverhalten im Versuch

Das während der Versuche beobachtete Tragverhalten wird exemplarisch an sechs ausgewählten Probekörpern erläutert. Anhand der Durchbiegung in Feldmitte war eine Änderung der Laststeigerungsrate nach Erreichen der Betonzugfestigkeit zu erkennen. Auch hier war der Effekt in

Abhängigkeit von dem verwendeten Beton und dem vorliegenden Bewehrungsgehalt unterschiedlich stark ausgeprägt. So wurde der Übergang in den gerissenen Zustand II vor allem bei HPAC47 mit geringem Bewehrungsgehalt von 0,4 % gut sichtbar, während der Übergang bei Probekörpern mit höheren Bewehrungsgehalten und solchen aus HPAC61 bei der Durchbiegung kaum zu erkennen war. Die anschließende Laststeigerung erfolgte direkt proportional zur Verformung der Träger. Der Bruchzustand stellte sich i. d. R. ohne Vorankündigung durch die plötzliche Abnahme der Last ein. Die erreichten Bruchlasten verhielten sich proportional zu den vorhandenen Bewehrungsgehalten. Auffällig war hier das steifere Tragverhalten der Balken mit einem Bewehrungsgehalt von 1,6 % im Vergleich zu jenen mit einem Bewehrungsgehalt von größer 2,5 % trotz rechnerisch geringerer Flächenträgheit der Querschnitte. Des Weiteren war der Nachbruchbereich bei den Probekörpern mit einem Bewehrungsgehalt von 0,4 % etwas ausgeprägter. (Bild 3-23)

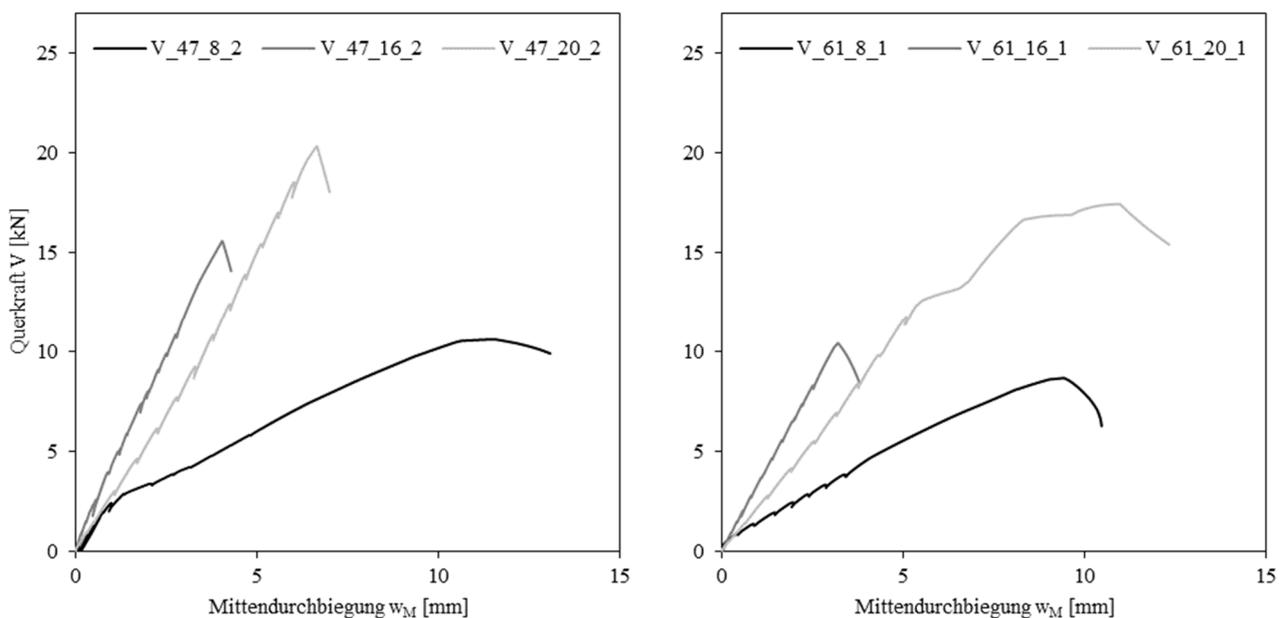


Bild 3-23 Last-Verformungsverhalten von HPAC47/HPAC61 im Querkraftversuch

Auch bei der Aufzeichnung der Bewehrungsdehnung war der Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II durch die Änderung in der Laststeigerungsrate gut zu erkennen. Die Betonstauchung zeigte, bezogen auf die aufgebrachte Last, einen nahezu linearen Anstieg bis zum Erreichen der Bruchlast. Bei den Kurvenverläufen der Betonstauchung konnte ein proportionales Verhältnis zwischen der Steigung und dem vorliegenden Bewehrungsgehalt festgestellt werden. Deutlich ausgeprägter zeigte sich dieses Tragverhalten bei der Bewehrungsdehnung. (Bild 3-24)

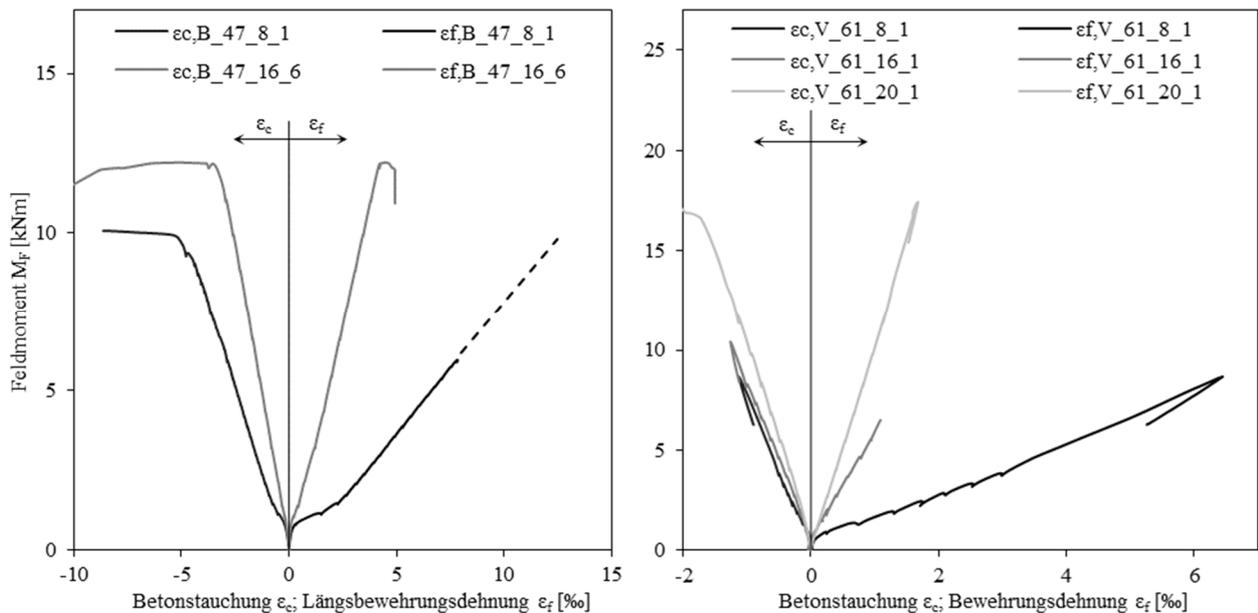


Bild 3-24: Last-Dehnungsverhalten von HPAC47/HPAC61 mit GfK-Bewehrung im Querkraftversuch

Bei den Probekörpern der Querkraftversuche wurden vor der Belastung Vorschäden aus dem Herstellungsprozess festgestellt. Grundsätzlich war eine Zunahme der Vorschädigung bei steigendem Bewehrungsgehalt bei den Probekörpern aus HPAC47 zu erkennen. Die Vorschädigung der Probekörper aus HPAC61 war insgesamt ausgeprägter als bei HPAC47. Darüber hinaus unterschied sich diese durch die teilweise abweichende Richtung der Rissverläufe, wobei hier auch annähernd horizontale Verläufe vorlagen. Ein optisch erkennbarer Zusammenhang zwischen dem Bewehrungsgehalt und dem Grad der Vorschädigung konnte unter anderem dadurch bei HPAC61 nicht festgestellt werden. Dabei handelte es sich vor allem um Risse an der Bauteilunterseite mit Weiten von weniger 0,1 mm (HPAC47) bzw. 0,15 mm (HPAC61). Mit Belastung entstanden zunächst vertikale Risse an der Bauteilunterseite im Bereich der Lasteinleitung, die zum Teil an die Risse der Vorschädigung anschlossen. Im auflagnahen Bereich wiesen die Risse eine zur Bauteiloberseite zunehmende Krümmung in Richtung der Belastung auf. Auf der Seite ohne Querkraftbewehrung bildete sich ein kritischer, bogenförmiger Schubriss, dessen Entstehung mit einem Absinken der Kolbenkraft einherging. Nach Erreichen der Schubrisslast traten vor allem bei höheren Bewehrungsgraden horizontale Risse in Höhe der Bewehrungslage auf, die bis über die Auflagerachse hinausreichten. Die kritischen Schubrisse wiesen unabhängig von der vorliegenden Bewehrung und dem verwendeten Beton einen ähnlichen Verlauf auf. Lediglich die Risse aus der Vorschädigung, insofern diese im Entstehungsbereich des kritischen Schubrisses vorlagen, hatten hier einen Einfluss auf das Rissbild. (Bild 3-25 und Bild 3-26)

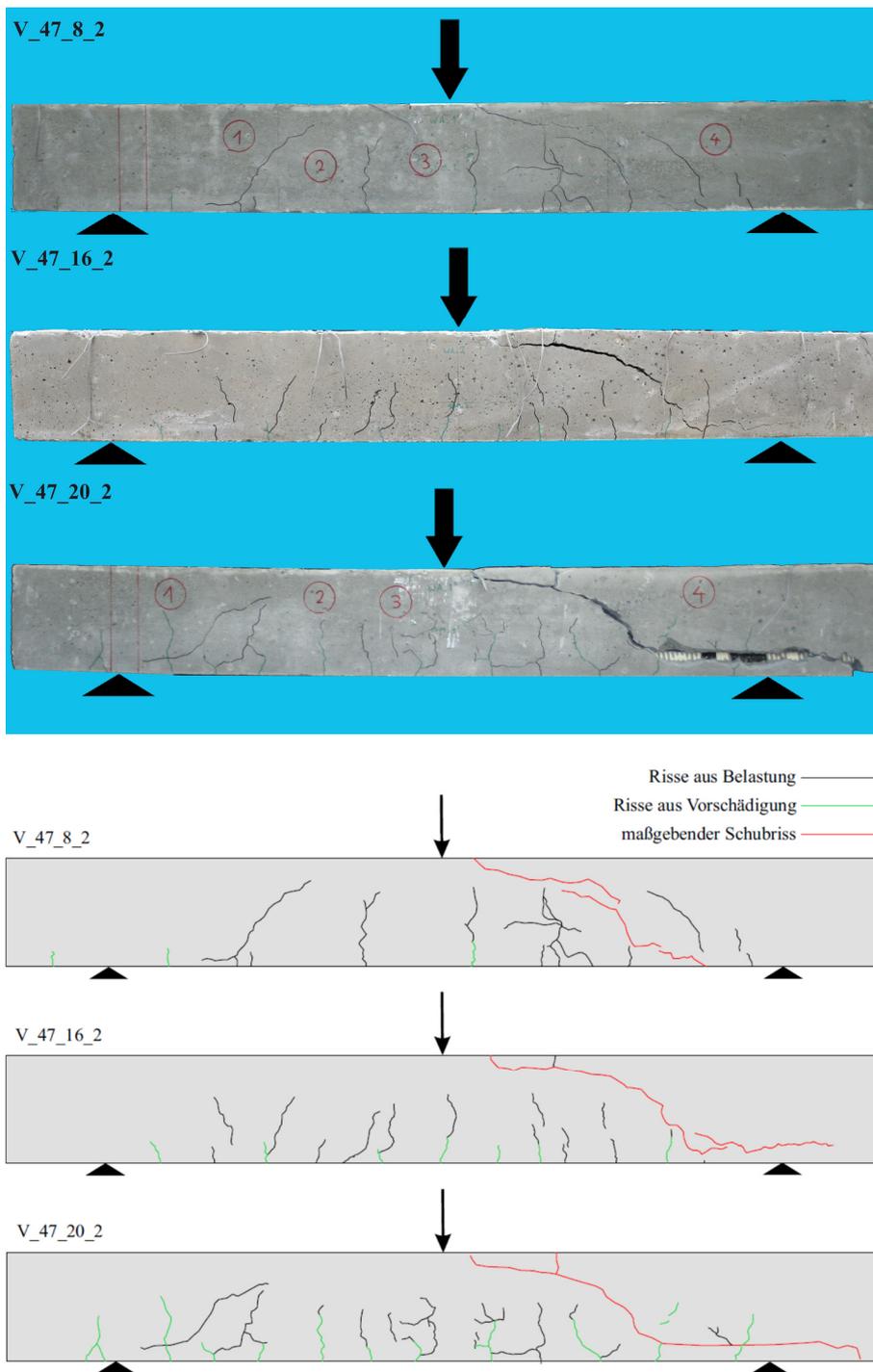


Bild 3-25: Rissbilder nach Überlastung im Querkraftversuch HPAC47

Bei den Versuchen V_61_20_1 und V_61_20_2 entstanden steile, schräg verlaufende Trennrisse auf der Seite mit Querkraftbewehrung, bevor es zur Fortführung der kritischen Schubrisse bis zur Bauteiloberseite der Probekörper auf der Seite ohne Querkraftbewehrung kam. In diesen Fällen ergab sich daher im Vergleich zu allen anderen durchgeführten Versuchen ein grundsätzlich abweichendes Rissbild nach der Überlastung der Probekörper. (Bild 3-26)

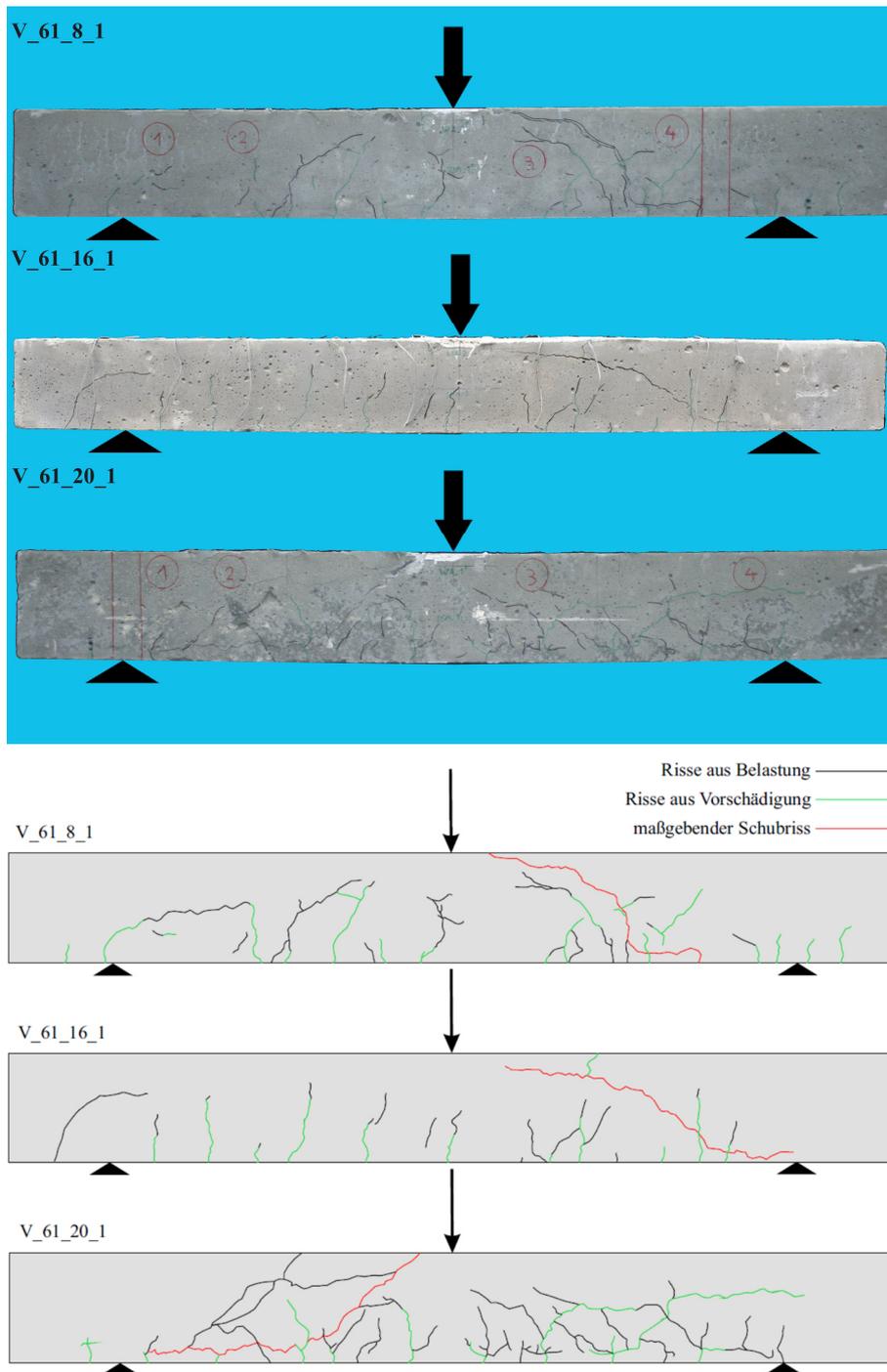


Bild 3-26: Rissbilder nach Überlastung im Querkraftversuch HPAC61

In Tabelle 3-11 sind die Schubrisslasten und Bruchlasten der Querkraftversuche der Bauteile ohne Querkraftbewehrung sowie die wichtigsten zugehörigen Parameter aufgeführt. Weitere Ergebnisse können Absatz A.3.4 des Anhangs entnommen werden. Die erreichten Maximallasten wichen zum Teil erheblich und ohne systematischen Zusammenhang von den Schubrisslasten ab. Die Schubrisslast verhielt sich proportional zu dem vorhandenen Bewehrungsgehalt. Ebenso war ein

deutlicher Einfluss der Betondruckfestigkeit, bzw. Betonart erkennbar. Mit Ausnahme der Versuche V_61_20_1/2 stellte sich bei allen Probekörpern durch die diagonal zwischen Druck- und Zugzone verlaufenden Trennrisse auf der Seite ohne Querkraftbewehrung (B2) der gleiche Versagensmodus eines Biegeschubbruchs ein.

Tabelle 3-11: Versuchsergebnisse der Querkraftversuche ohne Querkraftbewehrung

Versuch	ρ_l [%]	f_{cm} [MPa]	$f_{ctm,sp}$ [MPa]	ρ_{roh} [kg/dm ³]	V_{cr} [kN]	V_u [kN]	Bruchursache
V_47_8_1	0,41	23,6	1,87	1,39	9,5	13,2	Biegeschub B2
V_47_8_2	0,41	23,3	2,01	1,36	11,4	11,4	
V_47_8_3	0,40	21,5	1,90	1,42	11,0	11,0	
V_47_16_1	1,59	12,3	1,93	1,35	15,5	15,7	
V_47_16_2	1,62	16,9	2,03	1,38	17,0	17,2	
V_47_16_3	1,59	13,9	1,49	1,31	15,7	15,8	
V_47_20_1	2,57	22,8	2,07	1,31	21,4	29,4	
V_47_20_2	2,60	23,3	1,84	1,34	21,1	21,4	
V_47_20_3	2,67	21,5	1,90	1,37	19,8	25,1	
V_61_8_1	0,39	11,1	1,15	1,02	8,5	9,2	Biegeschub B2
V_61_8_2	0,39	10,5	1,18	0,99	10,4	10,5	
V_61_8_3	0,39	11,0	1,11	0,99	9,6	9,6	
V_61_16_1	1,58	5,4	0,65	1,04	11,6	11,6	
V_61_16_2	1,63	8,4	1,01	1,01	12,8	12,8	
V_61_16_3	1,62	8,4	0,99	1,01	13,9	14,0	
V_61_20_1	2,53	11,2	1,07	1,02	17,5	17,6	Biegeschub B1
V_61_20_2	2,57	10,5	1,20	1,01	16,8	17,6	Biegeschub B1
V_61_20_3	2,55	11,0	1,11	1,00	11,6	11,6	Biegeschub B2
V_NC_8_1	0,41	38,3	4,01	2,27	15,8	17,3	Biegeschub B2
V_NC_16_1	1,65	38,3	4,01	2,27	29,8	31,9	
V_NC_20_1	2,49	38,3	4,01	2,27	31,3	31,9	

3.5 VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

3.5.1 Versuchsaufbau

Die experimentellen Untersuchungen des Tragverhaltens von Bauteilen mit Querkraftbewehrung erfolgten an profilierten Querschnitten mit einem 10 cm breiten Steg. Mit diesen Versuchen sollten Erkenntnisse zum Schubzug- bzw. Schubdruckversagen von Bauteilen aus HPAC mit Querkraftbewehrung gewonnen werden. Alle Träger wurden hierzu in einem 3-Punkt-Biegeversuch bis zum Versagen belastet. Die Lasteinleitung erfolgte über ein orthogonal zur Ansicht angeordnetes Stahlprofil, welches durch eine Nivelliermasse einen flächigen Kontakt zur Bauteiloberfläche

aufwies. Die Probekörper hatten eine Gesamtlänge von 3,10 m. Das Verhältnis der Abstände zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern wurde so gewählt, dass kein direkter Lasteintrag in die Auflager zu erwarten war ($a/d > 3,0$). Aufgrund der Versuchsanordnung stellte sich zwischen der Lasteinleitung und den Auflagern ein konstanter Querkraftverlauf ein: Im Bereich B1 lag jeweils ein höherer Querkraftbewehrungsgehalt als im Bereich B2 vor. (Bild 3-27 & Bild 3-28)

Ansicht

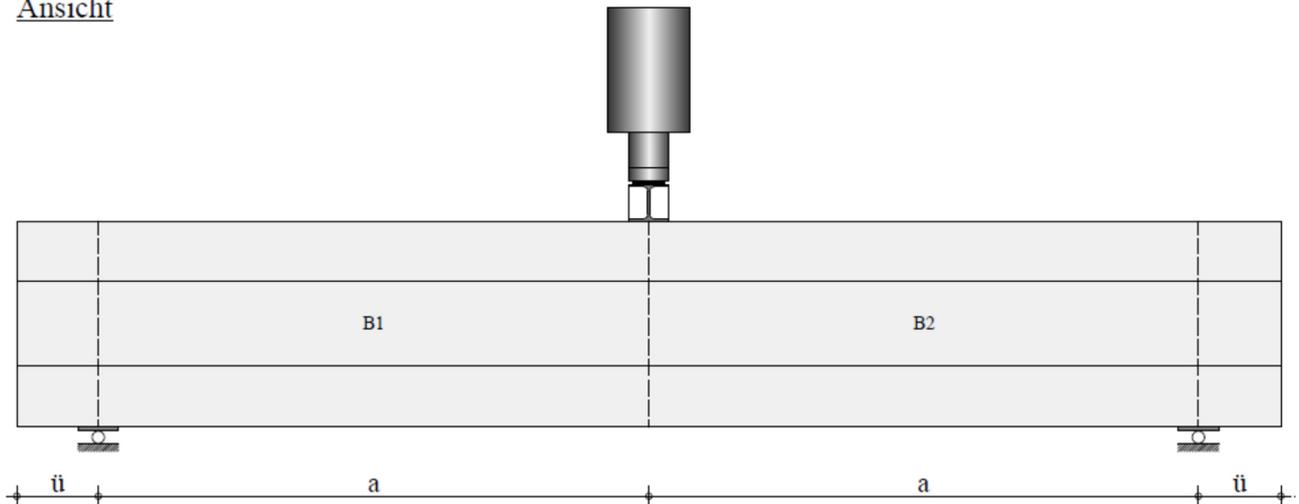


Bild 3-27: Aufbau Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung

Zur Vermeidung eines Biegetragversagens erfolgte bei allen Probekörpern die Anordnung eines ausgeprägten Druckgurtes an der Trägeroberseite sowie eines hohen GfK-Längsbewehrungsquerschnittes (Pos. 3, Bild 3-28). Konstruktiv bedingt wurde des Weiteren eine Verbügelung der Druck- und Zuggurte mittels übergriffenen GfK-Steckern (Pos. 1&2, Bild 3-28) sowie eine Längsbewehrung im Druckgurt (Pos. 4, Bild 3-28) eingebaut. Für die Querkraftbewehrung wurden die in 3.1.3 beschriebenen GfK-Doppelkopfstäbe (Pos. 99, Bild 3-28) verwendet. Die unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgehalte wurden über die Variation der Abstände zwischen der Querkraftbewehrung in Längsrichtung der Träger (s_1 bzw. s_2) erreicht. (Bild 3-28)

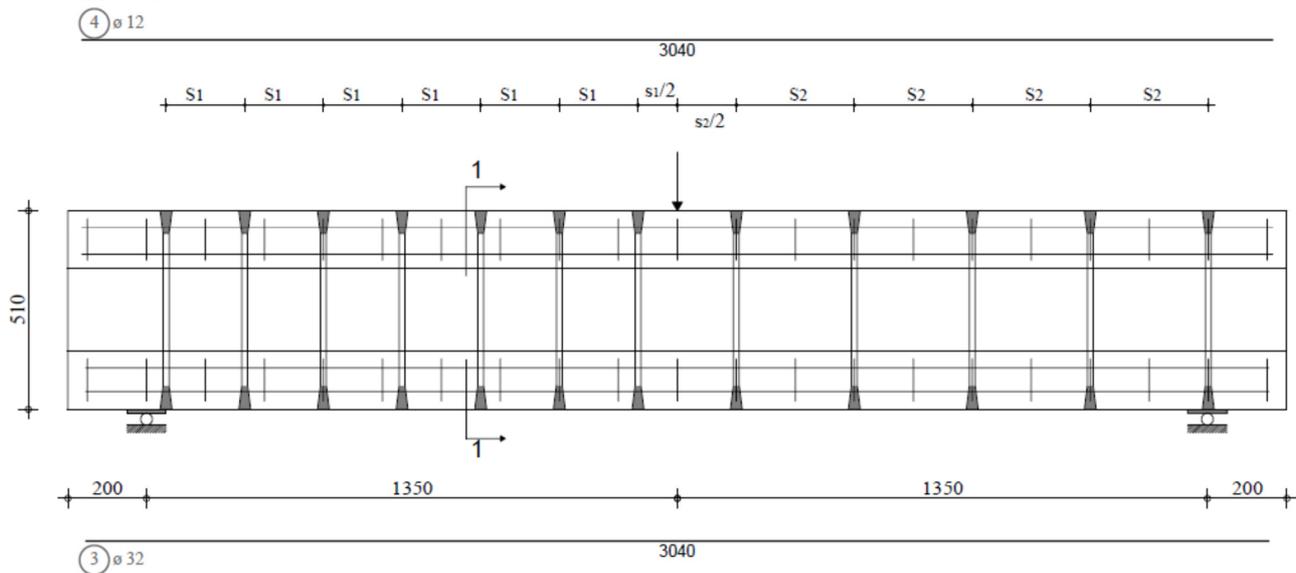
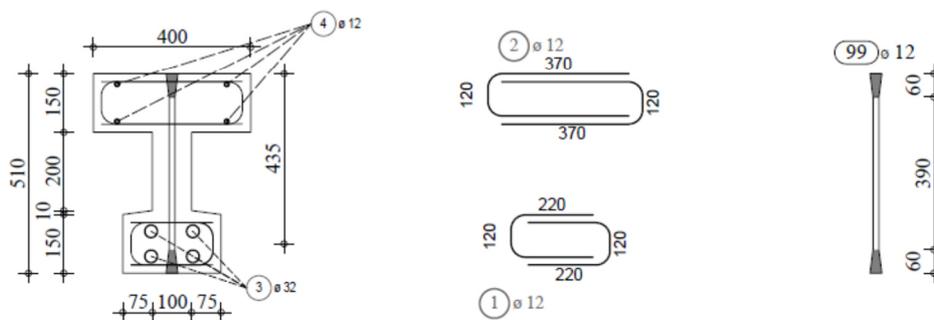
AnsichtSchnitt 1 - 1

Bild 3-28: Bewehrung Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung

3.5.2 Untersuchungsprogramm

Es wurden insgesamt 9 Träger mit Querkraftbewehrung untersucht. Bei den Probekörpern aus HPAC erfolgte die Ermittlung der Tragfähigkeit bei planmäßig gleichen Parametern über eine Zweifachbestimmung. Für HPAC47 und HPAC61 wurden je zwei verschiedene Querkraftbewehrungsanordnungen untersucht. Zu Referenzzwecken wurde ein Träger mit einem Querkraftbewehrungsgehalt von $\rho_{w,1/2} = 1,13 / 0,57 \%$ aus NC beprobt. Die wesentlichen Untersuchungsparameter waren:

- Querkraftbewehrungsgehalt (ρ_w),
- Betondruckfestigkeit (f_c) bzw. Betonrohddichte (ρ_{roh}),
- Betonart (HPAC/NC).

Tabelle 3-12 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Versuche und der zugehörigen relevanten Parameter.

Tabelle 3-12: Untersuchungsprogramm Querkrafttragfähigkeit mit Querkraftbewehrung

Bezeichnung	a	d	ρ_l	b_w	$\rho_{w,1}$	$\rho_{w,2}$	f_{cm}	$f_{ctm,sp}$	E_{cm}	ρ_{roh}
	[mm]	[mm]	[%]	[mm]	[%]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/dm ³]
V_47_0,57-0,38_1	1.350	43,5	4,9	100	0,57	0,38	23,7	2,35	8.240	1,30
V_47_0,57-0,38_2	1.350	43,5	4,9	100	0,57	0,38	23,2	1,63	8.460	1,29
V_47_1,13-0,57_1	1.350	43,5	4,9	100	1,13	0,57	21,4	1,97	8.198	1,30
V_47_1,13-0,57_2	1.350	43,5	4,9	100	1,13	0,57	23,8	1,73	8.338	1,33
V_61_0,57-0,38_1	1.350	43,5	4,9	100	0,57	0,38	10,9	0,99	5.003	1,04
V_61_0,57-0,38_2	1.350	43,5	4,9	100	0,57	0,38	11,6	1,02	5.204	0,99
V_61_1,13-0,57_1	1.350	43,5	4,9	100	1,13	0,57	10,9	1,05	4.594	1,01
V_61_1,13-0,57_2	1.350	43,5	4,9	100	1,13	0,57	11,0	1,20	5.627	0,99
V_NC_1,13-0,57_1	1.350	43,5	4,9	100	1,13	0,57	38,1	4,01	24.993	2,27

3.5.3 Versuchsdurchführung

Während der Versuche erfolgte die Aufzeichnung der Kraft des Prüfzylinders sowie die zugehörigen Werte der in Bild 3-29 dargestellten Messelemente mit einer Abtastrate von 5 Hz. Hierbei wurden durch auf den Beton geklebte oder gerichtete induktive Wegaufnehmer die Durchbiegung in Feldmitte (T_{M_1+2}), die dortigen Betondehnungen (WA_U , $WA_{M+M'}$) sowie die Betonstauchungen ($WA_{O+O'}$) erfasst. Durch die Vermessung der Differenz zwischen Ober- und Unterkante des Probekörpers erfolgte die Erfassung der Höhenänderung des Querschnittes im Abstand von 50 cm zur Auflagerachse in den Bereichen B1 und B2 ($WQS_{1+1'}$; $WQS_{2+2'}$). Nach Entstehung des mutmaßlich maßgebenden Schubrisses wurde dessen Rissbreite dokumentiert und die Entwicklung im weiteren Verlauf erfasst (WA_{Ri_1+2}).

Bei der Querkraftbewehrung wurde die Dehnung in der Mitte Ankerstäbe über Dehnungsmesstreifen aufgezeichnet ($DMS_{1-1...7/13}$, $DMS_{2-1+1'...5+5'/7+7'}$). Dies erfolgte im Bereich B1 an der Vorderseite und im Bereich B2 an der Vorder- und Rückseite der Stäbe. Der Schlupf zwischen Beton und Ankerstab bzw. Ankerkopf und Ankerstab wurde über auf die Betonoberfläche aufgeklebte induktive Wegaufnehmer ($T_{1_1...7/13}$; $T_{2_1...5/7}$) erfasst. Die Aufzeichnung der Dehnung der Längsbewehrung erfolgte über darauf applizierte Dehnungsmesstreifen an der Vorder- und Rückseite in den Auflagerbereichen ($1_{O+O'}/U+U'$; $2_{O+O'}/U+U'$) sowie in Feldmitte ($M_{O+O'}/U+U'$). Der Schlupf der Längsbewehrung wurde an den Stabenden gemessen (1_L , 2_L).

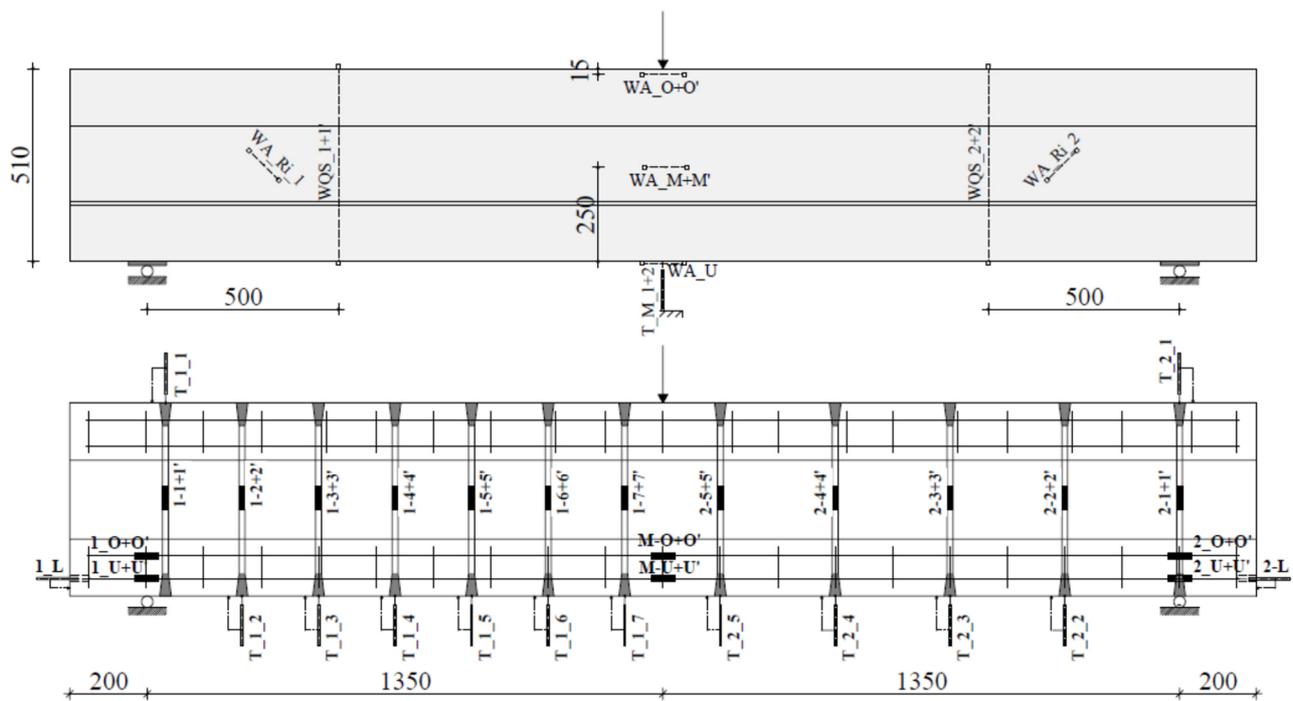


Bild 3-29: Messtechnik Querkraftversuche mit Querkraftbewehrung auf Beton (o.) & Bewehrung (u.)

Die Träger wurden über einen servohydraulischen Einzelprüfzylinder mit einer Kapazität von 1.000 kN bei einer Geschwindigkeit von 2,0 mm/min belastet. Die Belastung erfolgte stufenweise mit einer rechnerischen Steigerung der Zugspannung in der Längsbewehrung von 10 MPa je Laststufe unter Annahme eines ideal-spröden Verlaufes der Betondruckspannungen. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurden die Versuche angehalten, sobald sich hinsichtlich der Verformungen ein Gleichgewichtszustand einstellte. In der jeweiligen Laststufe aufgetretene neue Risse wurden sodann dokumentiert. Mit Ankündigung des Versagenszustandes erfolgte die kontinuierliche Belastung der Probekörper, bis keine weitere Lastzunahme bzw. eine deutliche und sich fortsetzende Lastabnahme des Prüfzylinders festgestellt werden konnte.

3.5.4 Tragverhalten im Versuch

Bei niedrigem Lastniveau wiesen die Träger aus gleichem Material die gleichen Verformungen in Feldmitte auf. Ein steiferes Tragverhalten der Träger mit den höheren Querkraftbewehrungsgehalten war ab einer Last von ca. 30 kN bei HPAC47 und 20 kN bei HPAC61 zu erkennen. Durch die weggeregeltere Belastung und den Steifigkeitsverlust infolge der sich einstellenden Rissbildung kam es vor allem bei mittlerem Lastniveau und Anhalten des Zylinders zu einem Absinken der Kraft. Der Bruch kündigte sich durch das starke Absinken der Laststeigerungsrate an. (Bild 3-30)

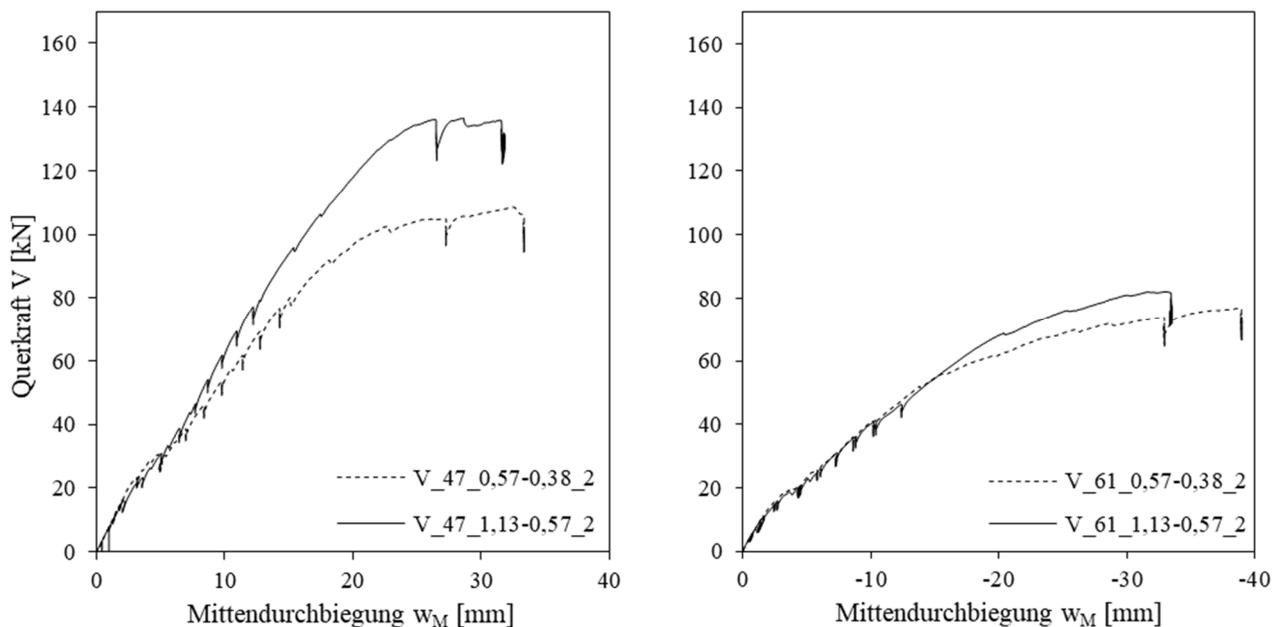


Bild 3-30: Last-Verformungsverhalten I-Profile aus HPAC47/HPAC61 im Querkraftversuch

Bei den Betonstauchungen konnte eine zu den Durchbiegungen vergleichbare Veränderung der Zunahmerate im unteren Lastniveau beobachtet werden. Ebenso war hier der steifigkeitsbedingte Abfall der Zylinderkraft deutlich zu erkennen. Die Betonstauchung wies bis zum Erreichen der Bruchlast in allen Versuchen einen nahezu linearen Zusammenhang zur aufgetragten Last auf. Nach Erreichen der Bruchlast erfolgte eine deutliche Reduzierung der Stauchungszunahmerate mit nichtlinearer Beziehung zur aufgetragten Kraft. Die gemessenen Stauchungen waren größer als bei den in 3.3.4 und 3.4.4 durchgeführten Versuchen. Die Dehnung der Bewehrung zeigte einen durchgängig linearen Zusammenhang zur aufgetragten Last bei geringeren Maxima, als es in den in 3.3.4 beschriebenen Versuchen zum Biegetragverhalten der Fall war. (Bild 3-31)

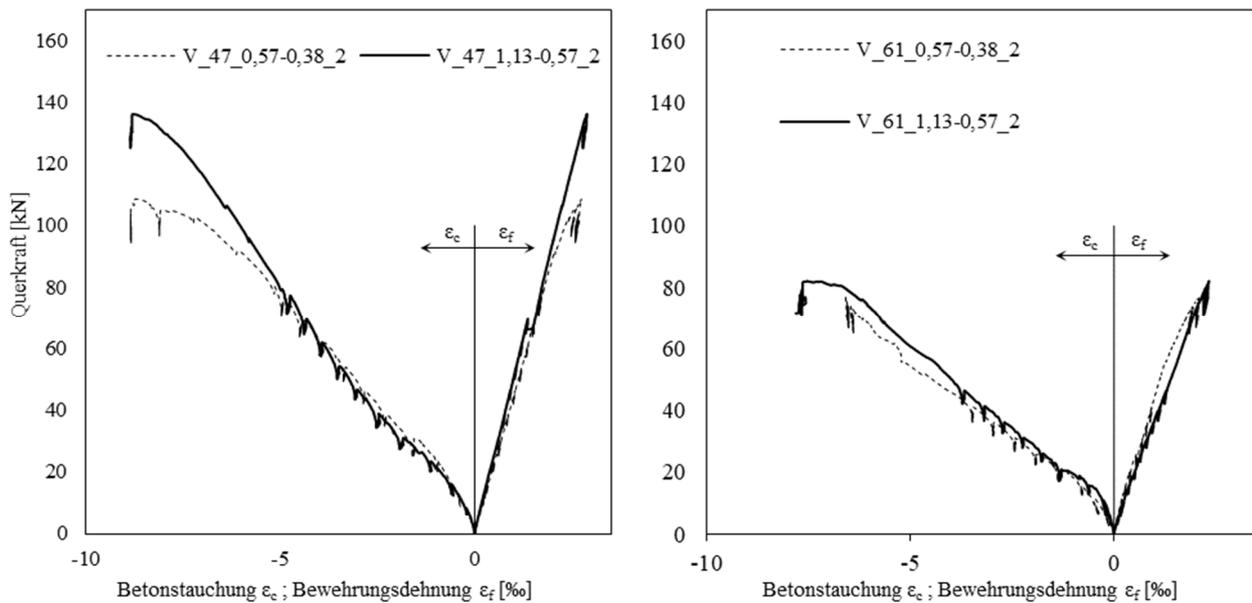


Bild 3-31: Last-Dehnungsverhalten I-Profil aus HPAC47/HPAC61 im Querkraftversuch

Bild 3-32 zeigt das Rissbild im Bereich B2 nach Überlastung sowie den Ankerschlupf und die Dehnung der jeweiligen Ankerstäbe zu ausgewählten Laststufen der Träger aus HPAC47. Hierbei stellten sich im Stegbereich schräge zum Auflager abfallende Risse ein. Zum Teil setzten sich diese im unteren Gurtbereich mit geringerer Neigung gegen die Vertikale fort. Tendenziell waren steilere Rissverläufe in den Stegen der Balken mit höheren Querkraftbewehrungsgehalten zu erkennen. Die im Zuge der Belastung aufgetretenen Risse schlossen zum Teil an die Risse aus der nach der Herstellung erkennbaren Vorschädigung der Träger an. Sowohl der Schlupf als auch die Dehnung der als Querkraftbewehrung verwendeten Doppelkopfanke nahmen zum Auflager zu. Oberhalb der Bruchlasten zeigten sich vor allem bei den höheren Querkraftbewehrungsgehalten sehr große Ankerschlupfwerte der bereits zuvor höchst beanspruchten Ankerreihe bei annähernd gleichbleibender Dehnung der Ankerstäbe. Die Messwerte für den Ankerschlupf waren bei den unteren Laststufen unabhängig von den Querkraftbewehrungsgehalten in einer vergleichbaren Größenordnung. Im Bereich der Bruchlast und im Nachbruchbereich konnte in den Ankerreihen 2-4 bei den höheren Querkraftbewehrungsgehalten ein deutlich erhöhter Schlupf festgestellt werden. Die Daten der Dehnungsmessstreifen auf der Vorderseite der Anker stimmten mit den Daten der rückseitig aufgetragenen Messelemente überein. Die maximalen Ankerdehnungen stellten sich unabhängig von dem vorliegenden Querkraftbewehrungsgehalt ein. Bei einem Teil der Dehnungsmessstreifen kam es zu einem vorzeitigen Funktionsausfall (fehlender Datenpunkt im Diagramm). In diesen Fällen erfolgte eine lineare Verbindung mit der nächstgelegenen Messstelle.

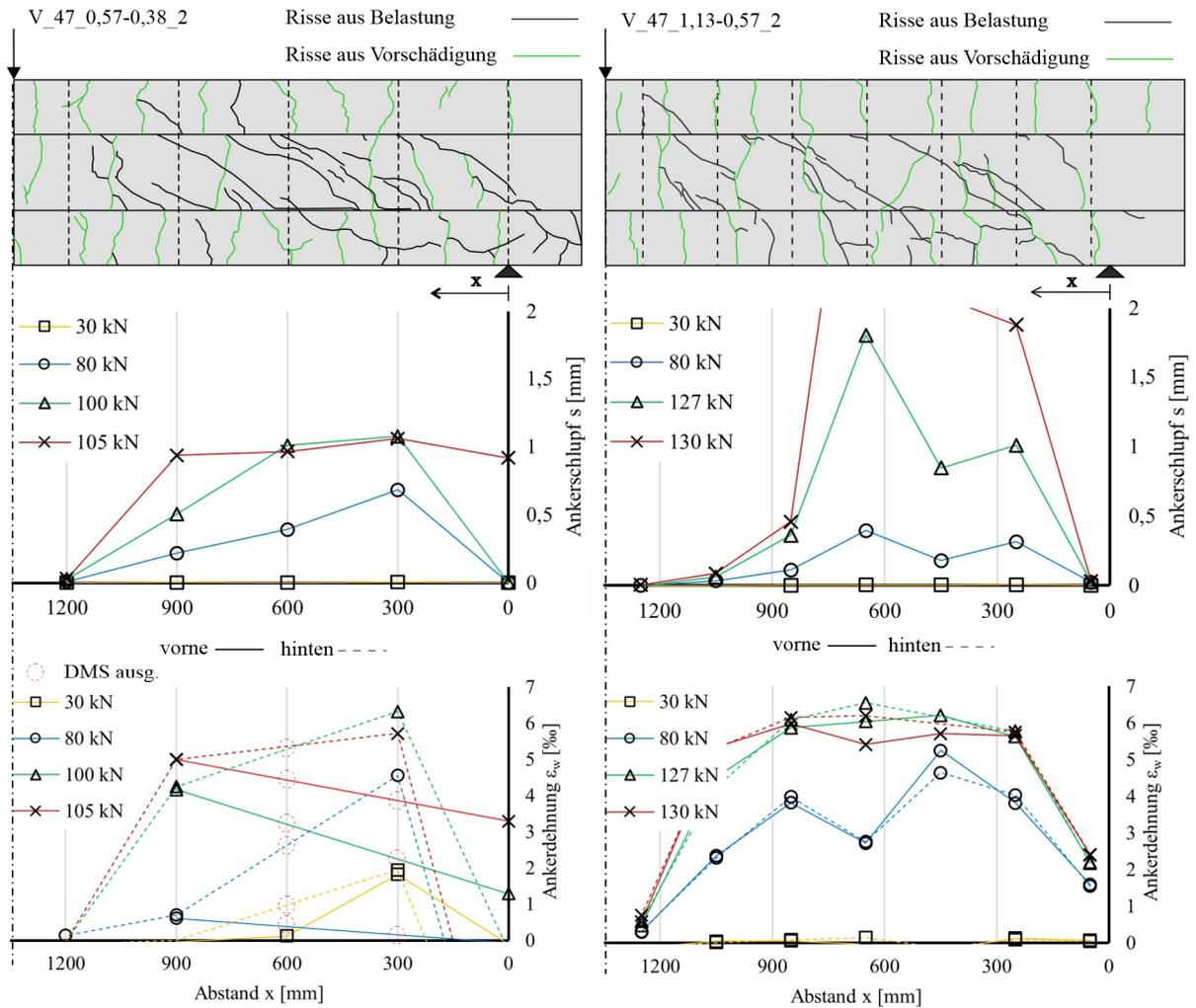


Bild 3-32: Ankerdehnungen und Ankerschlupf in B2 ausgewählter Laststufen bei HPAC47

Die Rissbilder nach Überlastung, Ankerschlupf und Ankerdehnungen im Bereich B2 für die Träger aus HPAC61 sind in Bild 3-33 dargestellt. Grundsätzlich zeigte sich bei qualitativ höherem Maß an Vorschädigung ein vergleichbares Rissbild infolge der Belastung wie bei den Versuchen mit HPAC47. Der Ankerschlupf im Bereich B2 zeigte in Längsrichtung des Trägers mit geringerem Querkraftbewehrungsgehalt einen gleichmäßigen Verlauf mit sinkenden Werten im Bereich der Lasteinleitung und der Auflagerung. Ganz im Gegensatz dazu stiegen die Werte bei den Balken mit größerem Querkraftbewehrungsgehalt zum Auflager hin stark an. Die Ankerdehnungen lagen auch hier unabhängig vom vorliegenden Querkraftbewehrungsgehalt bei einem vergleichbaren Verlauf in einem ähnlichen Wertebereich.

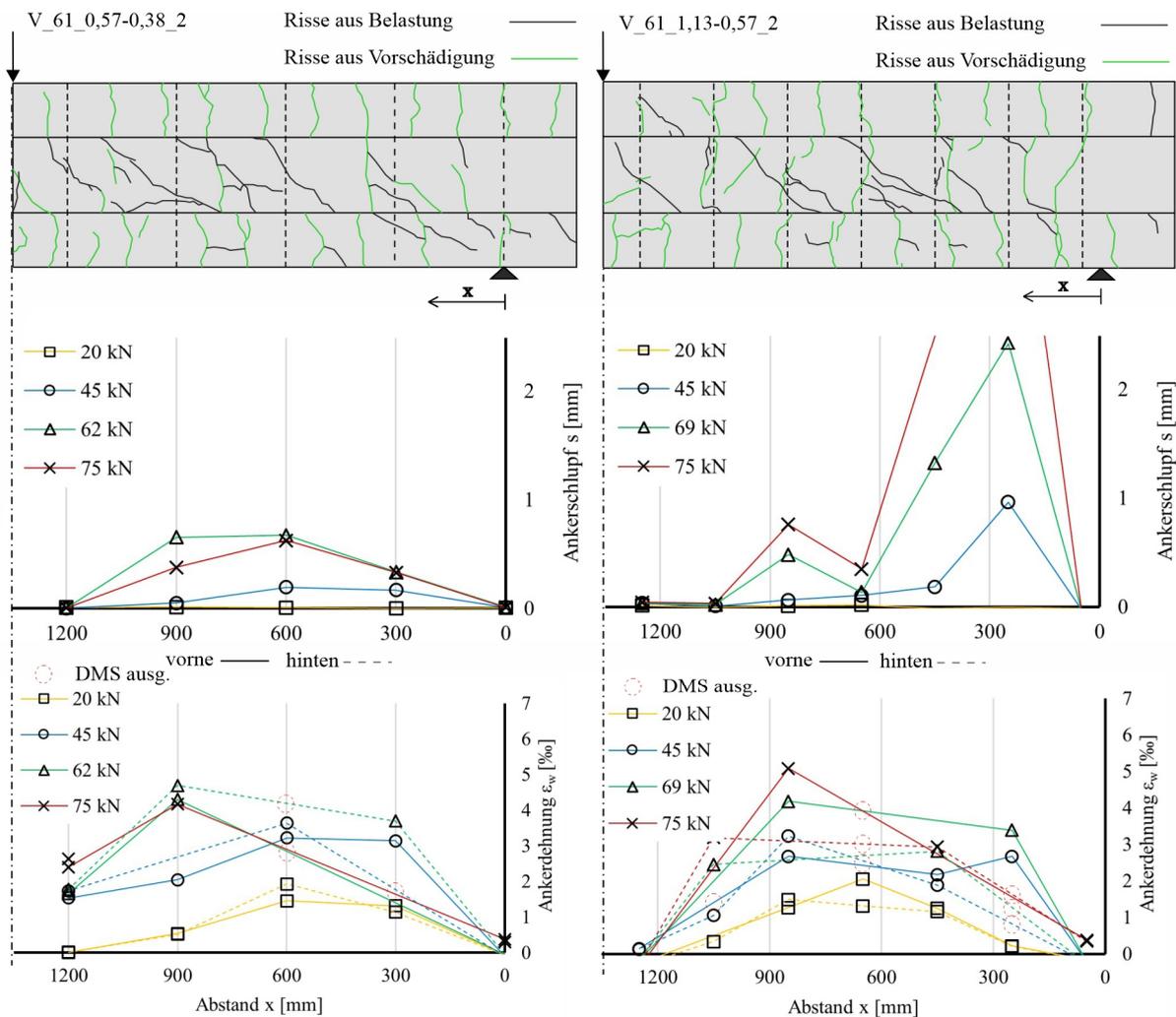


Bild 3-33: Ankerdehnungen und Ankerschlupf in B2 ausgewählter Laststufen bei HPAC61

Tabelle 3-13 zeigt eine Übersicht der Ergebnisse aller durchgeführten Querkraftversuche. Dabei werden neben aus den Versuchsdaten abgeleiteten Bruchlasten die zugehörigen Werte zum Ankertragverhalten, Längsbewehrungstragverhalten in Feldmitte und am Auflager des Bereichs B2 sowie die aufgezeichneten Schubrissse aufgeführt. Bei der Festlegung der Bruchlast war ein wesentliches Merkmal das Schlupfverhalten der Querkraftbewehrung. Hierdurch konnte das Ablösen des Ankerkopfes vom Ankerstab, welches bei allen durchgeführten Versuchen die Versagensursache darstellte, festgestellt werden. Die bei den Querkrafttragversuchen erreichten Ankerdehnungen überstiegen die Werte der in 3.1.3 beschriebenen begleitend durchgeführten Ausziehversuche bei allen verwendeten Betonen wesentlich. Tendenziell konnte jedoch auch hier eine Abhängigkeit der erreichten Höchstwerte zum E-Modul des umgebenden Betons festgestellt werden. Die Dehnung der Längsbewehrung in Feldmitte zeigte eine lineare Beziehung zur aufgetragenen Bruchlast. Anhand der Dehnung im Bereich des Auflagers konnten hohe zu verankernde Lasten festgestellt werden. Die Neigung der maßgebenden Risse zeigt tendenziell ein proportionales Verhältnis zum vorliegenden

Querkraftbewehrungsgehalt. Weiterhin wurden große Öffnungsweiten der Schubrisse festgestellt. Hierbei stellte sich mit einstellender Bruchlast teilweise heraus, dass die zuvor aufgebrachten Messelemente z. T. nicht die maßgebenden Schubrisse, bzw. mehrere Schubrisse innerhalb des Messbereiches erfassten und so keine Rückschlüsse auf Werte einzelner Risse erfolgen konnten. Weitere Ergebnisse können Absatz A.3.5 des Anhangs entnommen werden.

Tabelle 3-13: Versuchsergebnisse Querkrafttragverhalten mit Querkraftbewehrung

Versuch	ε_w	$s_{w,u}$	$\varepsilon_{f,M_O,u}$	$\varepsilon_{f,M_U,u}$	$\varepsilon_{f,2_O,u}$	$\varepsilon_{f,2_U,u}$	$\beta_{r,2,u}$	w_u	V_u	Versagensart
	[‰]	[mm]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[°]	[mm]	[kN]	
V_47_0,57-0,38_1	4,77	0,66	0,90	2,33	1,62	0,87	30	5,65 ³	104	Ankerkopf 2_2
V_47_0,57-0,38_2	6,30	1,00	1,01	2,22	0,83	1,33	29	1,55 ²	100	Ankerkopf 2_2
V_47_1,13-0,57_1	5,78	0,85	1,35	2,53	1,22	- ¹	44	2,66	122	Ankerkopf 2_2
V_47_1,13-0,57_2	6,30	1,71	1,63	2,62	0,25	1,17	35	2,20	127	Ankerkopf 2_4
V_61_0,57-0,38_1	2,46	1,82	0,48	1,73	0,61	0,52	51	1,21 ²	66	Ankerkopf 2_2
V_61_0,57-0,38_2	4,50	0,65	0,23	1,47	1,18	0,22	34	3,28	62	Ankerkopf 2_4
V_61_1,13-0,57_1	3,39	1,51	0,73	2,17	1,05	0,53	37	2,70	77	Ankerkopf 2-3
V_61_1,13-0,57_2	3,39	2,43	0,66	1,70	2,41	1,19	40	5,21 ³	69	Ankerkopf 2_2
V_NC_1,13-0,57_1	7,72	0,27	4,66	5,11	1,68	- ¹	41	0,70	308	Ankerkopf 2_6

¹DMS ausgefallen, ²Messung nicht am maßg. Schubriss, ³mehrere Risse im Messbereich

4 ANALYSEN ZUM BIEGETRAGVERHALTEN VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG

4.1 VERFORMUNGSVERHALTEN

Für den in 3.3.1 beschriebenen 4-Punkt-Biegeversuch kann die Verformung im Falle eines ungerissenen Querschnittes (Zustand I) unter Verwendung der in Bild 4-1 dargestellten Bezeichnungen analytisch über nachfolgende Beziehungen (Gl. (22)+(23)) bestimmt werden (Bereiche B1 und B2 s. Bild 3-14, Herleitung s. Anhang A. 4.1.1):

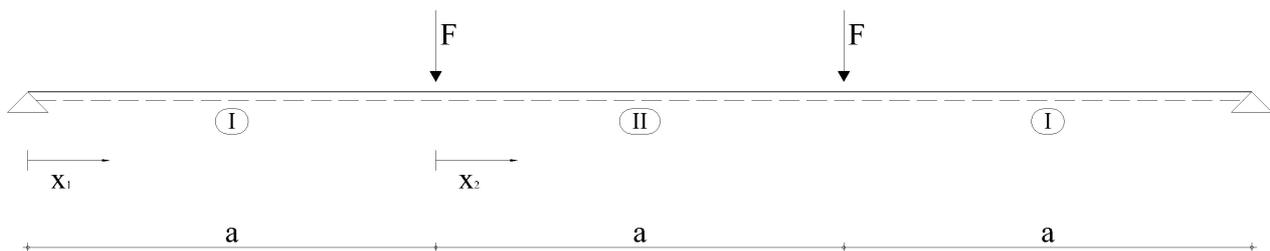


Bild 4-1: Bereiche für lineare DGL bei 4-Punkt-Biegeversuch

Bereich B1:

$$EIw_I(x_1) = -\frac{F}{6} \cdot x_1^3 + F \cdot a^2 \cdot x_1 \quad (22)$$

Bereich B2:

$$EIw_{II}(x_2) = -\frac{F}{2} \cdot x_2^2 + \frac{F \cdot a^2}{2} \cdot x_2 + \frac{5}{6} \cdot F \cdot a^3 \quad (23)$$

Bei der Berechnung der Verformungen wurden aufgrund des geringen E-Moduls von HPAC ideale Querschnittswerte verwendet. Je nach Mischungszusammensetzung und vorliegender Bewehrung ergeben sich hier Abweichungen von bis zu 26 % bezogen auf den reinen Betonquerschnitt.

Für die beiden exemplarisch dargestellten Versuche mit HPAC47 ist unabhängig von der Bewehrungsanordnung eine deutliche Abweichung zu den analytischen Ergebnissen auch in den unteren Lastbereichen zu erkennen (gekennzeichnete Flächen, Bild 4-1). Hierbei zeigt sich bei den Querschnitten mit höheren Bewehrungsgehalten allerdings eine bessere Annäherung an den analytischen Verlauf der Verformungen. Ebenso ist in den unteren Lastbereichen ein steiferes Tragverhalten zu beobachten. (Bild 4-2)

Die dargestellten Ergebnisse der Versuche mit HPAC61 zeigen im Vergleich zu dem analytischen Verlauf bei geringerem Bewehrungsgehalt ebenfalls ein deutlich weiches Tragverhalten. Des

Weiteren deutet sich im unteren Lastbereich eine geringere Steigung als im weiteren Verlauf an. Der Verlauf des Verformungsverhaltens im Versuch mit größerem Bewehrungsquerschnitt weicht erst kurz vor Erreichen der Bruchlast von dem analytisch ermittelten Verlauf ab. Der Grund hierfür ist der für diesen Versuch, auch im Vergleich mit solchen gleicher Mischungszusammensetzung, geringe E-Modul sowie der sich dadurch ergebende dominierende Einfluss der Bewehrung auf die Gesamtsteifigkeit. (Bild 4-3)

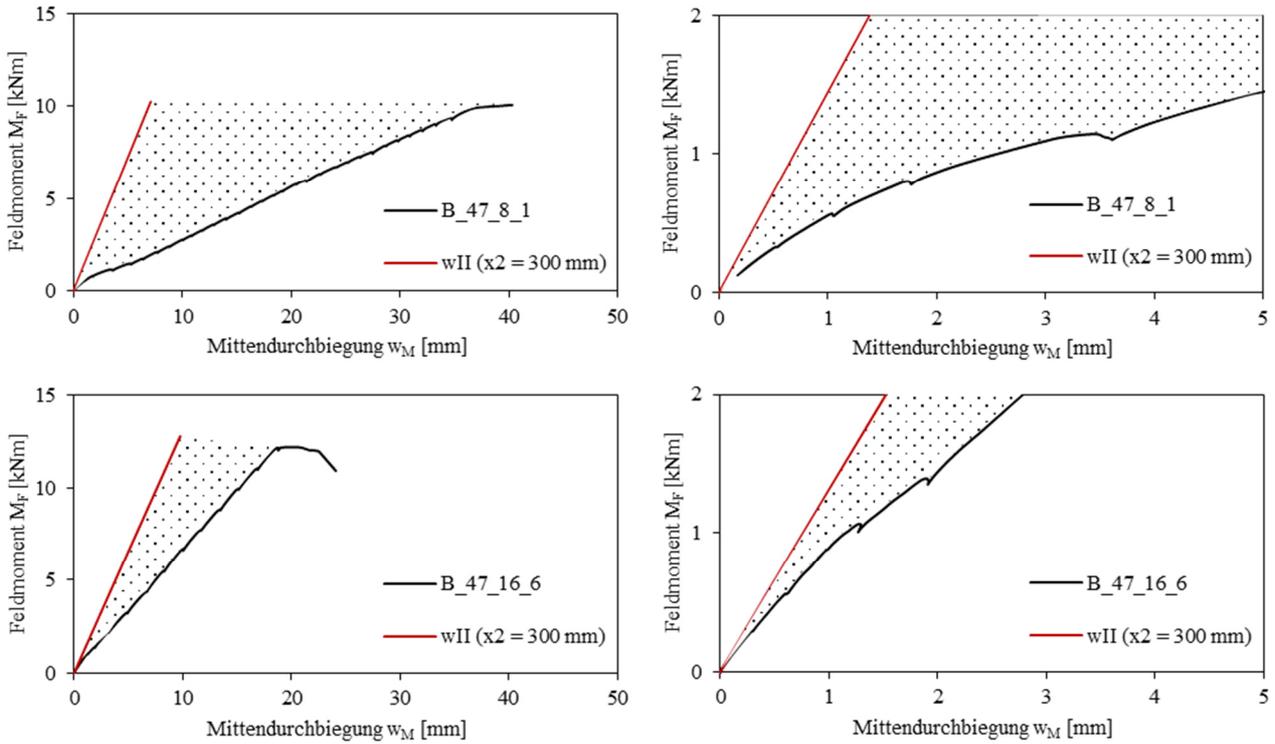
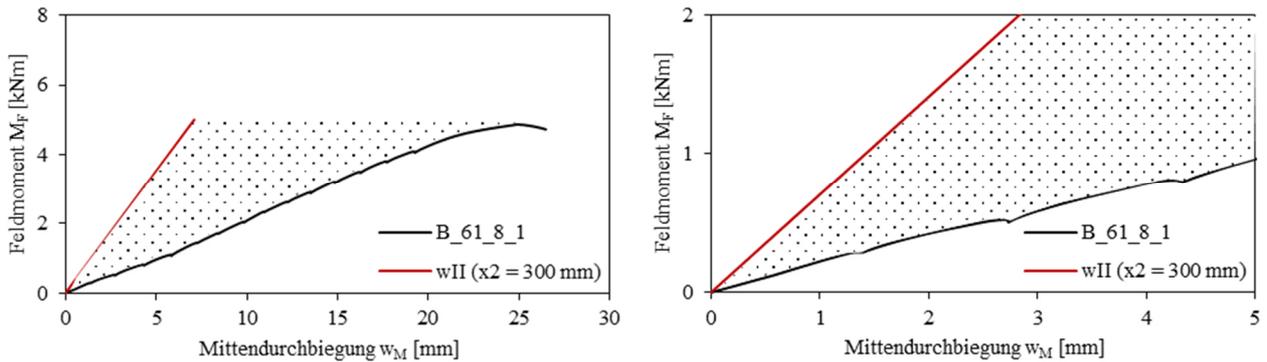


Bild 4-2: Last-Verformungsverhalten im Versuch vs. analytische Lösung HPAC47



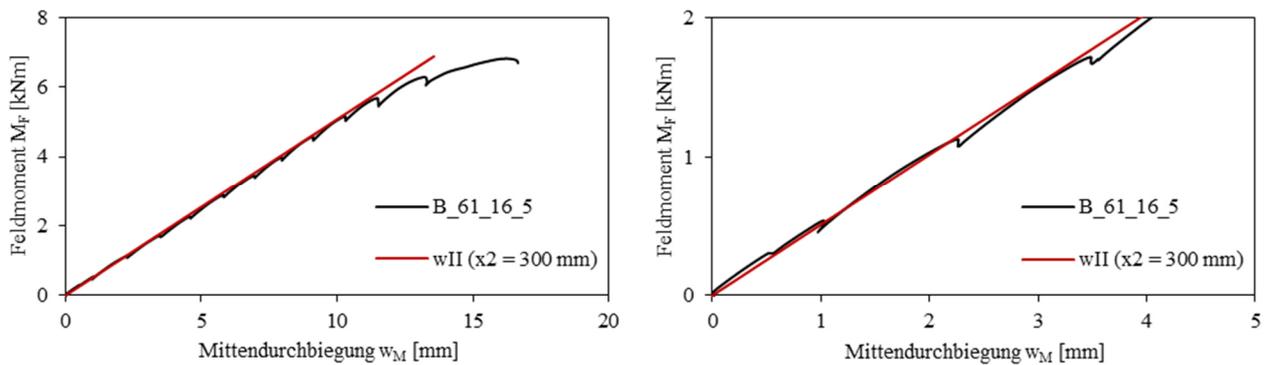


Bild 4-3: Last-Verformungsverhalten im Versuch vs. analytische Lösung HPAC61

Beim Vergleich des Tragverhaltens für die verschiedenen Betonarten zeigt sich, dass bei kleinen Bewehrungsgehalten die Hauptursache für die Unterschiede das Tragverhalten im Zustand I darstellt. Bei den in [121, 122] beschriebenen Versuchen mit NC ist ein bilinearer Verlauf mit hoher Steifigkeit bis zum Erreichen der Zugfestigkeit zu erkennen. Aufgrund des linear-elastischen Materialverhaltens der GfK-Bewehrung sowie der hohen Kurzzeitzugfestigkeit kommt es zu einem spröden Versagen. Ein ähnliches Verformungsverhalten, allerdings mit deutlich geringerer Steigung, kann auch bei HPAC47 festgestellt werden. Bei den Versuchen mit HPAC61 ist kein eindeutiger Übergang in den Zustand II erkennbar. Die Gradienten der Verläufe im Zustand II zeigen bis zum Bruch bei den Bauteilen aus HPAC nur geringe Unterschiede. Die Balken aus NC weisen ein, wenn auch nur ein geringfügigeres, steiferes Verformungsverhalten auf. Bei den Balken mit höheren Bewehrungsgehalten unterscheidet sich das Verformungsverhalten auch im Zustand II bei den unterschiedlichen Betonarten. Dabei ist die Reduzierung der Steifigkeiten proportional zum E-Modul und der Druckfestigkeit der jeweiligen Betonmischungen. Der Einfluss des Tragverhaltens im Zustand I hat bei den höheren Bewehrungsgehalten einen geringeren Einfluss auf das gesamte Verformungsverhalten, was vor allem durch die größeren Druckzonenhöhen und die geringeren Unterschiede der Bauteilsteifigkeiten im Zustand I und Zustand II erklärt werden kann. (Bild 4-4)

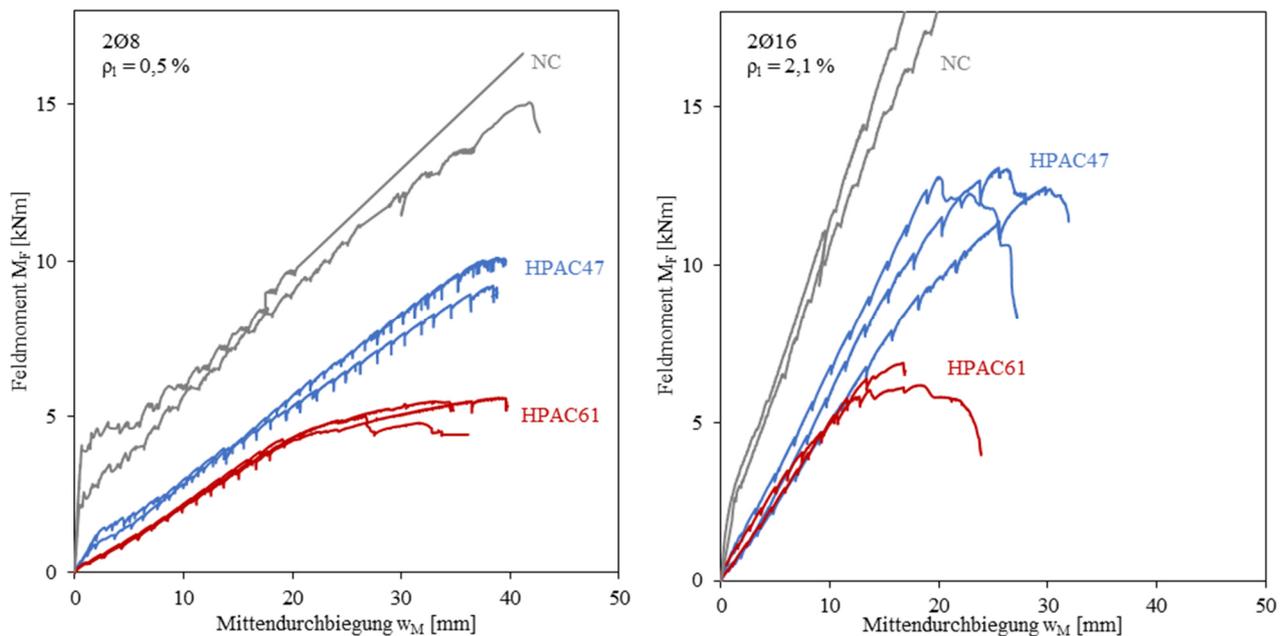


Bild 4-4: Last-Verformungsverhalten von NC/HPAC47/HPAC61 bei unterschiedlichen Bewehrungsgehalten

Die Träger aus HPAC zeigen ein qualitativ mit NC vergleichbares Verformungsverhalten. Das abweichende Tragverhalten im Zustand I kann auf die Vorschädigung der Balken aus dem Herstellungsprozess sowie die geringere Zugfestigkeit von HPAC zurückgeführt werden. Ein Einfluss der Vorschädigung auf das Verformungsverhalten im Zustand II ist nicht erkennbar.

4.2 TRAGVERHALTEN DES VERBUNDQUERSCHNITTES

In den Versuchen ergab sich, wie in 3.3.4 beschrieben, durchgängig ein linearer Zusammenhang zwischen der aufgetragenen Last und den Betonstauchungen in der Biegedruckzone. In den Bemessungsverfahren nach EC2 für bewehrte Betonquerschnitte wird der Verlauf der Betondruckspannungen zur einfacheren Handhabung über idealisierte Modelle beschrieben. Eine direkte Ableitung der Verläufe aus den Versuchen ist hierbei nicht möglich. Vielmehr gilt es, einen Verlauf festzulegen, bei dem unter Berücksichtigung der sonstigen Vereinfachungen des Bemessungskonzeptes zutreffende Vorhersagen im Hinblick auf die Tragfähigkeit erfolgen.

Mit den Messwerten aus den Versuchsergebnissen (Tabelle 3-9) und der vorliegenden Geometrie der Querschnitte sowie den Ergebnissen der Begleitprüfungen (Tabelle 3-8) wurde für jeden Versuch ein bezogenes Moment (Gl. (24)) und eine bezogene Druckzonenhöhe (Gl. (25)) ermittelt. Des Weiteren erfolgte die Berechnung eines Völligkeitsbeiwertes über die ermittelbare Zugspannung in der Bewehrung nach Gl. (26).

$$\mu_{Rf,EXP} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_c} \quad (24)$$

$$\xi_{EXP} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \quad (25)$$

$$\alpha_{R,EXP} = \frac{\varepsilon_{fu} \cdot A_f \cdot E_f}{f_c \cdot \xi_{EXP} \cdot d \cdot b} \quad (26)$$

Die Höhe der Betondruckzone zeigt ein proportionales Verhältnis zu der im Versuch vorliegenden bezogenen Momentenbeanspruchung, was einen plausiblen Zusammenhang darstellt. Bei der aus den Messwerten abgeleiteten Völligkeit ($\alpha_{R,EXP}$) der Spannungsverteilung in der Biegedruckzone ist kein Trend im Hinblick auf die Beanspruchung erkennbar. Da es bei den Versuchen zu einem Betonversagen kam, wurde die Völligkeit nach [38, 33] unter Ansatz der maximal möglichen Bruchstauchung für Normal- und Leichtbetone (unter Berücksichtigung von Gl. (16)) bestimmt. Weiterhin könnte wie auch bei vergleichbaren Leichtbetonen [124] die Annahme einer ideal-spröden Spannungsverteilung nach [125] verwendet werden. Der Mittelwert der Völligkeiten aus den Versuchsdaten liegt im Bereich der Werte für NC bzw. etwas oberhalb der Werte für LC. Der Wert für den Ansatz einer linearen Spannungsverteilung zeigt die geringste Übereinstimmung (Bild 4-5).

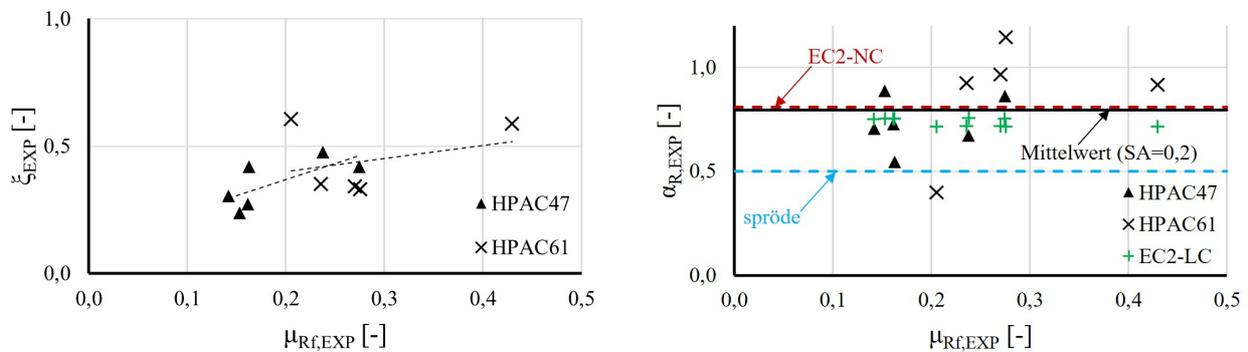


Bild 4-5: Druckzonenhöhen (links) und Völligkeitsbeiwerte (rechts) aus den Versuchsergebnissen

Der Abstand der resultierenden Betondruckkraft von der Oberkante des Querschnittes kann durch die Auswertung der Versuchsergebnisse nach Gl. (27) ermittelt werden.

$$a_{EXP} = d \cdot (1 - \xi_{EXP}) = d \cdot \left(1 - \frac{M_u}{d \cdot \varepsilon_{fu} \cdot E_f \cdot A_f}\right) \quad (27)$$

Wie in Bild 4-6 (links) zu erkennen ist, reduziert sich der Abstand der resultierenden Betondruckkraft von der Oberkante des Querschnittes mit steigender Beanspruchung bei HPAC47, was im Widerspruch mit der gegenläufigen Entwicklung der Druckzonenhöhe in Bild 4-5 steht. Bei HPAC61

ist ein gegenläufiger Trend zu erkennen. Dies zeigt, dass keine direkte Ableitung der Druckspannungsverteilung in der Biegedruckzone über die Messwerte der Versuche möglich ist.

Das geringfügig antiproportionale Verhalten des inneren Hebelarms zur Trockenrohddichte rechtfertigt weiterhin analog zu dem in Abschnitt 2.3.3 beschriebenen Tragverhalten von LC auch hier die Annahme eines stärkeren Umlagerungsvermögens bei sinkender Trockenrohddichte (Bild 4-6 (rechts)).

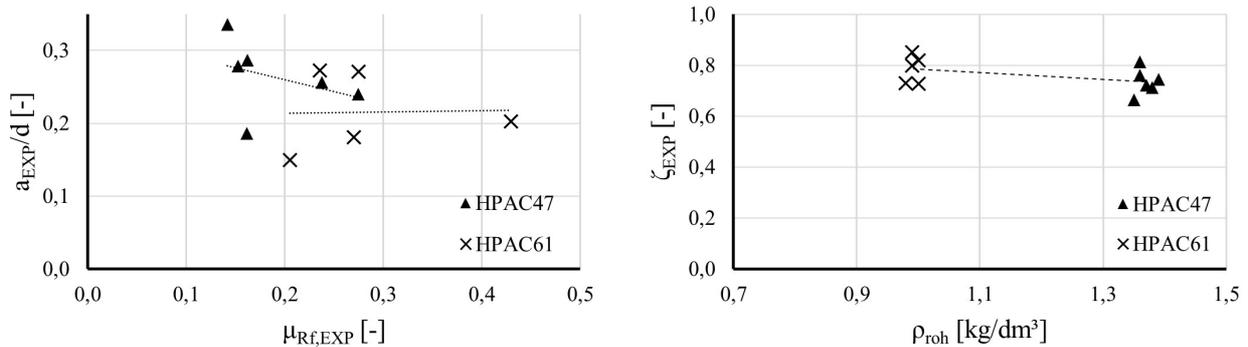


Bild 4-6: Bezogener Abstand der resultierenden Betondruckkraft (links), Zusammenhang bezogener Hebelarm Trockenrohddichte (rechts)

Die Streuung der Werte ist zum einen auf die Vorschädigung der Balken aus dem Herstellungsprozess zurückzuführen und zum anderen auf eine vereinzelt gegenläufige Entwicklung der Bruchlasten aus den Bauteilversuchen und den Werten der Druckfestigkeiten aus den Begleitprüfungen. Letztere wird abermals deutlich bei der Betrachtung des Zusammenhangs zwischen dem Produkt eines normierten Bruchmomentes ($M_{u,rel}$) und dem geometrischen Längsbewehrungsgrad (ρ_l) (Gl. (28)).

$$M_{u,rel} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} \quad (28)$$

So ergibt sich sowohl bei der Betrachtung der an Normzylindern (f_c) als auch an nachträglich gewonnenen Bohrkernzylindern ($f_{c,BK}$) ermittelten Druckfestigkeiten in Einzelfällen keine proportionale Korrelation zu den Bruchlasten beim Vergleich von Versuchen mit ansonsten gleichen Randbedingungen (rote Markierungen, Bild 4-7).

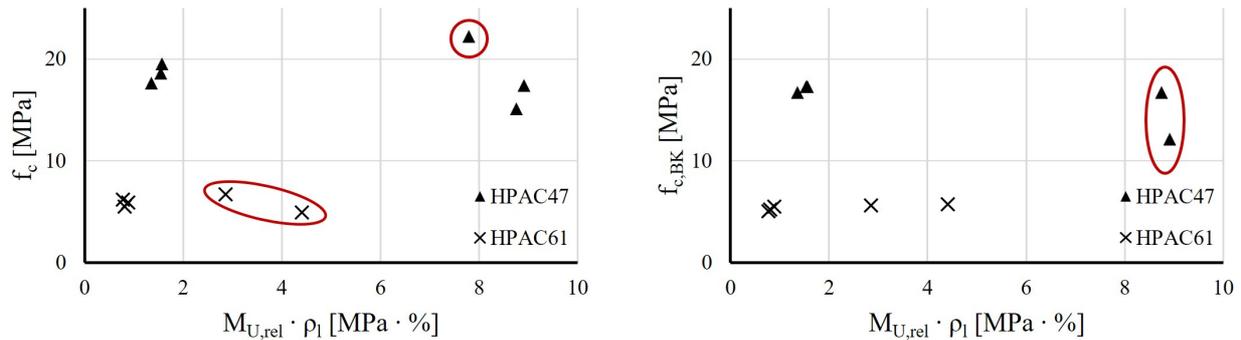


Bild 4-7: Zusammenhang Zylinder- und Bohrkerndruckfestigkeit und normierte Bruchmomente

Aus diesem Grund müssen die sich hierbei ergebenden rechnerischen Traglasten anschließend im Vergleich mit den Werten der übrigen Versuche kritisch überprüft werden (Abschnitt 4.3). In Einzelfällen abweichende Zusammenhänge zwischen den Zylinderdruckfestigkeiten und den Bruchlasten könnten einen Ausschluss der entsprechenden Versuchsergebnisse erfordern.

4.3 VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE MIT BESTEHENDEN BEMESSUNGSMODELLEN

Bei den durchgeführten Biegeversuchen war, mit Ausnahme von Versuch B_47_8_2, die Entstehung eines Fließgelenkes in Feldmitte aufgrund der Überlastung der Biegedruckzone (Bild 3-19) der maßgebende Grund für das Versagen des Bauteils. Wie in [121] ausgeführt, kann in diesem Fall bei bekanntem Tragverhalten in der Biegedruckzone eine direkte Ermittlung der rechnerischen Bruchmomente über die Integration der Betondruckspannungen unter Ansatz der maximal ansetzbaren Betonstauchung (ε_{c2u}) erfolgen (Gl. (29)-(31)).

$$\varepsilon_{f1,2} = -\frac{\varepsilon_{c2u}}{2} \pm \sqrt{\frac{\varepsilon_{c2u}^2}{4} + \frac{\alpha_R \cdot \varepsilon_{c2u} \cdot b \cdot d \cdot f_c}{A_f \cdot E_f}} \quad (29)$$

$$\zeta = 1 - k_a \cdot \xi \quad (30)$$

$$M_{Rf} = A_f \cdot \varepsilon_f \cdot E_f \cdot \zeta \cdot d \quad (31)$$

Für Normalbeton wurde anhand einer durchgeführten Literaturstudie in [80] bereits eine gute Übereinstimmung des für FVK-Bewehrung modifizierten Ansatzes für die Biegebemessung von Stahlbetonbauteilen gezeigt. Diese konnte auch bei der Auswertung der Versuche aus [121, 126] erreicht werden. Bei der Nachrechnung der Versuche mit HPAC (Anhang A.4.2.1) zeigt sich allerdings eine deutliche Abweichung zu den so berechneten Tragfähigkeiten. Hierbei kommt es zu einer nahezu durchgängigen rechnerischen Überbewertung der Tragfähigkeit, was zu einer

ungewollten Abminderung der Sicherheiten führt. Im Mittel werden die Tragfähigkeiten bei der Betrachtung aller Versuche um 18 % überschätzt. (Bild 4-8a)

Eine zutreffendere Vorhersage zeigt sich bei der Anwendung des rohdichteabhängigen Reduzierungsfaktors nach Gl. (16) wie nach [38, 33] bei der Biegebemessung von Querschnitten aus Leichtbeton vorgesehen (Anhang A.4.2.2). Im Mittel über alle Versuche werden hiermit die Tragfähigkeiten um nur 2 % unterschätzt. Bei Betrachtung der einzelnen Betonarten zeigt sich jedoch eine Unterschätzung der Tragfähigkeiten der geringbewehrten Querschnitte aus HPAC61 um 21 %. (Bild 4-8b)

Der Ansatz einer ideal-spröden (Anhang A.4.2.3), d. h. linearen, Spannungsverteilung über die gesamte Druckzonenhöhe bis zum Erreichen der Druckfestigkeit ergibt eine deutliche Unterschätzung der Tragfähigkeit im Mittel über alle Versuche um 28 %. In der weiteren Betrachtung ist dieser Effekt in besonderem Maße bei den Querschnitten aus HPAC61 mit geringen Bewehrungsgehalten erkennbar. So liegen die rechnerisch ermittelten Bruchmomente im Mittel 65 % unter denen der durchgeführten Versuche. (Bild 4-8c)

Des Weiteren wurde die Übereinstimmung eines Ansatzes für hochfeste Betone (HPC), hier C100/115, untersucht (Anhang A.4.2.4). Um das sprödere Drucktragverhalten dieser Art von Betonen abbilden zu können, erfolgt nach [38, 33] eine Abminderung des Exponenten der Parabelfunktion (Gl. (11)) auf einen Wert von $n = 1,4$. Weiterhin werden die zur Druckfestigkeit zugehörigen Betonstauchungen (ε_{c2}) erhöht und die Bruchstauchungen (ε_{c2u}) reduziert. Dies führt zu einer Reduzierung bis hin zu einem Entfall des plastischen Bereiches in der Druckzone. Im Mittel zeigt dieses Verfahren eine ähnliche Vorhersagequalität (Unterschätzung der Tragfähigkeit um 3 %) wie der Ansatz für LC, allerdings mit etwas besseren Übereinstimmungen der Werte bei den Balken aus HPAC61 und geringem Bewehrungsgehalt (Unterschätzung der Tragfähigkeit von 17 % - 21 %). (Bild 4-8d)

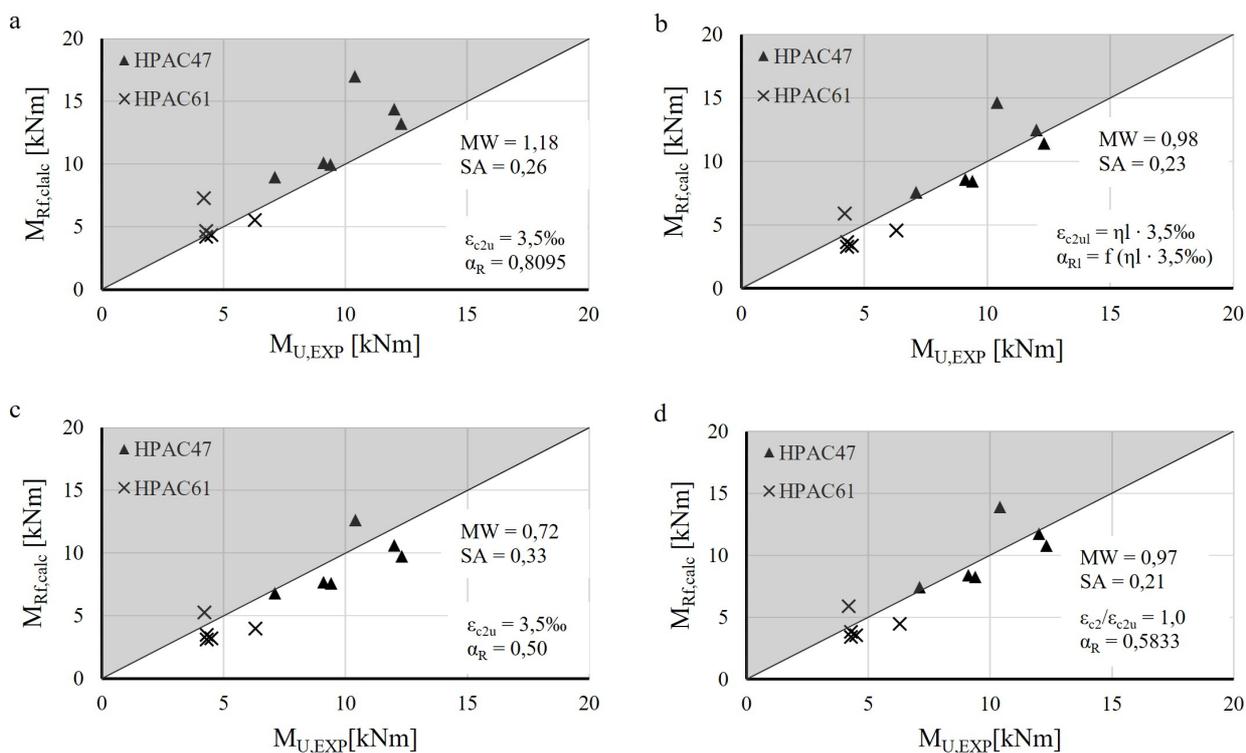


Bild 4-8: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse vs. Tragfähigkeiten nach Bemessungskonzepten für NC (a), LC (b), ideal-spröde BDZ (c) und HPC (d)

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass alle untersuchten Bemessungsmodelle die Tragfähigkeiten entweder insgesamt über- oder unterschätzen, bzw. keine adäquate Abbildung bestimmter Konstellationen möglich ist. Ein Ansatz mit abweichenden rechnerischen Betonstauchungen erscheint vor dem Hintergrund des Einflusses der Betondruckfestigkeit bei HPAC47 und HPAC61 als prinzipiell sinnvoll. Wenngleich die Verfahren nach [33, 38] zu den zuvor beschriebenen ungewollten Effekten führen, sollten diese entsprechend dem Tragverhalten von HPAC modifiziert werden.

4.4 ABLEITUNG EINES BEMESSUNGSMODELLES FÜR HPAC

In einem weitergehenden Schritt wurde eine Erhöhung der zugehörigen Betonstauchung am Übergang zum plastischen Tragverhalten (ϵ_{c2}) auf 2,85 ‰ vorgenommen (Anhang A.4.3.1). Eine im Vergleich zu NC erhöhte zur Bruchspannung zugehörige Stauchung geht auch aus den Versuchsdaten der zentrischen Druckversuche an Betonzylindern hervor. Dies steht im Gegensatz zu dem Verfahren für LC, wobei der Übergang analog zu dem Ansatz für NC angenommen wird und eine Anpassung der Bruchdehnung (ϵ_{lc2u}), d.h. der Ausdehnung des plastischen Bereichs, erfolgt. (Bild 4-9)

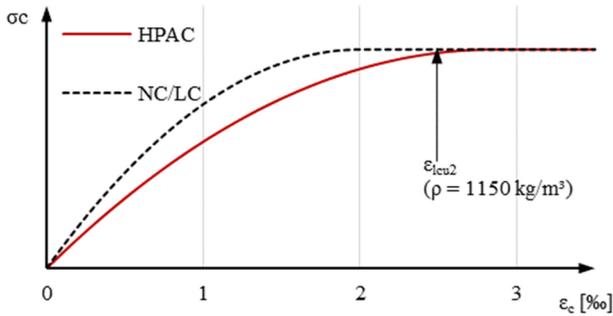


Bild 4-9: Vergleich Drucktragverhalten für die Bemessung NC, LC vs. HPAC

Über diese Anpassung kann die systematische Unterschätzung der Tragfähigkeiten von gering bewehrten Querschnitten aus HPAC61 behoben werden. Im Mittel werden die Tragfähigkeiten über alle Versuche hierbei um 11 % überschätzt. Durch eine Datenanalyse mit dem Test nach GRUBBS sowie der Überprüfung des 1,5-fachen Interquartilsabstandes (Anhang A.4.3.2) ergibt sich, dass die Versuche B_47_16_5 und B_61_16_6 als Ausreißer zu bewerten sind (rote Markierung, Bild 4-8a), was vermutlich aus einem unzutreffenden zugrundeliegenden Wert für die Betondruckfestigkeit, wie in Abschnitt 4.2 ausgeführt, resultiert. (Bild 4-10a)

Daher wurde eine weitere Gegenüberstellung ohne diese Versuche vorgenommen (Anhang A.4.3.3). Hierbei zeigt sich eine Abweichung der berechneten Tragfähigkeit zu den experimentellen Ergebnissen von unter 1 % über die betrachteten Versuche. Des Weiteren reduziert sich die Standardabweichung deutlich auf 10 %. (Bild 4-10b)

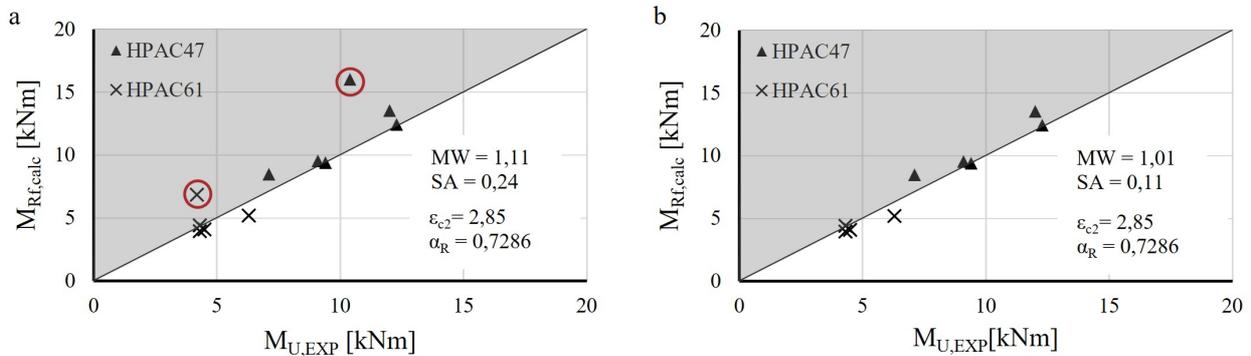


Bild 4-10: Gegenüberstellung Versuchsergebnisse vs. Tragfähigkeiten für einen modifizierten Bemessungsansatz für HPAC mit (a) und ohne Ausreißer (b)

Abschließend erfolgt die Gegenüberstellung der sich aus den Versuchsdaten ergebenden Druckzonenhöhen (x_{EXP}) und Bewehrungsdehnungen ($\epsilon_{f,EXP}$) mit jenen aus dem Bemessungsmodell (x_{calc} , $\epsilon_{f,calc}$). (Bild 4-11)

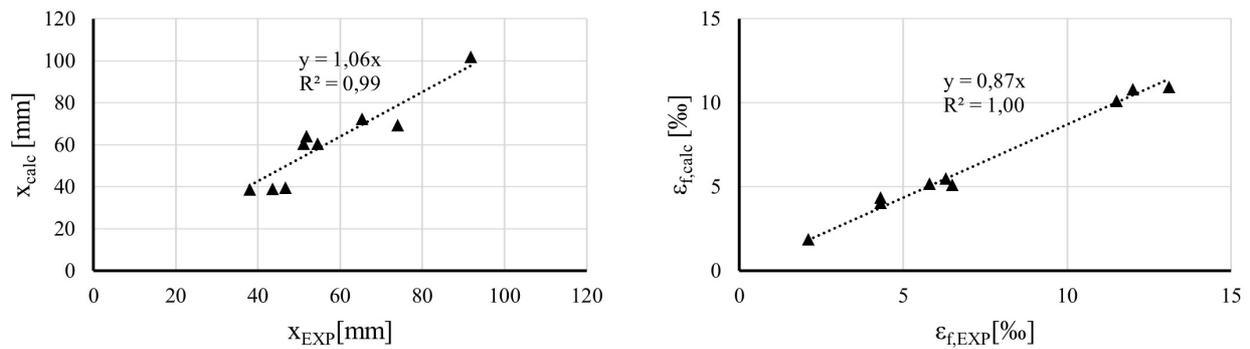


Bild 4-11: Gegenüberstellung rechnerische Druckzonenhöhe/Bewehrungsdehnung und Versuchsdaten

Hierbei zeigt sich im Mittel eine Überschätzung der Druckzonenhöhe von 6 % bei gleichzeitiger Unterschätzung der Bewehrungsdehnung um ca. 13 %. Letzteres scheint zunächst eine Reduzierung der Sicherheit gegen ein Versagen der Bewehrung im Übergangsbereich des Betondruck- und Bewehrungsversagens zu bedeuten. Dieser Effekt wird allerdings durch die rechnerische Abminderung der Betondruckfestigkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der damit einhergehenden Änderung der sich ergebenden Dehnungsebenen aufgehoben. Durch das linear-elastische Materialverhalten der GfK-Bewehrung besteht aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte für das Versagen der Biegedruckzone ein linearer Zusammenhang zwischen Bruchlast und Bewehrungsdehnung bei Variation der Betondruckfestigkeit (Bild 4-12 (links)).

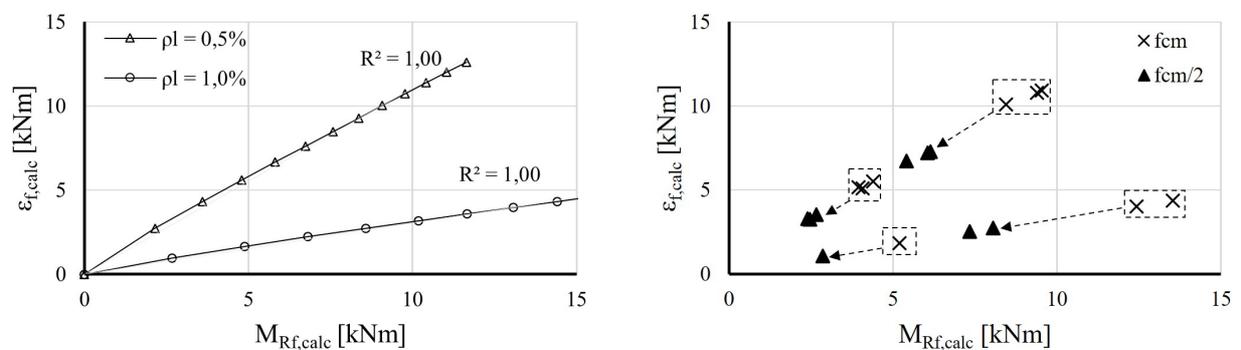


Bild 4-12: Zusammenhang rechnerische Bewehrungsdehnung und Bruchlast (links.), Gegenüberstellung rechnerischer Bruchlasten und zugehöriger Bewehrungsdehnungen im Versuch (rechts)

Dies wird auch bei der Reduzierung der zugrundeliegenden Betondruckfestigkeiten um den Faktor 0,5 durch Anwendung des Dauerstandbeiwerts (α_{lc}) und des Teilsicherheitsbeiwerts (γ_c) gem. [33, 38] und Anwendung auf die Daten aus den Versuchen deutlich. Für die Darstellung in Bild 4-12 (rechts) werden zunächst rechnerische Bruchmomente ($M_{Rf,\text{calc}}$) mit reduzierten Betondruckfestigkeiten ermittelt (Anhang A.4.3.4) und den im Versuch erfassten

Bewehrungsdehnungen ($\epsilon_{f,EXP}$) dieser Laststufe zugeordnet. Ähnlich wie bei der Gegenüberstellung der rechnerischen Werte zeigt sich hier eine Reduzierung der Bewehrungsdehnungen mit nahezu linearem Zusammenhang zum jeweiligen Bruchmoment.

Der Vergleich der rechnerischen Bewehrungsdehnungen ($\epsilon_{f,calc}$) bei reduzierten Zylinderdruckfestigkeiten ($f_{cm}/2$) mit den im Versuch bei dieser Laststufe aufgezeichneten Bewehrungsdehnungen, zeigt im Mittel eine rechnerische Überschätzung der Bewehrungsdehnung um den Faktor 1,13 (Bild 4-13 (links)). Ebenso kommt es durch die Abminderung der Festigkeiten zu einer Unterschätzung der rechnerischen Tragfähigkeit mit dem Faktor 1,64 (Bild 4-13 (rechts)).

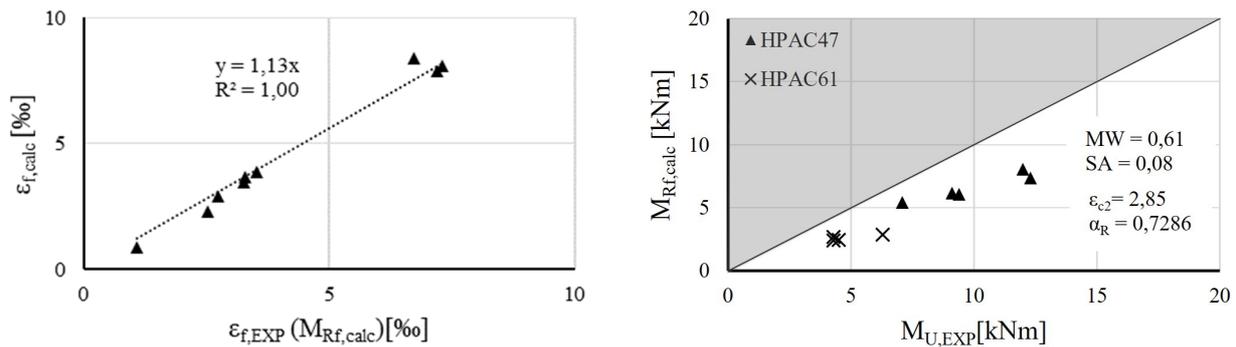


Bild 4-13: Vergleich rechnerische Bewehrungsdehnung im GZT und Maximalwerte im Versuch (links), Gegenüberstellung Versuchsergebnisse vs. rechnerische Tragfähigkeit (rechts)

Hierbei ist anzumerken, dass die Abminderungen auf die vorliegenden mittleren Werte der Betondruckfestigkeit angewendet wurden. Es ist also von einer weiteren Reduzierung der rechnerisch anzusetzenden Druckfestigkeiten durch die Verwendung von Fraktilwerten auszugehen. Durch diese Grenzbetrachtung kann eine Unterschätzung der Bewehrungsdehnung, wie zunächst aus Bild 4-11 hervorgeht, und ein dadurch mögliches vorzeitiges Erreichen der Dauerstandzugfestigkeit der FVK-Bewehrung ausgeschlossen werden.

5 ANALYSE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG

5.1 BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

In Abschnitt 2.3.4 wurden die maßgeblichen Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit FVK-Bewehrung aufgeführt. Es erfolgte zunächst eine Überprüfung des Einflusses der Parameter. Dieser kann sich in unterschiedlicher Weise und mehrfach auf das Gesamttragverhalten auswirken. Aus diesem Grund wurde des Weiteren eine im Wesentlichen auf dem Modell aus [88] basierende Analyse zu den jeweiligen Anteilen der in Bild 2-13 dargestellten Tragmechanismen an der Gesamttragfähigkeit durchgeführt.

5.1.1 Untersuchung der Einflussparameter

Die bei den Versuchen erreichten Bruchlasten wiesen ein direkt proportionales Verhältnis mit abweichenden Steigungen für HPAC47 und HPAC61 zwischen der erreichten Schubspannung (τ_{EXP}) (Gl. (32)) und dem vorliegenden Längsbewehrungsgehalt auf. Bei Normierung der Schubspannung mit der zugehörigen Betonzugfestigkeit (hier Spaltzugfestigkeit) konnte eine einheitliche lineare Abhängigkeit festgestellt werden. (Bild 5-1)

$$\tau_{EXP} = \frac{V_{EXP}}{b_w \cdot d} \quad (32)$$

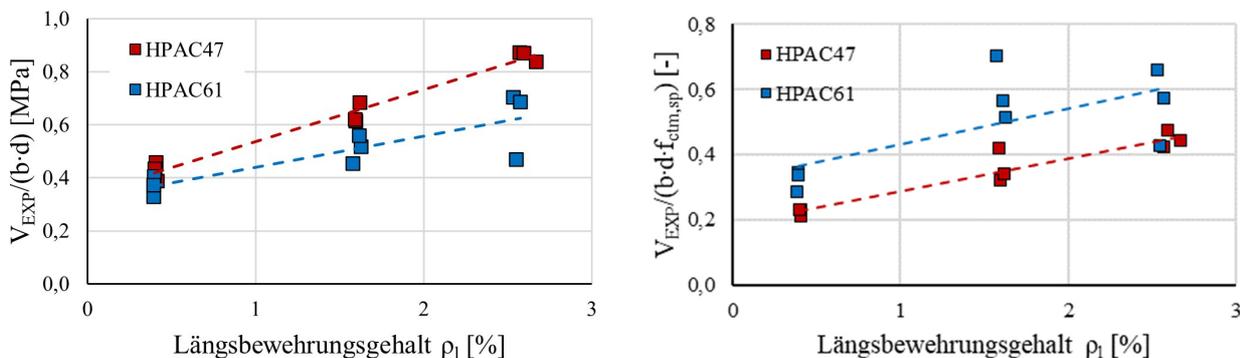


Bild 5-1: Einfluss des Längsbewehrungsgehalt auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61

Die Konzipierung des Untersuchungsprogramms erfolgte derart, dass ein Einfluss der Schubschlankheit durch einen ausreichenden Abstand der Lasteinleitung vom Endauflager ausgeschlossen werden konnte. Bei geringer, durch die Abweichung der statischen Nutzhöhen bedingten Variation, konnte kein Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden (Bild 5-2).

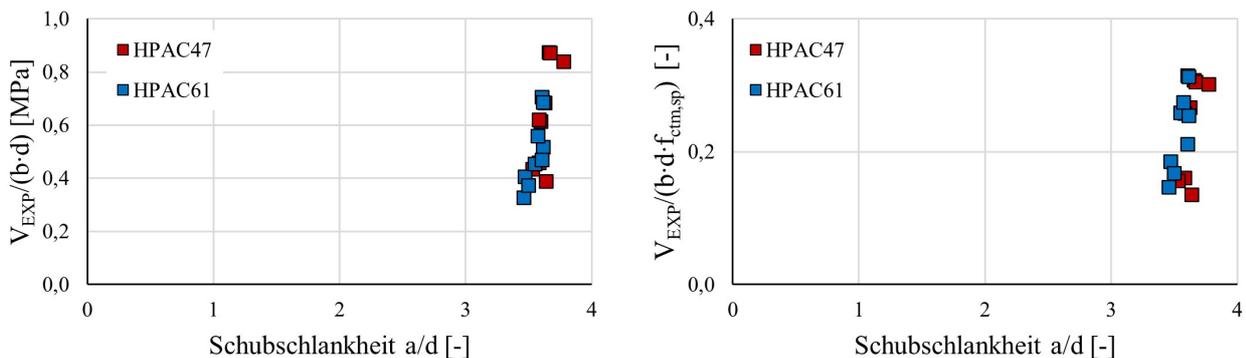


Bild 5-2: Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61

Es konnte ein proportionaler Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden. Für den Einfluss des Bewehrungsgrades wurde in [127] bereits ein linearer Zusammenhang zwischen der Querkrafttragfähigkeit und $\rho_l^{1/3}$ abgeleitet. Durch Anwendung dieser Beziehung auf die erreichten Schubspannungen ergab sich eine gute Korrelation mit der Betondruckfestigkeit. (Bild 5-3)

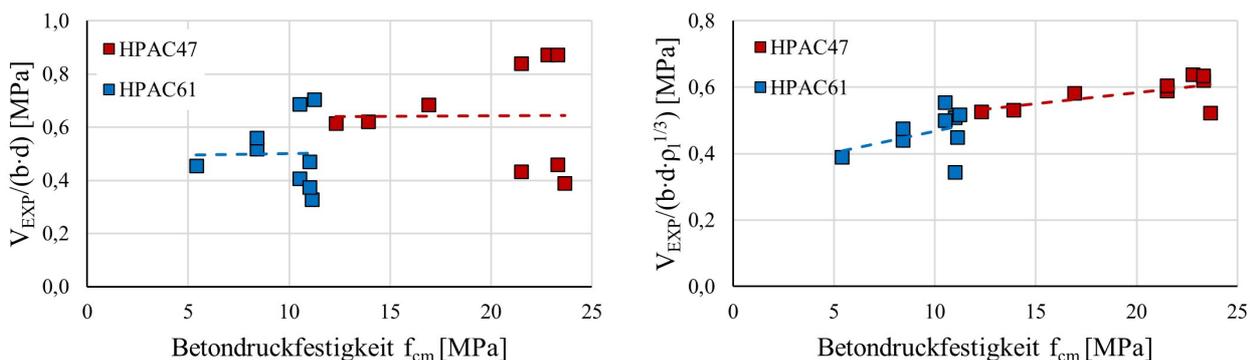


Bild 5-3: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61

Die Betonzugfestigkeit zeigte einen vergleichbaren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit wie er bei der Betondruckfestigkeit beobachtet werden konnte. Dies lässt sich durch einen entsprechenden Zusammenhang der Materialeigenschaften von HPAC zurückführen. Auch bei Gegenüberstellung der Spaltzugfestigkeit konnte durch Einbeziehung des Längsbewehrungsgehaltes eine Verbesserung der Korrelation zu den in den Versuchen erreichten festgestellt werden. (Bild 5-4)

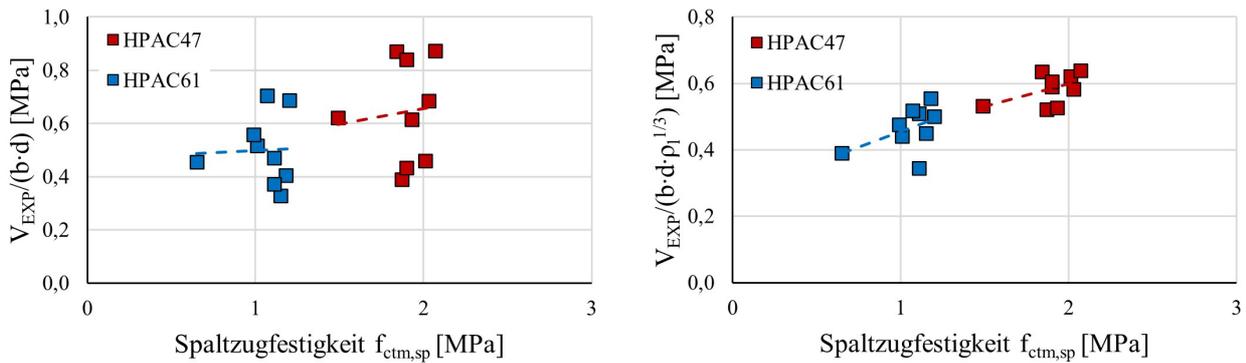


Bild 5-4: Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit von HPAC47/HPAC61

Das Verhältnis der Betondruck- zur Betonzugfestigkeit lässt sich für HPAC nicht zutreffend mit dem nach REMMEL in [128] formulierten Ansatz (Gl. (33)) beschreiben. Erst mit der Einführung eines in Anlehnung an [38, 33] für LC vorgesehenen Reduzierungsfaktors (hier: η_{HPAC}) (Gl. (34)) konnte eine gute Übereinstimmung der Beziehung erreicht werden. Hierbei wurde das einbezogene Verhältnis der vorhandenen zur Bezugsrohddichte quadratisch berücksichtigt. Mit diesem Vorgehen lassen sich die Zugfestigkeiten ebenso über die in [38, 33] beschriebene Gl. (35) unter Verwendung der charakteristischen Betondruckfestigkeit bestimmen. (Bild 5-5)

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right) \quad (33)$$

$$\eta_{HPAC} = 0,4 + 0,6 \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \quad (34)$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (35)$$

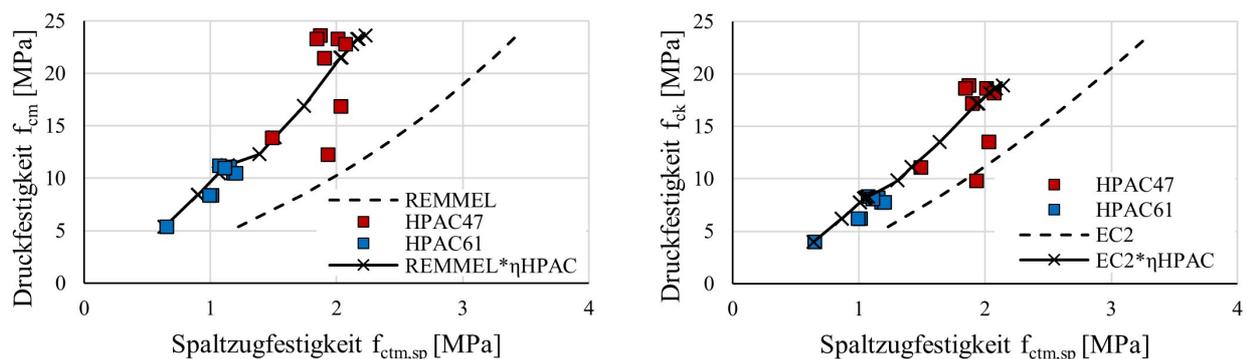


Bild 5-5: Zusammenhang Druck- und Zugfestigkeit von HPAC47/HPAC61

5.1.2 Traganteil der Druckzone

Aufgrund der höheren Steifigkeit der ungerissenen Querschnittsbereiche kann davon ausgegangen werden, dass ein Großteil der Schubspannungen über die Druckzone übertragen wird. Durch das linear-elastische Materialverhalten der FVK-Bewehrung liegt nach den Untersuchungen in [80] keine Einschnürung wie in Stahlbetonbauteilen und somit eine konstante Druckzonenhöhe bis zum Bruch vor. Die Höhe der Druckzone ist dabei abhängig von der Steifigkeit der Bewehrung und des Betons. Nach [88] kann die bezogene Druckzonenhöhe (ξ) für Rechteckquerschnitte gemäß Gl. (36) ermittelt werden.

$$\xi = \frac{x}{d} = \sqrt{\rho_l^2 \cdot \alpha_f^2 + 2 \cdot \rho_l \cdot \alpha_f} - \rho_l \cdot \alpha_f \quad (36)$$

mit

$$\alpha_f = E_f / E_c$$

Des Weiteren wird hier von einer linearen Spannungsverteilung in der Biegedruckzone ausgegangen. Die maximale Schubspannung tritt auf Höhe der neutralen Faser auf (Risspitze). Unter der Annahme eines Winkels von $\varphi = 45^\circ$ zur Horizontalachse und durch den Entfall der Horizontalspannung (σ_x) in der betrachteten Querschnittshöhe kann die Hauptzugspannung σ_1 nach Gl. (37) ermittelt werden. Der Bruch tritt durch das Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons (f_{ct}) ein (Bild 5-6).

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} = \sigma_1 = \tau_{xz} = f_{ct} \quad (37)$$

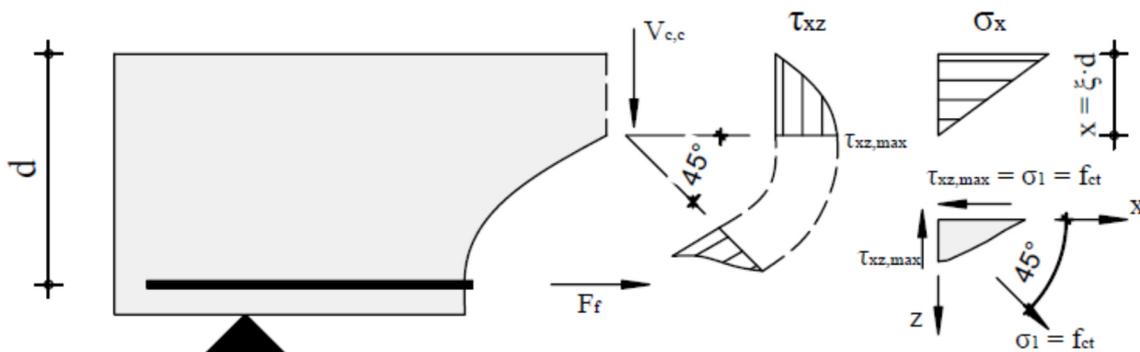


Bild 5-6: Modell nach ZINK (nach [88], [80])

Durch die Integration der Schubspannung über die Druckzone und Balkenbreite und das Gleichsetzen mit der nominellen Schubspannung wird der Schubtraganteil aus der Druckzone ($V_{c,c}$) (Gl. (38)) ermittelt.

$$V_{c,c} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot \xi \cdot d \cdot f_{ct} \quad (38)$$

Das Verhältnis der so berechneten Tragfähigkeit der Druckzone zu den experimentellen Bruchlasten kann über eine lineare Regression beschrieben werden (Bild 5-7).

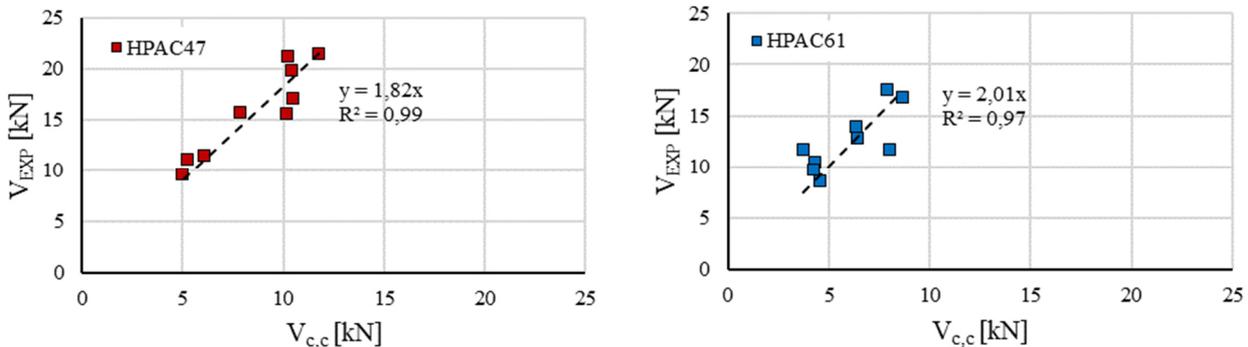


Bild 5-7: Rechnerische Traglast Druckzone vs. Bruchlast Versuch

Eine Gegenüberstellung der rechnerischen Tragfähigkeit aus der Druckzone mit der bei den Versuchen erreichten Bruchlasten ergibt einen Anteil von 48–54 % an der Gesamtquerkrafttragfähigkeit, was eine deutliche Erhöhung im Vergleich zu den Annahmen bei Querschnitten aus NC darstellt (s. Abschnitt 2.3.4). (Bild 5-8)

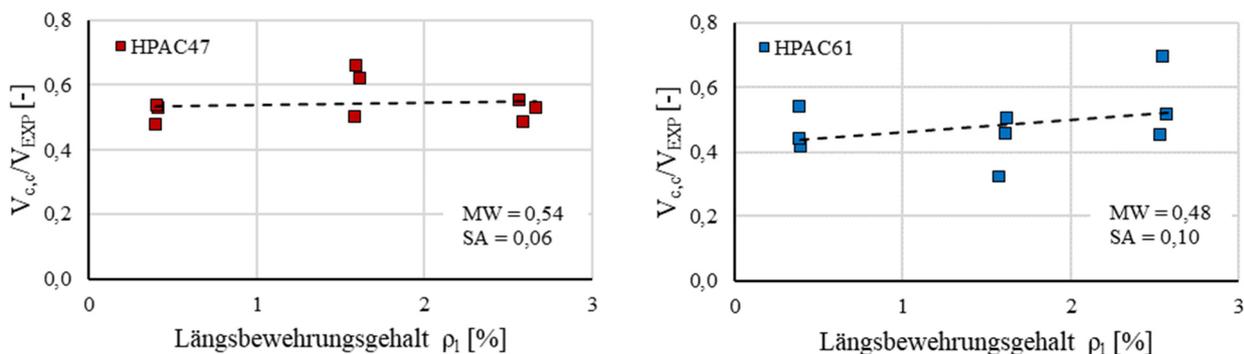


Bild 5-8: Rechnerischer Traganteil der Druckzone an der Bruchlast der Versuche

5.1.3 Traganteil der Rissreibung

In [96] wurde aufgrund durchgeführter Untersuchungen beschrieben, dass der Anteil der Rissreibung an der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile aus LC aufgrund der geringen Rauigkeit infolge fehlender Kornverzahnung vernachlässigbar klein ist. Es wurde jedoch ein nennenswerter Anteil der Rissreibung an der Gesamttragfähigkeit im Bereich der Risspitze festgestellt, was mit der im Modell aus [88] beschriebenen Bruchprozesszone übereinstimmt. Die Berücksichtigung dieses Traganteils erfolgt über den Faktor $k(l_{ch}/d)$ und kann nach Gl. (39) bestimmt werden.

$$k(l_{ch}/d) = \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{0,25} \quad (39)$$

Die dabei verwendete charakteristische Länge (l_{ch}) kann nach [129] gemäß Gl. (40) berechnet werden. Die Länge der Bruchprozesszone entspricht ca. 30–50 % dieser charakteristischen Länge.

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ctm}^2} \quad (40)$$

Die Bruchenergie (G_f) wurde nach Gl. (59) berücksichtigt. Der Anteil an der Gesamtquerkrafttragfähigkeit aus der Rissreibung ($V_{c,i}$) kann damit über Gl. (41) abgeschätzt werden.

$$V_{c,i} = V_{c,c} \cdot (k(l_{ch}/d) - 1) \quad (41)$$

Eine Gegenüberstellung dieses Traganteils mit den aus den Versuchen erreichten Traganteilen zeigte einen sehr geringen Einfluss von ca. 2–4 %, welcher sich im Streubereich der Werte befand. Dies liegt deutlich unter den für NC angenommenen Anteilen. Ein signifikanter Traganteil der Rissreibung kann somit für HPAC ausgeschlossen werden. (Bild 5-9)

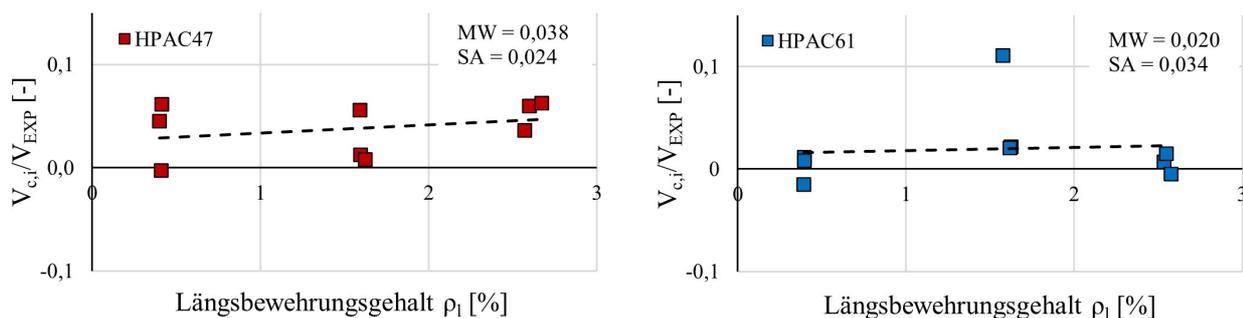


Bild 5-9: Anteil aus der Bruchprozesszone an Bruchlast aus Versuchen

5.1.4 Traganteil der Verdübelung

In [130] wurde ein Ansatz für den Anteil der Verdübelung der Rissufer über die Längsbewehrung unter Annahme einer elastischen Bettung der Bewehrungsstäbe innerhalb des Betonquerschnittes formuliert. (Bild 5-10). Anknüpfend an dieses Modell wurde in [131] auf Basis der Auswertung von Versuchen mit einem künstlich eingebrachten Schubriss eine Gleichung zur Abschätzung der Verdübelungsrisslast $V_{c,d}$ aufgestellt.

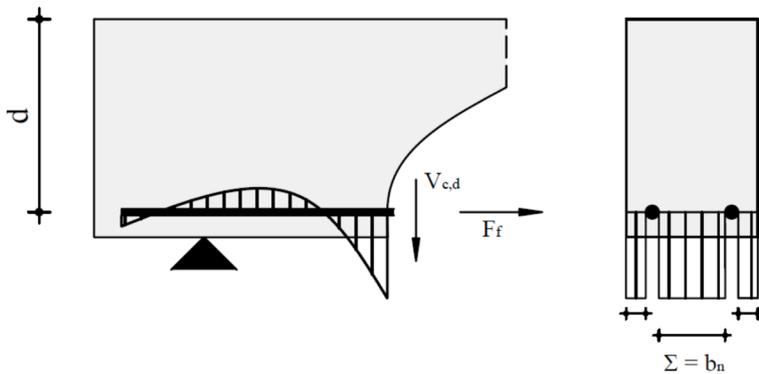


Bild 5-10: Modell zum Verdübelungstragverhalten nach [130]

Diese kann mit dem Traganteil kurz vor Erreichen des Schrägrisses gleichgesetzt werden und bestimmt sich unter Verwendung aktuell üblicher Einheiten nach Gl. (42).

$$V_{c,d} = 5,46 \cdot b_n \cdot \varnothing_l \cdot \frac{f_{ct}}{\sqrt[3]{f_c}} \quad [\text{N}] \quad (42)$$

mit

\varnothing_l : Stabdurchmesser Längsbewehrung [mm]

b_n : Nettoquerschnittsbreite [mm]

f_{ct} : Zentrische Betonzugfestigkeit [MPa]

f_c : Zylinderdruckfestigkeit Beton [MPa]

In [96] wurden die in [131–133] dokumentierten Versuche zur Herleitung eines Ansatzes für die Verdübelungsrisskraft bei NC mittels einer Regressionsanalyse ausgewertet. Eine anschließende Übertragung dieses Ansatzes auf dort durchgeführte Versuche mit LC ergab eine Erhöhung des Vorfaktors um ca. 20 % im Vergleich zu NC. Dem zugrunde liegen allerdings nur wenige Versuchsdaten, weshalb der Ansatz nach Gl. (42) für die Versuche mit HPAC ausgewertet wurde. Da sich das Verhältnis von Zug- und Druckfestigkeit bei HPAC anders als bei NC darstellt, wurde von der üblichen Substitution der Zugfestigkeit nach Gl. (35) abgesehen und die Werte aus den Materialprüfungen angesetzt.

Das Verhältnis der rechnerischen Verdübelungsrisslast mit den erreichten Bruchlasten bei HPAC47 und HPAC61 kann mit einer linearen Regressionsfunktion beschrieben werden (Bild 5-11).

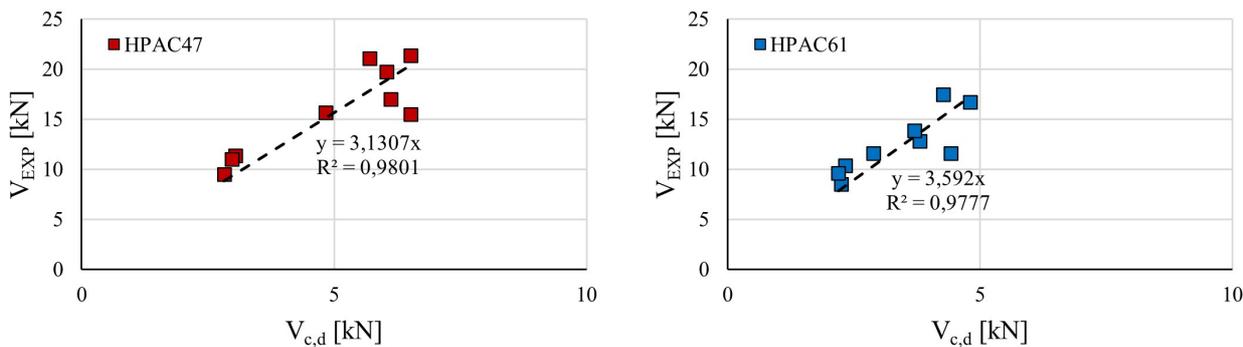


Bild 5-11: Rechnerische Verdübelungsrisslast vs. Bruchlast Versuch

Die rechnerische Verdübelungsrisslast entsprach ca. 27–30 % der erreichten Bruchlasten aus den Versuchen und wies damit einen deutlich erhöhten Anteil gegenüber den bei NC bekannten Traganteilen auf (Bild 5-12).

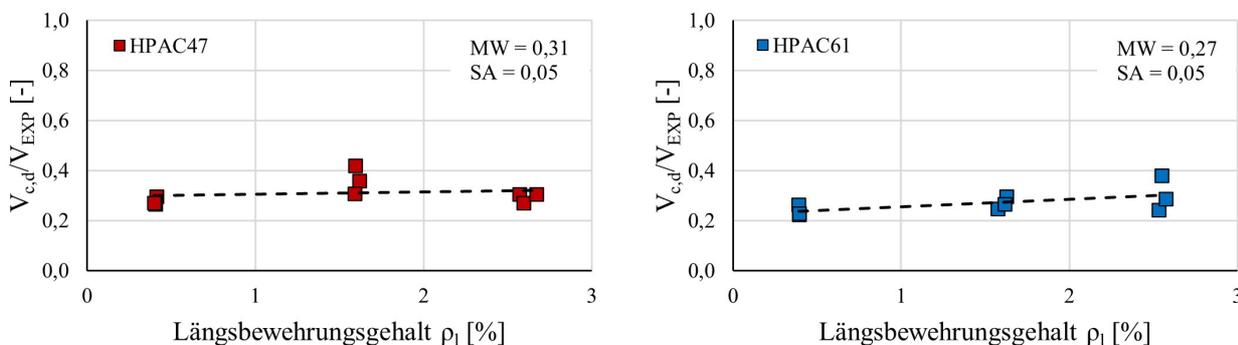


Bild 5-12: Anteil aus der rechnerischen Verdübelungsrisslast an Bruchlast aus Versuchen

5.1.5 Vergleich mit vorhandenen Berechnungsansätzen

Nach [87] kann die Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (43) bestimmt werden:

$$V_{ct} = \beta \cdot C_{Ri,c} \cdot \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{E_{fl}}{E_s} \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (43)$$

mit

$$\beta = 3/(a/d) \geq 1,0$$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$$

$$\rho_l = A_{fl}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$$

f_{ck} : charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit [MPa]

Tabelle 5-1: Vorfaktor zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit

	Mittelwert Versuche $i = m$	5 %-Quantilwert $i = k$	Bemessungswert $i = d$
$C_{Ri,c}$	0,187	0,138	0,092

Die Bruchlasten aus den Versuchen wurden den rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten nach Gl. (43) gegenübergestellt. Für HPAC wurde ohne weitere Anpassung der Bemessungsgleichung eine mittlere Abweichung von 6 % über alle durchgeführten Versuche erreicht. Beim Vergleich mit den Referenzversuchen aus NC lag nach dem Berechnungsverfahren eine Unterschätzung von ca. 13 % der erreichten Bruchlasten der Versuche vor. Bei Anwendung des Berechnungsverfahren nach [87] ohne weitere Anpassungen ergibt sich demnach eine auf der unsicheren Seite liegende Abweichung zu den Versuchsergebnissen (Bild 5-13).

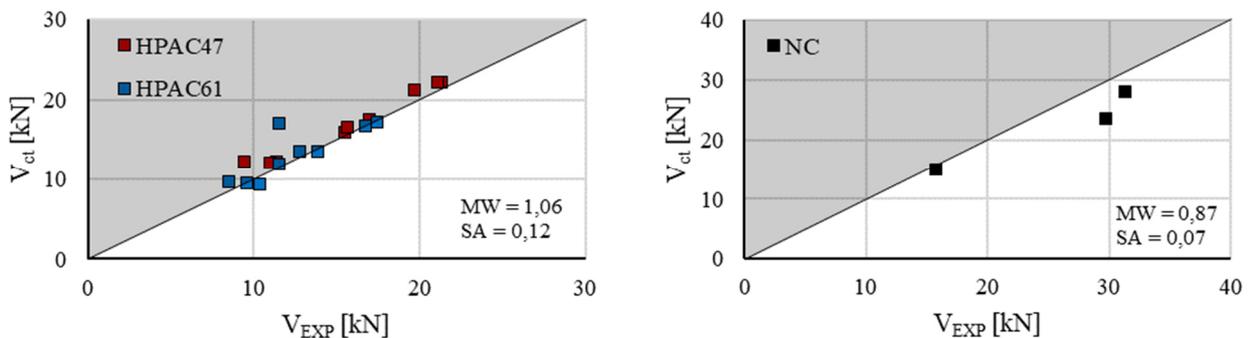


Bild 5-13: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach [87] vs. Bruchlasten im Versuch für HPAC47/HPAC61(links) und NC (rechts)

In [87] wird beschrieben, dass insbesondere bei kleinen Querschnittshöhen mit einer zunehmenden Streuung zu rechnen ist und es bei Querschnittshöhen bis 200 mm zu Unterschätzungen der Tragfähigkeiten kommen kann. Aufgrund der geringen Datenbasis für Querschnitte aus HPAC und der geringen Querschnittshöhen wurde daher eine Anpassung zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung des Faktors η_{HPAC} vorgenommen (Gl. (34)). Analog zum Vorgehen für LC nach [38, 33] erfolgte hierbei eine Abminderung der Querkrafttragfähigkeit.

$$V_{ct,mod} = \beta \cdot C_{Ri,HPAC} \cdot \kappa \cdot \eta_{HPAC} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{E_{fl}}{E_s} \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (44)$$

Die Gegenüberstellung der mit Gl. (44) ermittelten Querkrafttragfähigkeit mit den Bruchlasten der Versuche ergab im Mittel eine rechnerische Unterschätzung der Tragfähigkeit von ca. 38 %. Eine ausreichende Übereinstimmung mit den Versuchsdaten konnte somit nicht festgestellt werden. Bei

der Gegenüberstellung der Summe aus den Traganteilen der Druckzone $V_{c,c}$ (Gl. (39)) und der Verdübelung $V_{c,d}$ (Gl. (42)) konnte festgestellt werden, dass sich hierbei im Mittel eine rechnerische Unterschätzung von 20 % ergab. (Bild 5-14)

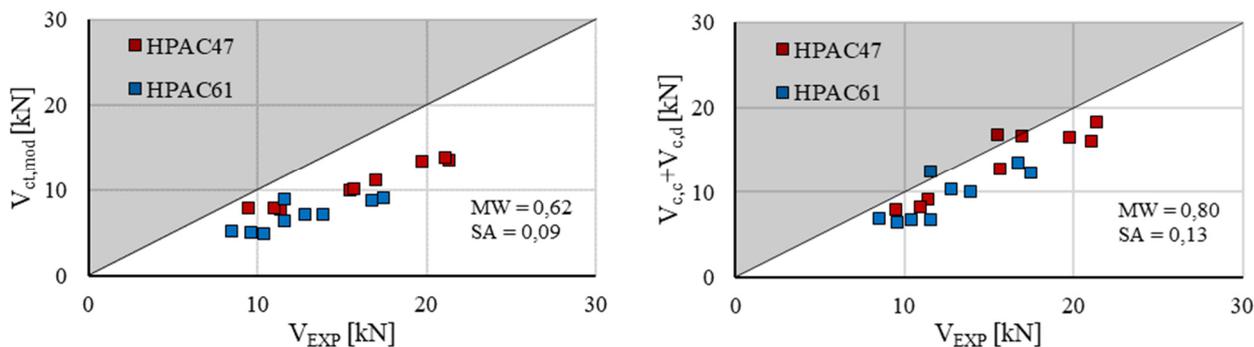


Bild 5-14: Für HPAC modifizierte rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach [87] (links) und Gesamttragfähigkeit aus $V_{c,c}$ und $V_{c,d}$ (rechts) vs. Bruchlasten im Versuch

5.1.6 Fazit

Durch Anwendung der Modelle von ZINK [88] und BAUMANN [131] konnte gezeigt werden, dass sich der Beitrag der einzelnen Tragmechanismen am Querkrafttragverhalten bei Bauteilen aus HPAC wesentlich von NC unterscheidet. Demnach erfolgt die Aufnahme der Querkraft fast ausschließlich über den Anteil aus der Druckzone und die Verdübelung durch die Längsbewehrung. Dies kann insbesondere auf das von NC abweichende Zugtragverhalten von HPAC zurückgeführt werden. Durch die Einführung eines Reduzierungsfaktors für die Festigkeit liefern bereits etablierte Bemessungsansätze geringere Vorhersageergebnisse der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus HPAC ohne Querkraftbewehrung. Die Summe der rechnerischen Traganteile der Druckzone und der Verdübelung durch die Längsbewehrung ergeben eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

5.2 BAUTEILE MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

5.2.1 Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens von HPAC-Bauteilen mit FVK-Querkraftbewehrung

In [87] wurde für Bauteile aus NC mit FVK-Querkraftbewehrung ein additiver Ansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit vorgeschlagen. Hierbei erfolgt die Ermittlung des Betontraganteils (V_c) analog zu dem in [88] beschriebenen Verfahren für Bauteile ohne Querkraftbewehrung. Für den Fachwerktraganteil erfolgte die Anpassung des in [116] beschriebenen, auf einfachen Spannungsfeldern basierenden Modells für profilierte Stahlbetonbauteile.

Aufgrund der Analysen aus Abschnitt 5.1 zeigte sich für HPAC ein vernachlässigbarer Anteil der Bruchprozesszone auf die Querkrafttragfähigkeit. Die Ermittlung der Höhe des Spannungsfeldes erfolgte daher ausschließlich über die Bauteilgeometrie und die Druckzonenhöhe, d. h. ohne Berücksichtigung der Höhe der Bruchprozesszone wie in [87] für NC (Bild 5-15, Gl. (45)).

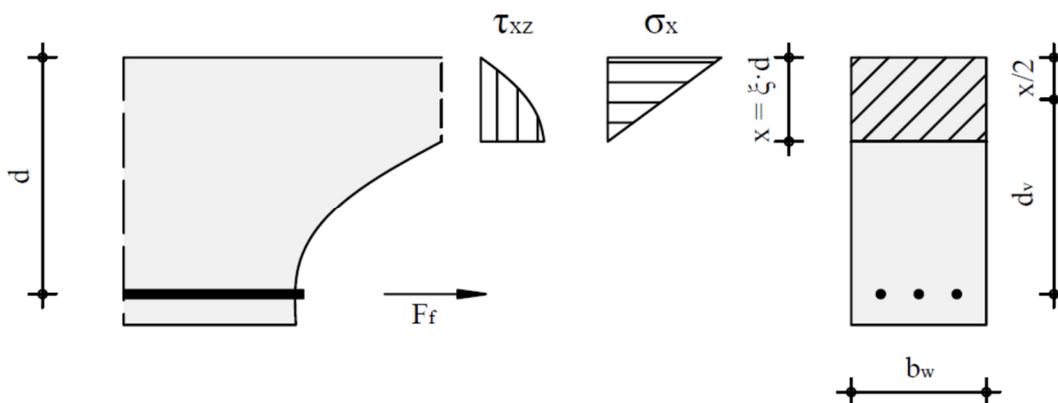


Bild 5-15: Angenommene Höhe des Schubfeldes d_v bei HPAC

$$d_v = d - \frac{x}{2} \quad (45)$$

5.2.2 Dehnung des Spannungsfeldes

Die mittlere horizontale Dehnung des Spannungsfeldes ergibt sich aus der Dehnung der Biegezugbewehrung (ϵ_f). Diese wird auch für HPAC nach [134] im Abstand d von der Stelle des maximalen Biegemomentes ermittelt. Für das im Versuch verwendete statische System kann die Bewehrungsdehnung nach Gl. (46) bestimmt werden.

$$\varepsilon_f = \frac{M}{A_f \cdot E_f \cdot z} = \frac{V \cdot (a - d)}{A_f \cdot E_f \cdot z} \quad (46)$$

Zur Überprüfung dieses Ansatzes wurden die Mittelwerte der beiden Bewehrungslagen aus den Versuchen den rechnerischen Werten in Bild 5-16 gegenübergestellt. Da die Messung der Bewehrungsdehnungen unterhalb der Lasteinleitung erfolgte, wurde weiterhin eine Modifikation der Versuchswerte unter Annahme eines linearen Momentenverlaufs nach Gl. (47) vorgenommen.

$$\varepsilon_{f,m,mod} = \frac{\varepsilon_{f,M,O} + \varepsilon_{f,M,U}}{2} \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (47)$$

Ohne Anpassung der Werte zeigte sich eine etwas höhere Dehnung im Versuch bei geringerem Gradienten bezogen auf die zugehörigen Lasten. Nach der Modifikation der mittleren Bewehrungsdehnungen aufgrund der abweichenden Lage von Messung und Berechnung ergab sich eine gute Übereinstimmung mit vergleichbarem Zusammenhang zur Last. (Bild 5-16)

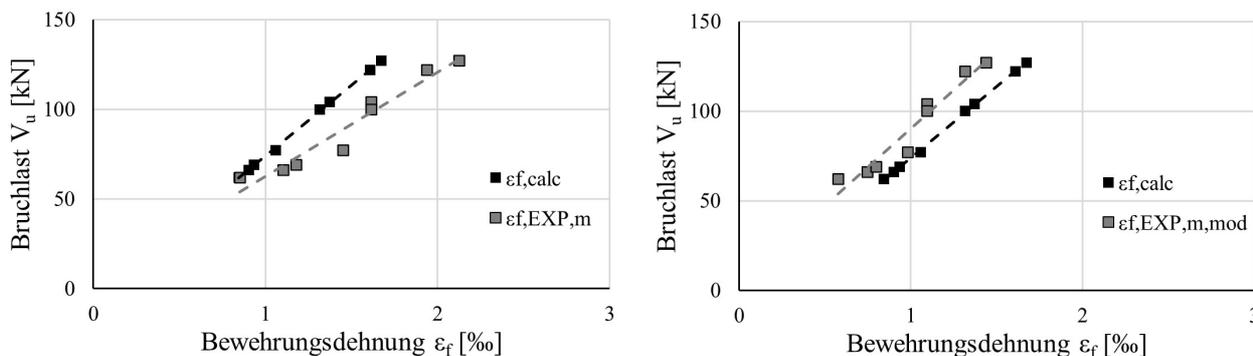


Bild 5-16: Gegenüberstellung rechnerische Längsbewehrungsdehnung vs. Versuchsdaten

Der Abstand z_{ex} zwischen der Bewehrungslage und dem Bereich der mittleren horizontalen Dehnung im Schubfeld ergibt sich in Abhängigkeit der vorliegenden Querschnittsgeometrie und Dehnungsverteilung im Querschnitt in Anlehnung an [87] nach Gl. (48). Bei gegliederten Querschnitten erfolgt zudem eine Unterscheidung in Abhängigkeit des geometrischen Verhältnisses der Druckzonenhöhe zur Höhe des Druckgurtes des Querschnittes (h_f).

$$\begin{aligned} z_{ex} &= (d - x) \cdot 0,5 && \text{für } x \geq h_f \\ z_{ex} &= d_v \cdot 0,5 && \text{für } x < h_f \end{aligned} \quad (48)$$

Für den Fall, dass sich diese im Wirkungsbereich der Bewehrung ($A_{c,eff}$) befindet, wird auch für HPAC die mittlere Dehnung mit der Randdehnung gleichgesetzt. Für alle anderen Fälle kann eine lineare Interpolation erfolgen (Gl. (49)).

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_f && \text{für } z_{\varepsilon x} \leq 1,5 \cdot (h - d) \\ \varepsilon_x &= \varepsilon_f \cdot (1 - z_{\varepsilon x}/(d - x)) && \text{für } z_{\varepsilon x} > 1,5 \cdot (h - d) \end{aligned} \quad (49)$$

5.2.3 Neigung der Druckstrebe

Zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels (ϑ_l) wird die Grenzwertbetrachtung aus [116] verwendet (Gl. (50)).

$$\tan^3 \vartheta_l \cdot \left(1 + \frac{1}{\rho_y \cdot \alpha_f}\right) - \cot \vartheta_l = \frac{\varepsilon_x \cdot E_c}{\tau_{xy}} \quad (50)$$

mit

- ϑ_l Druckstrebenwinkel
- ρ_y geometrischer Bügelbewehrungsgehalt a_{fw}/b_w
- α_f Verhältnis E-Module E_{fw}/E_c
- ε_x mittlere horizontale Spannungsfelddehnung
- τ_{xy} Schubspannung im Spannungsfeld

Die Schubspannung entspricht hierbei dem auf die Querschnittsfläche des Schubfeldes bezogenen Fachwerktraganteil (V_f) (Gl. (51)).

$$\tau_{xy} = \frac{V_f}{b_w \cdot d_v} \quad (51)$$

In [87] wurden für eine vereinfachte Ermittlung der Druckstrebenneigung Terme mit geringem Beitrag eliminiert. Durch Gleichsetzen der Schubfeldhöhe (d_v) mit dem inneren Hebelarm z sowie der Bewehrungsdehnung (ε_f) mit der mittleren Schubfelddehnung (ε_x) wurde in [87] für Einfeldträger mit Einzellasten Gl. (52) abgeleitet.

$$\vartheta_l = \tan^{-1} \left[\sqrt[3]{\frac{(a - d) \cdot a_{fw} \cdot E_{fw}}{A_{fl} \cdot E_{fl}}} \right] \quad (52)$$

Der rechnerisch ermittelte Druckstrebenwinkel kann aufgrund der Annahme, dass dieser der Hauptdruckspannungsrichtung entspricht, mit dem Risswinkel (β_r) gleichgesetzt werden. Für die Anwendung von Gl. (50) wurde der Fachwerktraganteil (V_f) über die im Versuch erreichten Querkräfte (V_u) (Tabelle 3-13) und deren Reduktion um den rechnerischen Betontraganteil (V_c) ermittelt. Das Verhältnis der rechnerischen zu den im Versuch beobachteten Winkeln zeigte grundsätzlich eine gute Übereinstimmung. Lediglich im Bereich der mittleren bezogenen

Querkraftbewehrungsgehalte ρ_w^* ergab sich eine Unterschätzung der Winkel durch das genauere Rechenmodell. Die steileren Risswinkel im Versuch können jedoch auch eine Folge der nahezu vertikal verlaufenden Risse aus der Vorschädigung und der sich so ergebenden Beeinflussung der Rissverläufe sein. Der Vergleich der rechnerischen Druckstrebenneigung des genaueren und vereinfachten Verfahrens zeigt eine vernachlässigbare Abweichung. Dies rechtfertigt die Anwendung der vereinfachten Berechnung auch für HPAC. (Bild 5-17)

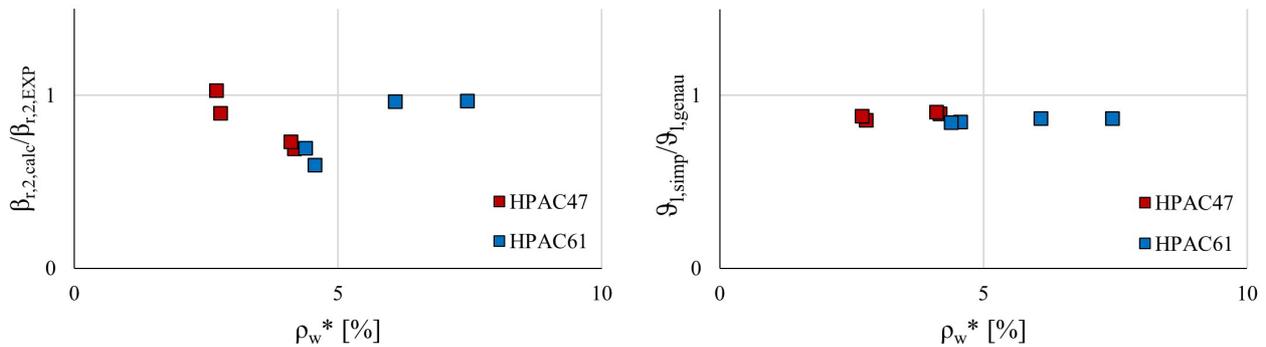


Bild 5-17: Vergleich rechnerischer Risswinkel vs. Versuchsdaten (links), Vergleich der rechnerischen Druckstrebenneigung genaueres vs. vereinfachtes Verfahren (rechts)

5.2.4 Dehnung der Querkraftbewehrung

Über den Druckstrebenwinkel kann die theoretisch gleichmäßige vertikale Dehnung des Spannungsfeldes (ε_y) ermittelt werden (Gl. (53)).

$$\varepsilon_y = \frac{\tau_{xy}}{\rho_y \cdot E_{fw} \cdot \cot \vartheta_l} \quad (53)$$

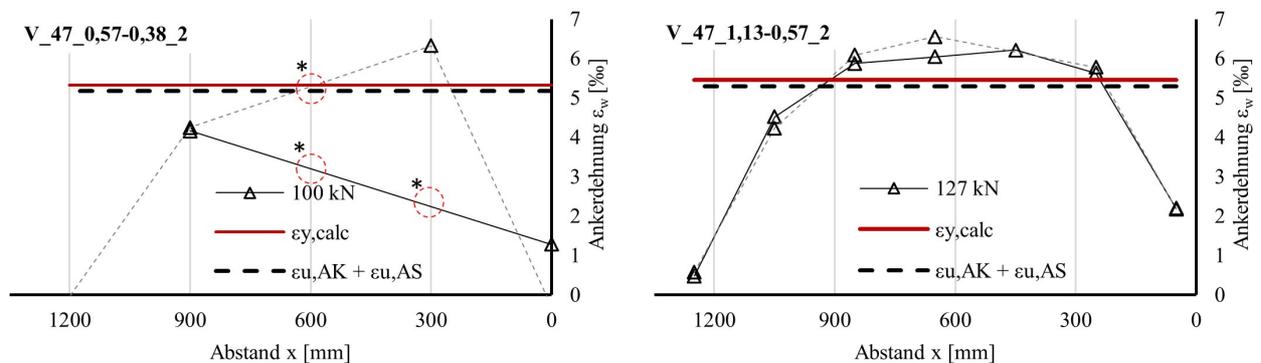
Bei den so ermittelten Bügeldehnungen zeigte sich eine geringfügige Unterschätzung im Vergleich zu den im Versuch gemessenen Werten bei ansonsten guter Übereinstimmung. Sowohl die rechnerische als auch die bei den Versuchen gemessenen Dehnungen überschreiten die äquivalenten Ankerdehnungen zu den Bruchlasten aus den in Abschnitt 3.1.3 beschriebenen Pull-Out-Versuchen für die Ankerköpfe. Demnach konnten zusätzliche Tragwiderstände über den Verbund zwischen dem Ankerstab und dem Beton mobilisiert werden. Die äquivalente aufnehmbare Dehnung des Ankerstabes ($\varepsilon_{u,AS}$) für den Verbund kann nach Gl. (54) bestimmt werden. Die Verbundfestigkeit ($\tau_{b,max}$) wurde nach Abschnitt 3.2 berechnet.

$$\varepsilon_{u,AS} = \frac{\tau_{b,max} \cdot \Phi_n \cdot \pi \cdot l_{w,b}}{A_{fw} \cdot E_{fw}} \quad (54)$$

Aufgrund der Neigung des Schubrisses variieren die Verankerungslängen der Ankerstäbe in der Druck- und Zugzone in Abhängigkeit vom betrachteten Schnitt. Die Verbundlänge der Ankerstäbe kann vereinfacht mit der Höhe der Druck- oder Zugzone gleichgesetzt werden. Hierbei wurde unter Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Querschnitt überprüft, in welchem Teil eine geringere Verbundlänge vorliegt (Gl. (55)).

$$l_{w,b} = \min \left\{ \begin{array}{l} \xi \cdot d \\ (1 - \xi) \cdot d \end{array} \right. \quad (55)$$

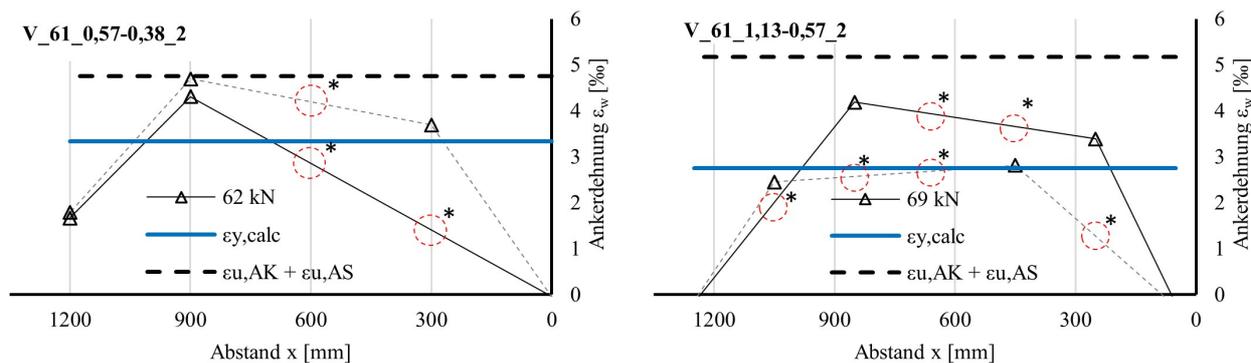
Für HPAC47 zeigten die so ermittelten Werte für die rechnerische Bügeldehnung gute Übereinstimmungen mit den zur Verbundfestigkeit äquivalenten Dehnungen. Auch die im Versuch gemessenen zur Bruchlast zugehörigen Ankerstabdehnungen konnten zutreffend rechnerisch ermittelt werden. (Bild 5-18)



*DMS ausgefallen

Bild 5-18: Rechnerische Bruchdehnung vs. Versuchsdaten vs. rechnerische Verbundfestigkeit HPAC47

Bei HPAC61 lag die rechnerische Verbundfestigkeit oberhalb der rechnerisch ermittelten und im Versuch erreichten Bügeldehnungen. Dieser Effekt war bei höherem Querkraftbewehrungsgehalt stärker ausgeprägt. Die rechnerisch ermittelten Dehnungen der Ankerstäbe zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten. (Bild 5-19)



*DMS ausgefallen

Bild 5-19: Rechnerische Bruchdehnung vs. Versuchsdaten vs. rechnerische Verbundfestigkeit HPAC61

5.2.5 Fazit

Die Dehnung der Längsbewehrung aus den Versuchen konnte mit guter Übereinstimmung nachgerechnet werden. Durch die Modifikation der Bemessungsgleichungen aus [87] konnten die Risswinkel und die Dehnungen der Querkraftbewehrung der Versuche zufriedenstellend rechnerisch ermittelt werden. Zur Bestimmung der Druckstrebenneigung kann der in [87] hergeleitete vereinfachte Ansatz verwendet werden. Für die Verankerung der Querkraftbewehrung können zusätzlich zum Tragwiderstand des Ankerkopfes auch die Verbundspannungen zwischen Ankerstab und Beton angesetzt werden.

6 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

6.1 ALLGEMEINES

Zur weitergehenden Untersuchung erfolgte die Durchführung realitätsnaher numerischer Simulationen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FE-Methode) mit dem Programm DIANA FEA unter Berücksichtigung des physikalisch-nichtlinearen Materialverhaltens des Betons. Hierzu wurden zur Kalibrierung und Überprüfung der verwendeten Berechnungsmodelle zunächst die in Kapitel 3 beschriebenen Bauteilversuche nachgerechnet und die dort aufgezeichneten Messdaten den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt. Dies war im vorliegenden Fall insbesondere erforderlich, da die für Stahlbetonbauteile aus NC verfügbaren Modelle, welche z. B. in [135, 136] angewendet wurden, aufgrund der abweichenden Materialeigenschaften von HPAC nicht zutreffend sind. Die untersuchten Tragmechanismen wirken im Wesentlichen in der vertikalen Ebene, wodurch die Anwendung zweidimensionaler Modelle möglich ist.

Anhand der validierten FE-Modelle können weitere Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten der durchgeführten Experimente gewonnen werden.

6.1.1 Nichtlineares Materialverhalten

Ein wesentliches Merkmal des Trag- und Verformungsverhaltens bewehrter Betonquerschnitte ist die Entstehung von Rissen vor Erreichen der Querschnittstragfähigkeit. Die Rissbildung hat einen starken Einfluss auf die Steifigkeit und die Spannungsverteilung innerhalb des Querschnittes. Aus diesem Grund ist eine wirklichkeitsnahe Simulation des Tragverhaltens solcher Bauteile nur mit Berücksichtigung des physikalisch-nichtlinearen Materialverhaltens möglich.

Bei den Berechnungen mit DIANA wurde das Total Strain Crack Model verwendet. Hierbei handelt es sich um ein elementbasiertes Modell mit „verschmierten Rissen“ („smeared cracks“) nach [137], bei dem die gerissene Struktur weiterhin als Kontinuum mit reduzierter Elementsteifigkeit betrachtet wird. Bei Auftreten eines Risses erfolgt die Beschreibung des Tragverhaltens des Betons im Weiteren über eine anisotrope Spannungs-Dehnungs-Beziehung unter Berücksichtigung von Reduzierungsfaktoren für die Normal- und Schubsteifigkeit. [137, 138]

In DIANA wird das Zugtragverhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit über eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung beschrieben. Für den Nachbruchbereich wurde das in DIANA implementierte Modell nach [42] verwendet. Dieses beschreibt das Entfestigungsverhalten des unbewehrten Betons nach Erreichen der Zugfestigkeit.

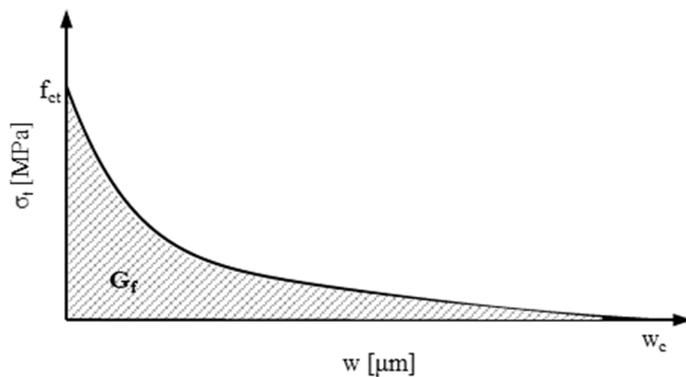


Bild 6-1: Entfestungsverhalten im Zugbereich nach [42]

Nach der Auswertung dehnungsgesteuerter, zentrischer Zugversuche an Prismen aus NC und LC wurde in [42] der in Gl. (56) beschriebene Zusammenhang zwischen der Rissweite (w) und der Zugspannung (σ_t) abgeleitet. Zur Ermittlung der Rissweite wird die gemessene Gesamtverformung um den elastischen Anteil aus dem ansteigenden Ast reduziert.

$$\sigma_t = f_{ct} \cdot \left[1 + \left(C_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-C_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + C_1^3) \cdot e^{-C_2} \quad (56)$$

mit

$$C_1 = 3,0; C_2 = 6,93; w_c = 160 \mu\text{m} \text{ für NC und } C_1 = 1,0; C_2 = 5,64; w_c = 140 \mu\text{m} \text{ für LC}$$

In DIANA erfolgt die Definition des Kurvenverlaufs über die Angabe der Betonzugfestigkeit und der Bruchenergie (G_f). Letztere beschreibt die Fläche unterhalb der in Bild 6-1 dargestellten Kurve der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung und ist damit wie folgt definiert:

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma_t \cdot dw \quad (57)$$

In [139] werden charakteristische Werte für die Bruchenergie in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit für NC und LC angegeben. Allerdings erfolgt hierbei keine weitere Differenzierung bezüglich der bei LC vorliegenden Matrix. Für NC ergaben sich gute Übereinstimmungen mit den Werten der in [47] durchgeführten Keilspaltversuche. Der Vergleich der Werte von Untersuchungen mit LC mit Leichtsand (ALWAC) in [46] zeigte allerdings eine deutliche rechnerische Überschätzung der tatsächlichen Bruchenergie. Aus diesem Grund wurde in [46] eine Anpassung für Betone mit Leichtsand formuliert (Gl. (58)).

$$G_{f,ALWAC} = 16 \cdot f_{ct} \text{ [N/m]}; f_{ct} \text{ in [MPa]} \quad (58)$$

In [78] wird angeführt, dass diese Angabe für Leichtsand mit einer Kornrohichte von $\rho_a \geq 1,0 \text{ kg/dm}^3$ gültig ist und ggf. eine weitere Abminderung der Bruchenergie bei deutlicher Unterschreitung dieses Wertes erforderlich wird. Da dies bei HPAC der Fall ist, kann von einer weiteren Reduzierung ausgegangen werden. Aufgrund der in der Mischungszusammensetzung enthaltenen Fasern kann eine direkte Ableitung über die Kornrohichte allerdings nicht erfolgen. Durch die iterative Anpassung der Bruchenergie bei der Nachrechnung der durchgeführten Bauteilversuche konnten gute Übereinstimmung durch die Reduzierung um den Faktor 2 erreicht werden (Gl. (59)).

$$G_{f,HPAC} = 8 \cdot f_{ct} \text{ [N/m]}; f_{ct} \text{ in [MPa]} \quad (59)$$

Eine Anpassung der kritischen Rissöffnung w_c sowie der konstanten C_1 und C_2 ist in DIANA nicht möglich. Über eine Rückrechnung, wie in [140] für UHPC erfolgt, konnte die in [46] vorgeschlagene Änderung der kritischen Rissöffnung für ALWAC durch die Anpassung der Bruchenergie erreicht werden. Durch die Abminderung der Bruchenergie von HPAC ergibt sich hierfür eine deutlich geringere kritische Rissöffnung, wodurch sich ein spröderes Bruchverhalten bei Überschreiten der Zugfestigkeit einstellt. (Bild 6-2)

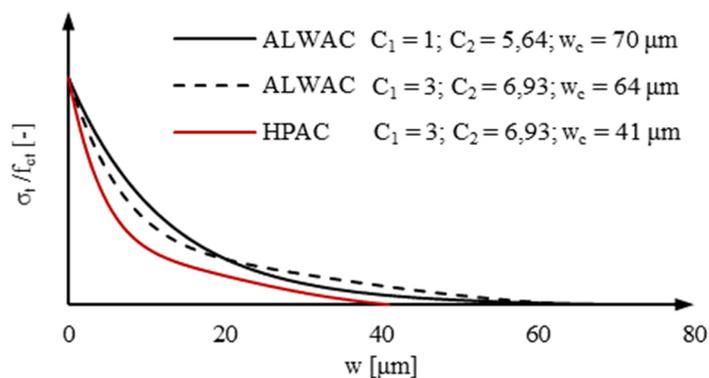


Bild 6-2: Verifizierung des Vorgehens zu den Spannungs-Rissverläufen

In DIANA werden die Verformungen im Nachbruchbereich über ein Rissband nach [45] berücksichtigt. Dies ermöglicht die Beschreibung des Zugtragverhaltens über eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung (Bild 6-3). Zur Spezifikation der Rissbandbreite (h_{cr}) wurde der Ansatz nach [141] verwendet.

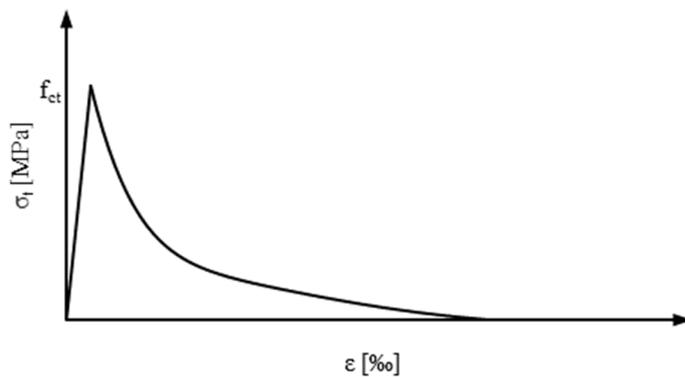


Bild 6-3: Verlauf des angenommenen Zugtragverhaltens von HPAC

Durch die Nachrechnung der Versuche aus [142] in [143] können mit Hilfe dieses Modells auch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen („*Tension Stiffening*“) beim Zugtragverhalten und somit die Dehnungszustände innerhalb bewehrter Querschnitte wirklichkeitsnah wiedergegeben werden. Die zentrische Zugfestigkeit wurde aufgrund der Untersuchungsergebnisse in [144] nach Gl. (60) aus der Spaltzugfestigkeit berechnet.

$$f_{ct} = 0,75 \cdot f_{ct,sp} \quad (60)$$

Anhand von Dehnungsmessungen bei den Begleitprüfungen zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit bzw. des E-Moduls wurde festgestellt, dass HPAC bis zum Erreichen der Druckfestigkeit einen linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung aufweist. Da bislang keine Erkenntnisse zum Einfluss von mehraxialen Beanspruchungen („*lateral confinement*“) oder Längsrissen auf das Drucktragverhalten („*compression softening*“) vorliegen, erfolgte die Berücksichtigung dieser Effekte nicht über eine programminterne Modifikation des Werkstoffverhaltens wie z. B. nach [145]. Zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens infolge lokaler Spannungskonzentrationen im Lasteinleitungsbereich erfolgte daher die Annahme einer ausgeprägten Verformbarkeit nach Erreichen der Druckfestigkeit. Für das Drucktragverhalten wurde so ein quasi ideal-elastisch-plastisches Materialverhalten angesetzt (Bild 6-4). In Abgrenzung zu dem in Kapitel 7.1 verwendeten idealisierten Verlauf für das Biegebemessungsmodell erfolgt der Ansatz des bei Versuchsergebnissen ermittelten Drucktragverhaltens, wie in [10] beschrieben, innerhalb eines komplexen, realitätsnahen Materialmodells. Der Ansatz unterschiedlicher Materialmodelle für die Querschnittsbemessung sowie nichtlineare Berechnungsverfahren sind auch in EC2 [38] vorgesehen. Wie in [78] beschrieben weisen die Materialmodelle für die Querschnittsbemessung insbesondere bei Leichtbetonen durch die Zusammenfassung verschiedener Effekte Abweichungen zu experimentell ermittelten Spannung-Dehnungsbeziehungen auf.

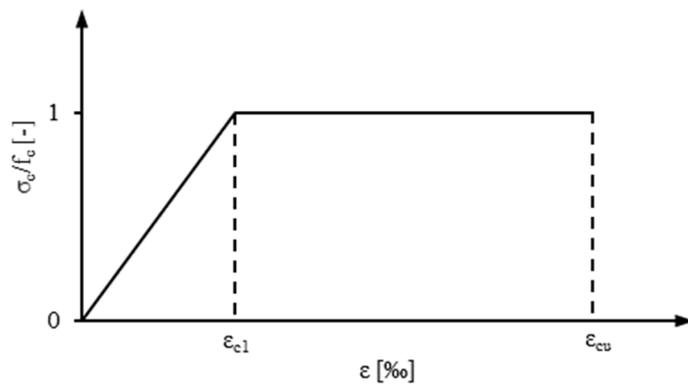


Bild 6-4: Prinzipieller Verlauf des angenommenen Drucktragverhaltens von HPAC

Damit kann das Spannungs-Dehnungsverhalten nach Gl. (61) beschrieben werden. Für die Bruchdehnung (ϵ_{cu}) wurde anhand der Nachrechnung der durchgeführten Bauteilversuche und iterativer Anpassung ein Wert von 10 % festgelegt.

$$\sigma_c(\epsilon) = \begin{cases} E_c \cdot \epsilon & \text{für } \epsilon \leq \frac{f_c}{E_c} = \epsilon_{c1} \\ f_c & \text{für } \epsilon_{c1} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu} \end{cases} \quad (61)$$

Der Risswinkel bei Initiierung wurde fixiert angenommen. Zur Vermeidung numerischer Schwierigkeiten und zur realistischen Simulation der physikalischen Vorgänge innerhalb des Risses wurde für das Schubtragverhalten, analog zum Vorgehen für Stahlbeton in [135, 136], ein konstanter Scherretentionsfaktor (β) verwendet, was ein graduelles Absinken der Zugfestigkeit ermöglicht [146]. Aufbauend auf den in [136] dargestellten Erkenntnissen wurde hierfür ein Wert von $\beta = 0,15$ gewählt.

6.1.2 Berechnungskonzepte

Die in DIANA verwendete Berechnungsmethode basiert auf dem Prinzip der virtuellen Verrückung, wobei folgendes Gleichungssystem mit der Systemsteifigkeitsmatrix (K), den Freiheitsgraden der Knoten (u) und dem Vektor der Knotenlasten (f) gelöst wird:

$$Ku = f \quad (62)$$

Die Berechnung der Spannungen erfolgt nach Lösung des Gleichungssystems durch die Rückrechnung aus den ermittelten Knotenverschiebungen. Durch das zuvor beschriebene ausgeprägt nichtlineare Materialverhalten bei einer wirklichkeitsnahen Analyse des Tragverhaltens bewehrter Betonquerschnitte ist die Steifigkeitsmatrix der Elemente und somit der interne Kraftvektor (f_{int}) abhängig von der Verschiebung. Aus diesem Grund ist keine direkte Lösung möglich, weshalb ein

iteratives Verfahren unter Berücksichtigung des Gleichgewichts der inneren (f_{int}) und äußeren Kräfte (f_{ext}) erforderlich ist.

Da das Materialverhalten vom Lastpfad abhängig ist und es bei großen Belastungsschritten problematisch ist, eine konvergierende Lösung zu erreichen, wurde eine schrittweise Belastung unter Verwendung kleiner Lastinkremente, wie in [146] beschrieben, vorgenommen. Für eine numerische Lösung muss neben der geometrischen zusätzlich eine „zeitliche“ Diskretisierung erfolgen, wobei der Begriff Zeit (t) als Maßeinheit für die Lastgeschichte und das betrachtete Lastinkrement zu verstehen ist. Die Verschiebung setzt sich durch diese Betrachtung aus einem Anteil zur Startzeit (t) des Lastinkrements (Δt) und einem dem Lastinkrement zuzuordnenden Anteil (Δu) zusammen (Gl. (63)).

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u \quad (63)$$

Bei der inkrementellen Belastung hängt der interne Lastvektor durch die Fixierung der Situation aus den vorangegangenen Lastschritten ausschließlich von dem Verschiebungsinkrement (Δu) ab. Dadurch erfolgt die Lösung nichtlinearer Probleme durch die Erfüllung der in Gl. (64) beschriebenen Gleichgewichtsbedingung für den Residuenvektor (g) über die iterative Variation des Lastinkrements (Gl. (64)). [138]

Die Durchführung der Iterationen erfolgte hierbei unter Anwendung des regulären Newton-Raphson-Verfahrens.

$$g(\Delta u) = f_{int}(\Delta u) - f_{ext}(\Delta u) = 0 \quad (64)$$

Aufgrund des iterativen Verfahrens wird die Konvergenz unter Toleranz einer verbleibenden Abweichung (η_{com}) erreicht. Ebenso ist ein Abbruchkriterium für eine Divergenz (η_{div}) zu definieren. Zur Festlegung dieser Kriterien wurde bei den vorliegenden Untersuchungen die Energienorm verwendet. Die Vorgaben für die Berechnung wurden so gewählt, dass bei Nicht-Erfüllung des Konvergenzkriteriums ebenso wie bei Überschreitung des Abbruchkriteriums und der vorgegebenen Anzahl der Lastschritte ein Abbruch der Berechnung erfolgte. (Bild 6-5)

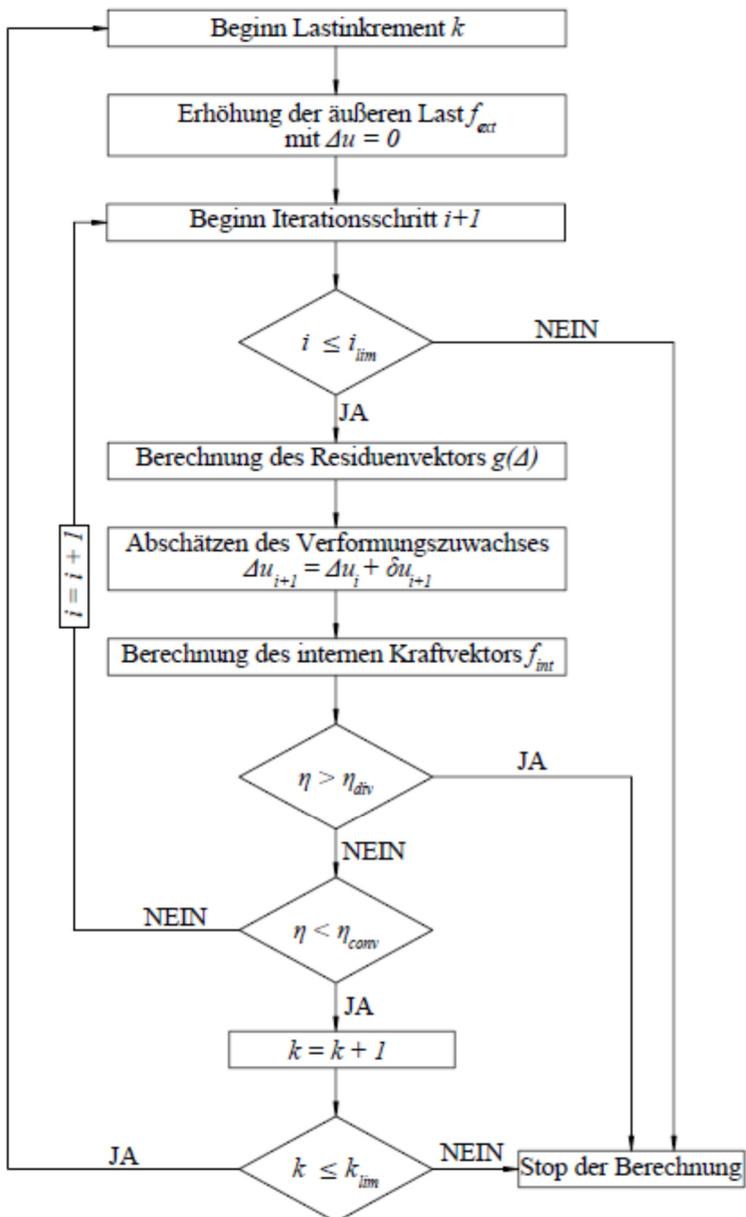


Bild 6-5: Ablaufschema der durchgeführten nichtlinearen FE-Berechnungen (nach [138])

6.1.3 Elemente und Diskretisierung

Für die Modellierung des Betons und der Auflagerplatten wurden ebene, vierknotige Rechteckelemente verwendet (Bild 6-6).

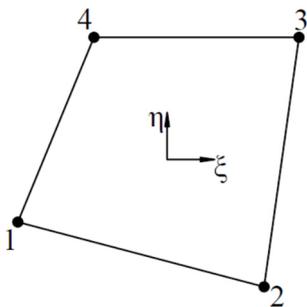


Bild 6-6: Ebenes isoparametrisches viereckiges Element "Q8MEM" [138]

Der Ansatz für die Knotenverschiebung (u_i) ist linear und wird nach [138] und wie in Gl. (65) beschrieben angenommen. Im Vergleich zu Elementen mit quadratischer Ansatzfunktion verkürzt sich so die Berechnungsdauer bei gleicher Netzfeinheit aufgrund der reduzierten Knotenanzahl wesentlich.

$$u_i = a_0 + a_1 \cdot \xi + a_2 \cdot \eta + a_3 \cdot \xi \cdot \eta \quad (65)$$

Durch die Vorgabe einer Elementgröße von 10 mm war eine Vernetzung mit überwiegend quadratischen Elementen möglich.

Die Abbildung der Bewehrung erfolgte als „verschmierte Bewehrung“ („*embedded reinforcement*“). In [135, 136] konnte gezeigt werden, dass mit diesem Ansatz auch komplexe räumliche Tragmechanismen bei geringem Eingabe- und Rechenaufwand adäquat simuliert werden können.

Hierbei haben die Bewehrungselemente weder eine geometrische Ausdehnung oder Masse, noch eigene Freiheitsgrade. Die Verschiebungen der Bewehrungselemente werden aus den Verschiebungen der gekoppelten „Mutterelemente“ („*mother-elements*“) errechnet. Eine Stabbewehrung wird in mehrere Abschnitte unterteilt und einem Mutterelement zugeordnet. Der Abschnitt muss sich vollständig innerhalb des Elements befinden. Die Zuordnung geschieht über die Verwendung zusätzlicher Lokalisierungspunkte („*location points*“). Diese Art der Bewehrungsmodellierung erlaubt die Festlegung der geometrischen Position der Bewehrungsstäbe unabhängig vom Elementnetz des Betons. [138]

Zur Berücksichtigung des Verbundtragverhaltens zwischen dem Bewehrungs- und dem Betonelement werden in DIANA Kontaktelemente („*interface elements*“) verwendet. Die Verschiebung der Kontaktelemente kann bei Verwendung konstanter initialer Steifigkeiten normal (k_{nn}) und orthogonal (k_{tt}) zum Bewehrungsstab nach Gl. (66) beschrieben werden.

$$\begin{Bmatrix} t_n \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \frac{\delta \tau_b(s)}{\delta s} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} k_{nn} & k_{nt} \\ k_{nt} & k_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ s \end{Bmatrix} \quad (66)$$

Die initialen Steifigkeiten wurden nach einem Vorschlag in [147] unter Berücksichtigung der Elementgröße (b_E) sowie des E-Moduls des Betons (E_c) ermittelt (Gl. (67) und (68)).

$$k_{nn} = \frac{E_c}{b_E} \cdot 100 \quad (67)$$

$$k_{tt} = k_{nn} \cdot 10^{-3} \quad (68)$$

Die Implementierung der Verbund-Spannungs-Schlupfbeziehung erfolgte durch die Vorgabe eines multilinenen Verlaufs mit Eingabe der in 3.2.3 beschriebenen kennzeichnenden Punkte unter Berücksichtigung der vorliegenden Betonart und Spaltzugfestigkeit.

6.2 NACHRECHNUNG DER DURCHGEFÜHRTEN BAUTEILVERSUCHE

6.2.1 Versuche zum Biegetragverhalten

Für die Nachrechnung der Biegetragversuche wurden die Balken zur Reduzierung der Rechenzeit bis zur Symmetrieachse modelliert. Hier konnte aufgrund der Symmetrie des Systems und der Belastung eine horizontal unverschiebliche Lagerung über die gesamte Höhe angesetzt werden (1, Bild 6-7). Die Längs- (2) und Bügelbewehrung (3) wurden als „verschmierte“ Bewehrung, wie in Abschnitt 6.1.3 beschrieben, diskretisiert. Zur Vermeidung von Singularitäten an den Punktlagerungen (4) wurden im Bereich der Auflager und der Lasteinleitung Stahlplatten (5) mit linear-elastischem Materialverhalten angeordnet. Die Verbindung zwischen diesen Platten und dem Betonquerschnitt erfolgte über Interface-Elemente (6) unter Ausschluss einer Übertragung von Schub- und Zugkräften. Die Belastung erfolgte über eine eingeprägte Knotenverschiebung der Lasteinleitungsplatte (7). (Bild 6-7)

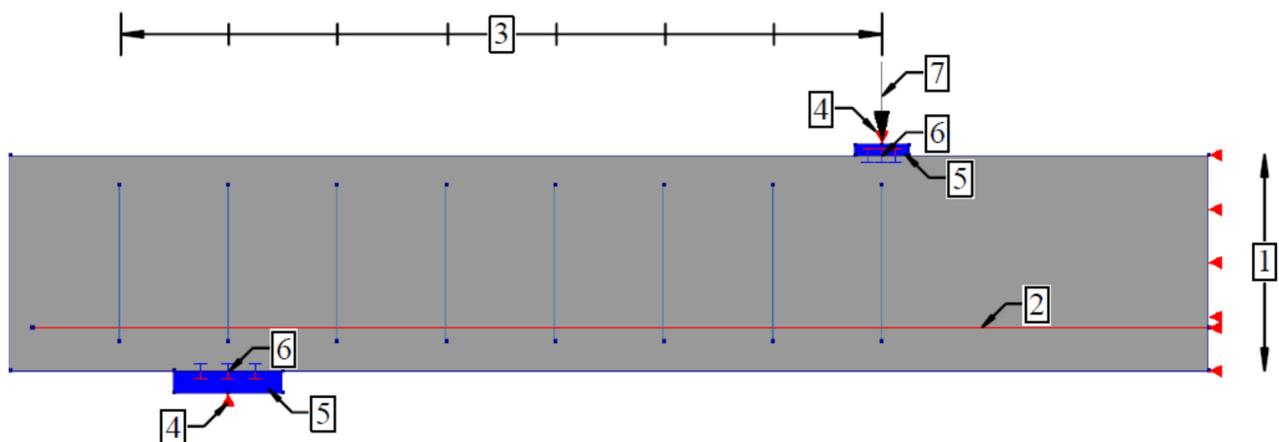


Bild 6-7: FE-Modell zur Nachrechnung der Biegetragversuche

Bei der Nachrechnung der Versuche zur Biegetragfähigkeit zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen dem Verformungsverhalten der Balken in der FE-Simulation und den Versuchsdaten (Bild 6-8). Abweichungen konnten lediglich im Übergangsbereich zwischen Zustand I und Zustand II festgestellt werden, weshalb nachfolgend eine detaillierte Betrachtung dieses Bereiches vorgenommen wird.

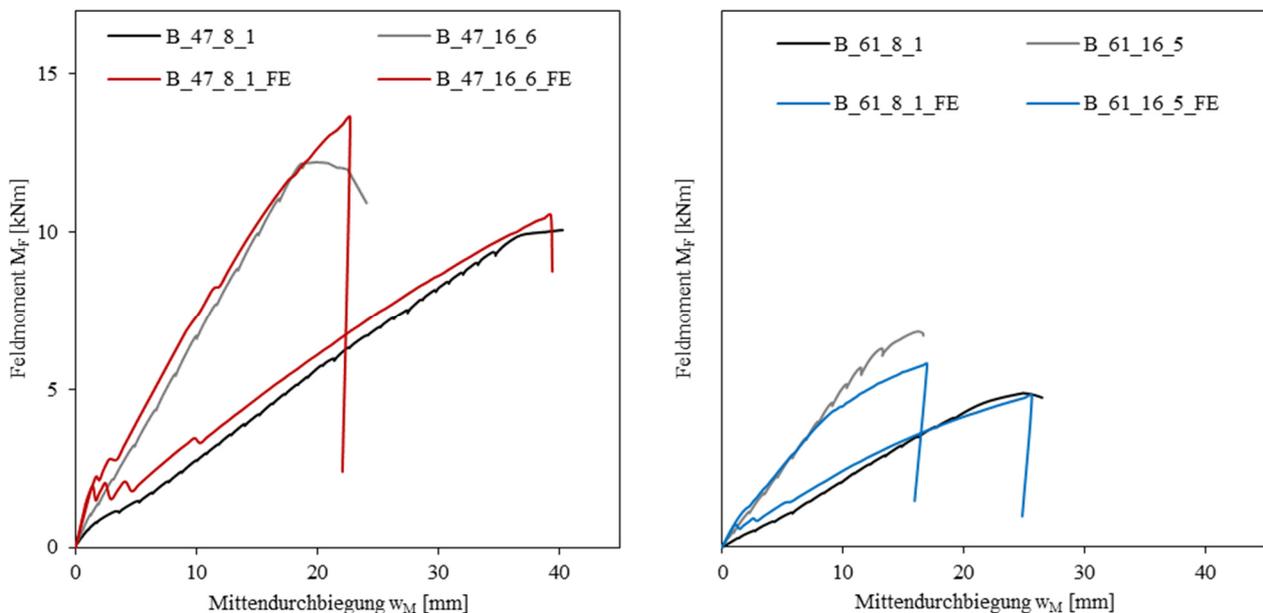


Bild 6-8: Last-Verformungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47/HPAC61

Die Abweichungen zwischen dem Verformungsverhalten der Versuchskörper und der durchgeführten Berechnungen traten bei der Nachrechnung der Versuche mit HPAC47 vor allem in den geringen Lastbereichen auf. Wie in Bild 6-9 zu erkennen ist, verhielten sich die Träger in diesem Bereich analog zu dem in 4.1 beschriebenen analytischen Verformungsverhalten unter Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens. Daher können die Abweichungen auf die geringere Steifigkeit des Querschnittes infolge der Risse aus den Vorschädigungen zurückgeführt werden.

Ein ähnliches Verhalten zeigte sich beim Vergleich der Ergebnisse aus den FE-Simulationen mit den Versuchsergebnissen der Balken aus HPAC61 (Bild 6-10). Hier lagen geringere Abweichungen vor, die sich aufgrund der Übereinstimmung mit dem analytisch ermittelten Verlauf ebenfalls auf die Vorschädigungen zurückführen lassen. Dies ist durch den geringeren Unterschied der Steifigkeiten im Zustand I und Zustand II zu begründen.

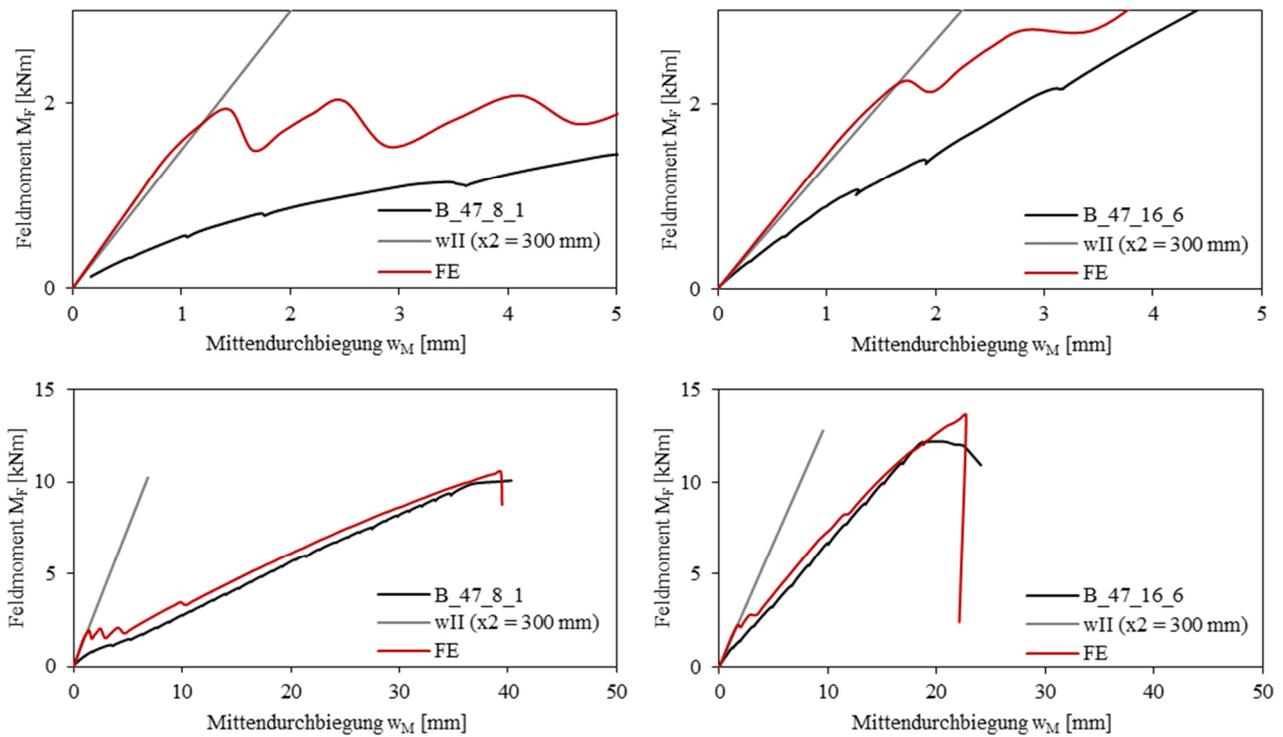


Bild 6-9: Last-Verformungsverhalten Versuche vs. FE-Ber. vs. analytischer Ber. HPAC47

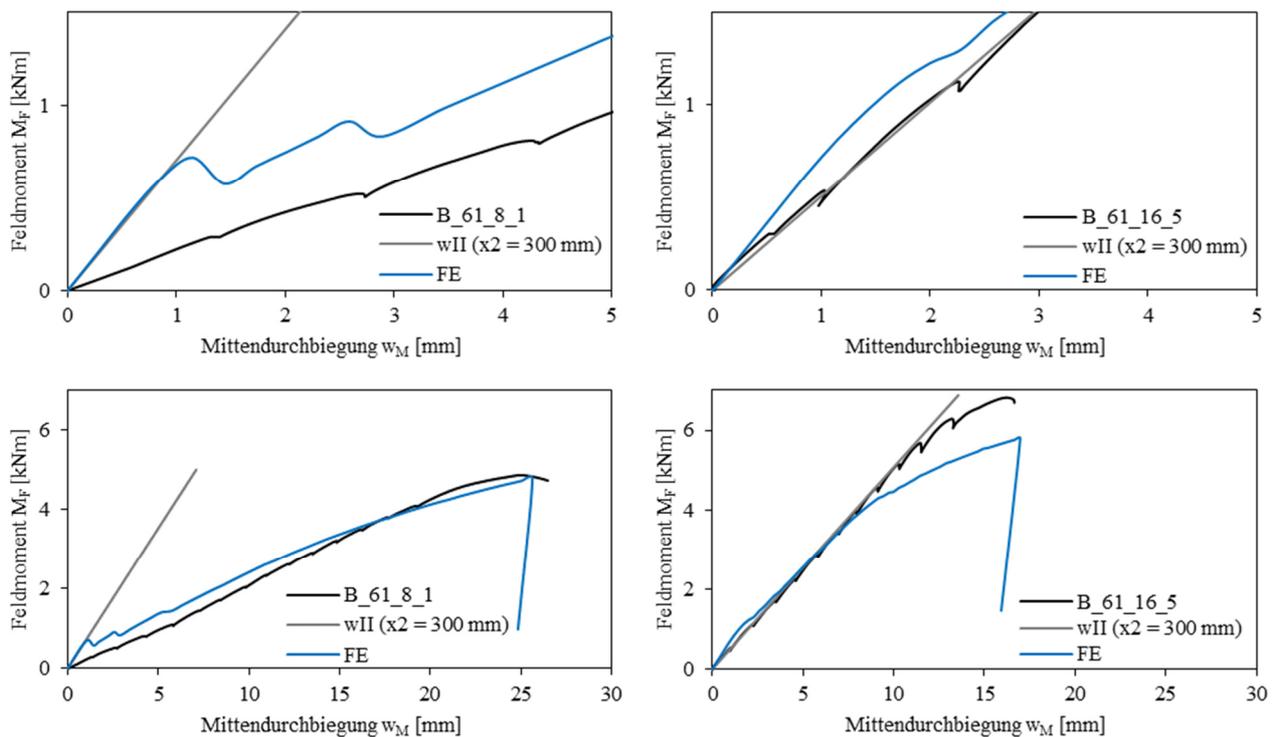


Bild 6-10: Last-Verformungsverhalten Versuche vs. FE-Ber. vs. analytischer Ber. HPAC47

Auch bei den Betonstauchungen und Bewehrungsdehnungen zeigten sich Abweichungen bei geringer Belastung. Bei HPAC47 verliefen die Dehnungen innerhalb des Querschnittes nach Erreichen des Zustands II ähnlich zu den in den Versuchen gemessenen Werten (Bild 6-11). Es zeigte sich hierbei

weiterhin im Fall der Bauteile mit geringen Längsbewehrungsgehalten eine Parallelverschiebung, die auf eine höhere Querschnittssteifigkeit bei der FE-Berechnung schließen lässt. Die Nachrechnung der Versuche mit höheren Längsbewehrungsgehalten zeigte nahezu deckungsgleiche Dehnungsverläufe für den Beton und die Bewehrung.

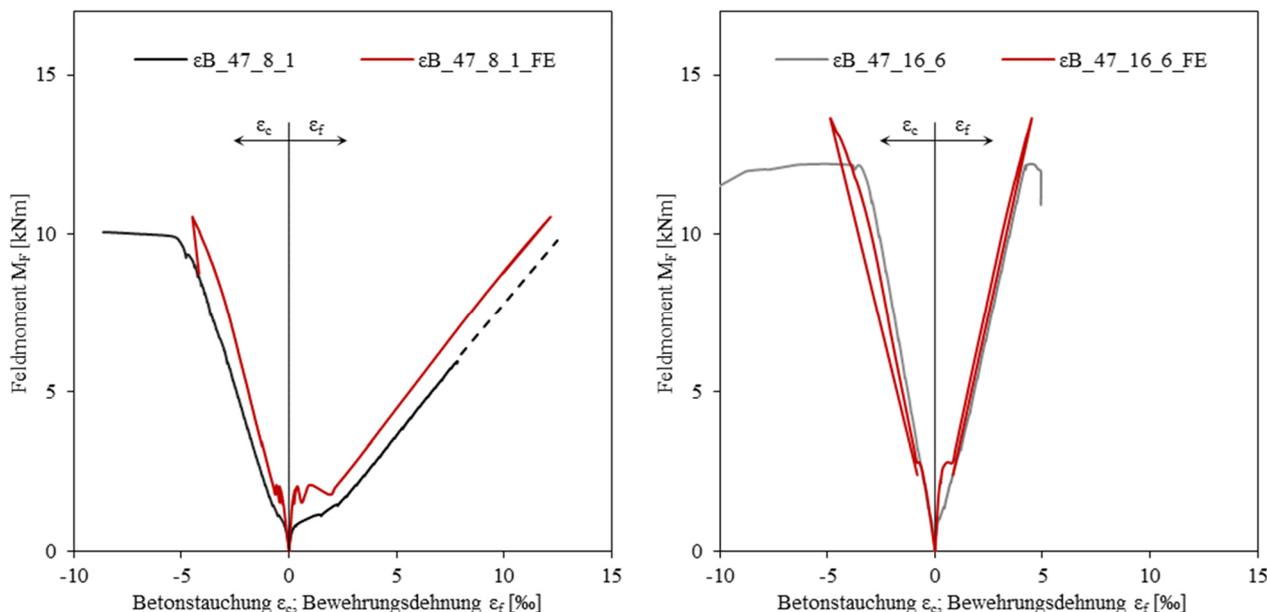


Bild 6-11: Last-Dehnungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47

Bei HPAC61 wurde ein ähnliches Tagverhalten festgestellt. So gab es bei geringen Längsbewehrungsgehalten ebenso eine Parallelverschiebung bei den Bewehrungsdehnungen, nicht jedoch bei den Betonstauchungen. Diese nahmen bei beiden Längsbewehrungsgehalten, anders als bei den im Versuch gemessenen Werten, kurz vor Erreichen der Bruchlast überproportional zu, was durch den Übergang in den plastischen Bereich des zugrundeliegenden Materialmodells für den Druckbereich (Bild 6-4) zu erklären ist. Da diese Abweichungen in einem sehr begrenzten Lastbereich vorliegen, kann dennoch eine zufriedenstellende Abbildung der Dehnungszustände festgestellt werden. (Bild 6-12)

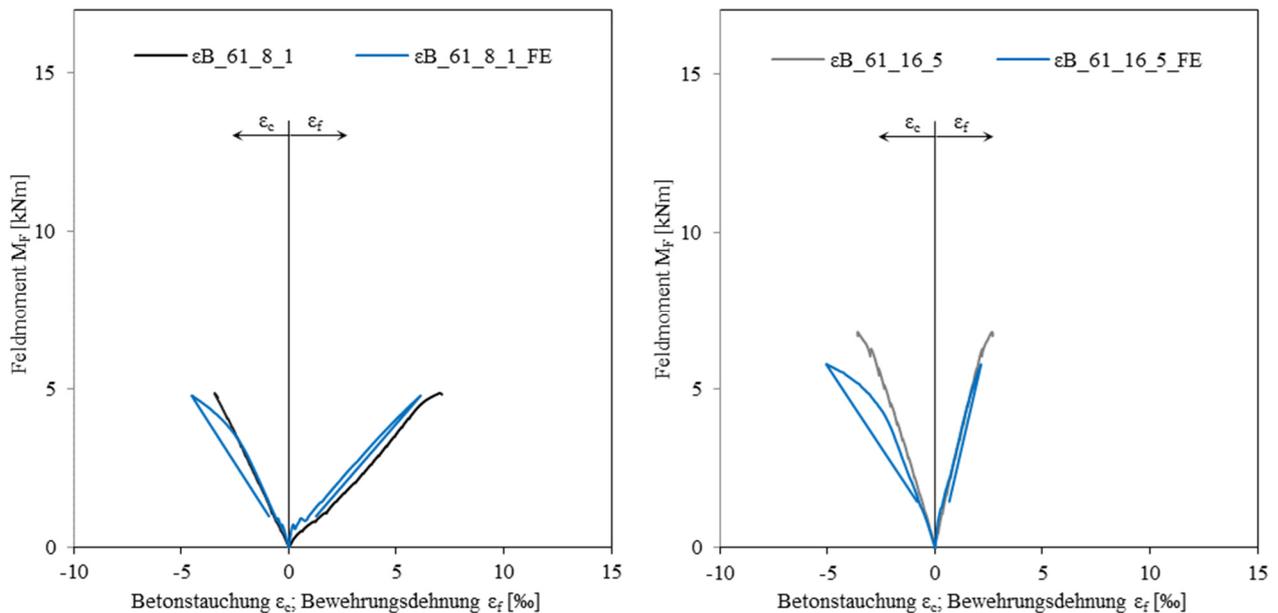


Bild 6-12: Last-Dehnungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61

Die bei der FE-Berechnung ermittelten Risse zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Aufzeichnungen der Bauteilversuche. Hierbei zeigt sich bei den Balken aus HPAC47 für beide untersuchten Bewehrungsgehalte im Hinblick auf die Höhe und den Verlauf ein vergleichbares Rissbild. Geringe Abweichungen konnten in Anschlussbereichen an die Risse aus der Vorschädigung festgestellt werden. (Bild 6-13)

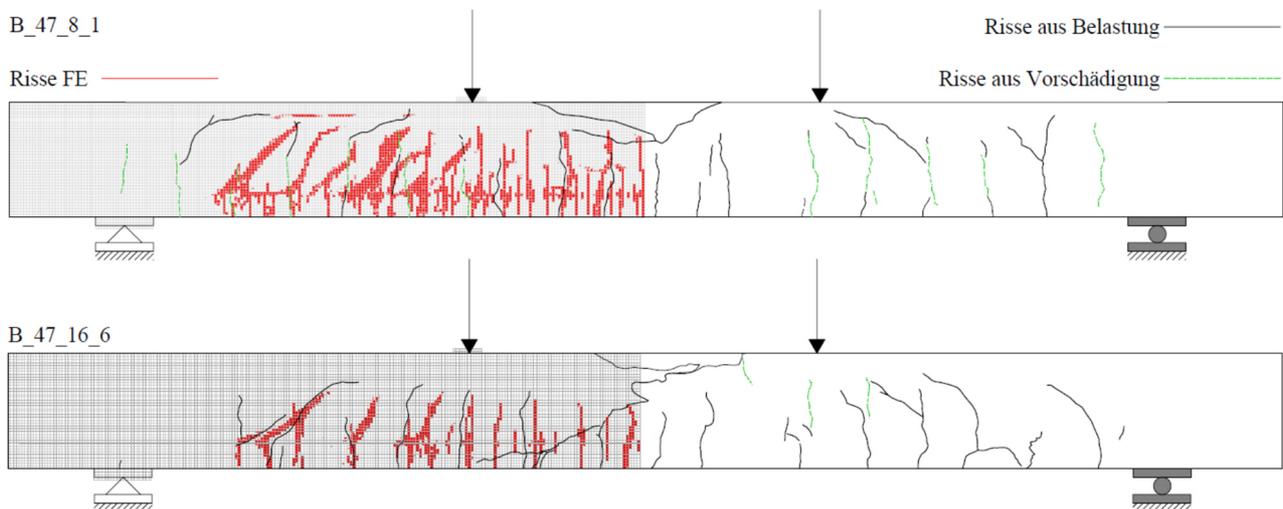


Bild 6-13: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47

Auch bei der Nachrechnung der Versuche mit HPAC61 ergaben sich ähnliche Rissverläufe. So zeigten sich lediglich geringfügige Abweichungen bei der Rissneigung zum Auflager bei den Balken mit höherem Längsbewehrungsgehalt. Hierbei sei jedoch auf ein erhöhtes Maß der Vorschädigung in diesen Bereichen hingewiesen. (Bild 6-14)

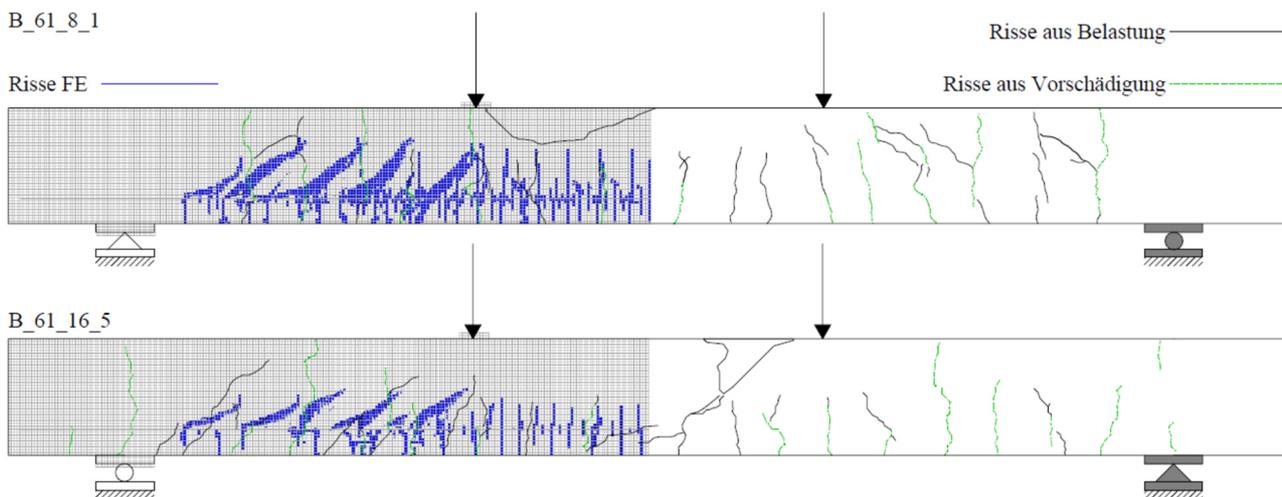


Bild 6-14: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61

Abschließend erfolgte der Vergleich zwischen den Bruchmomenten aus der Nachrechnungen und den Bauteilversuchen, wobei diese rechnerisch im Mittel um ca. 5 % überschätzt werden. Dies trat verstärkt bei der Nachrechnung der Versuche mit HPAC47 auf (Bild 6-15). Die nach der Auswertung der Versuchsdaten festgelegten Bruchlasten entsprechen den Lasten, bei denen der Bruchzustand initiiert wurde und unterscheiden sich von den im Versuch gemessenen Maximallasten (Tabelle 3-9). Die geringe Abweichung ist demnach auf ein spröderes Versagen bei der FE-Berechnung zurückzuführen. Aufgrund der Ergebnisauswertung konnte als Versagensursache bei allen Modellen die Überlastung der Biegedruckzone festgestellt werden.

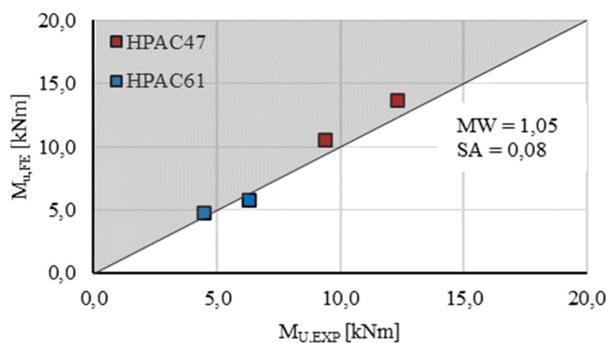


Bild 6-15: Bruchmomente Versuch vs. Bruchmomente FE-Simulation

6.2.2 Versuche zum Querkrafttragverhalten ohne Querkraftbewehrung

Für die Nachrechnung der Querkrafttragversuche ohne Querkraftbewehrung wurde ein wie in Abschnitt 6.2.1 beschriebenes Modell mit entsprechender Anpassung der Geometrie und Entfernung der Stahlbügel verwendet. Da die im Bereich B1 (Bild 3-20) angeordnete Querkraftbewehrung erst mit Auftreten der Schubrissslast aktiviert wird, konnte auch hier trotz asymmetrischer Bewehrungsführung das Modell auf den Bereich B2 (Bild 3-20) entlang der Lastachse reduziert werden. (Bild 6-16)



Bild 6-16: FE-Modell zur Nachrechnung der Querkrafttragversuche ohne Querkraftbewehrung

Die FE-Nachrechnung der Bauteilversuche ohne Querkraftbewehrung ergab ein steiferes Tragverhalten über den gesamten Belastungsverlauf. Mit steigendem Längsbewehrungsgehalt ist bei HPAC47 hierbei eine Zunahme der Abweichungen bei den Durchbiegungen in Feldmitte festzustellen. Somit ergab sich die größte Abweichung bei den Trägern mit dem höchsten Längsbewehrungsgehalt (V_47_20_2), was darauf zurückzuführen ist, dass der zunehmende Einfluss der Risse aus der Vorschädigung bei der FE-Berechnung nicht berücksichtigt wurde. Die erreichten Traglasten der FE-Berechnungen liegen dennoch im Bereich der im Versuch erreichten Lasten. Der Bruchzustand stellte sich bei den FE-Berechnungen mit einem plötzlichen Absinken der zur Verformung zugehörigen Reaktionskraft ein. (Bild 6-17)

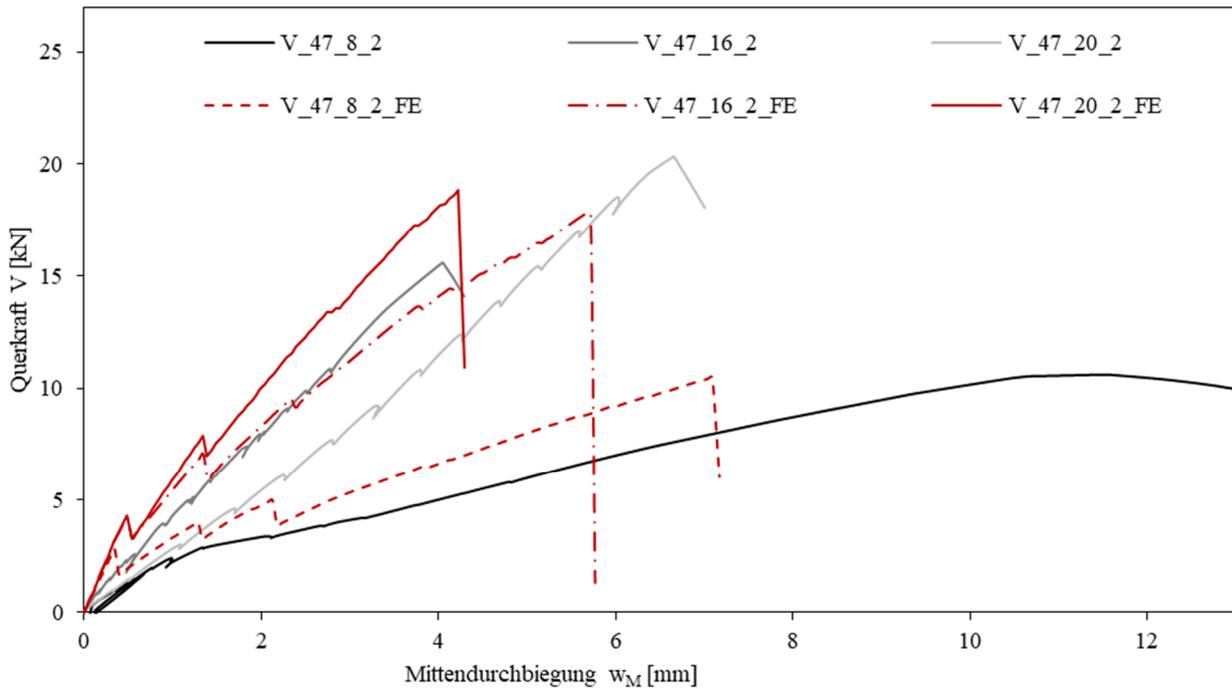


Bild 6-17: Last-Verformungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47

Dieses Tragverhalten konnte bei kleinerem Kraftniveau auch beim Vergleich der Ergebnisse aus der Nachrechnung der Versuche mit HPAC61 festgestellt werden. (Bild 6-18)

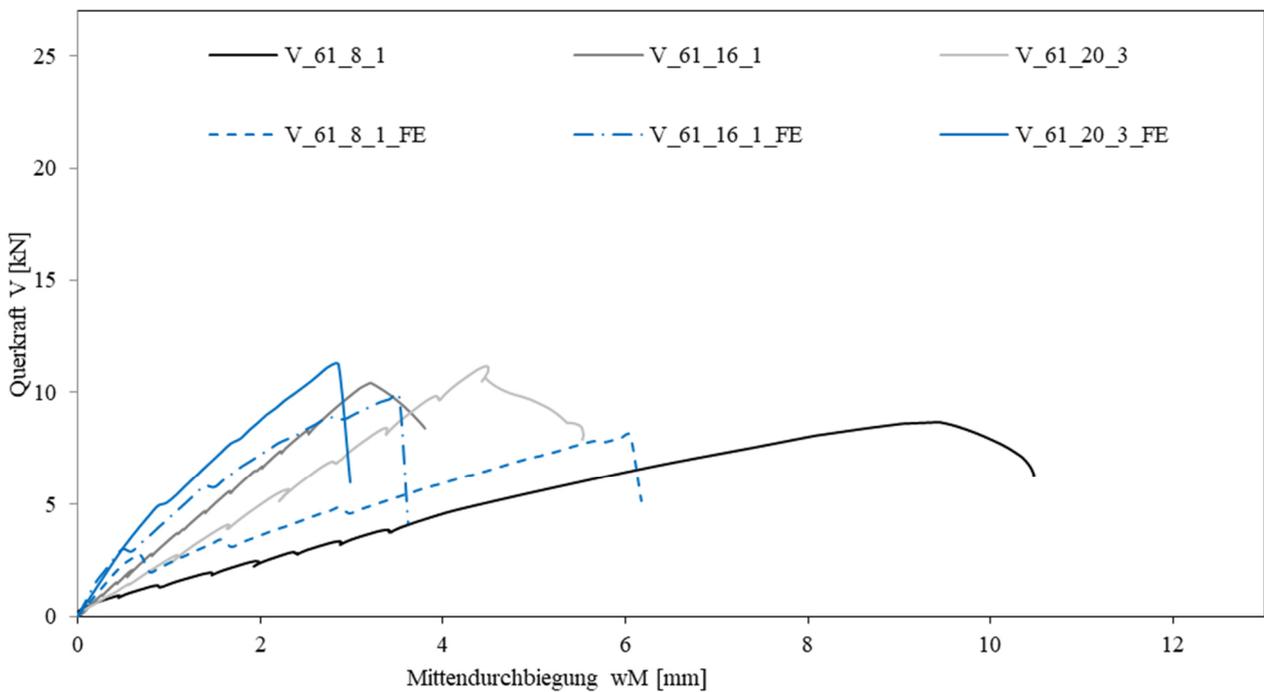


Bild 6-18: Last-Verformungsverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61

Der Vergleich der Rissbilder nach Erreichen der Traglast ergab sowohl bei HPAC47 (Bild 6-19) als auch bei HPAC61 (Bild 6-20) eine gute Übereinstimmung der Verläufe von FE-Analyse und

Bauteilversuch. So kam es in allen untersuchten Fällen zur Ausbildung eines schrägen, zur Lasteinleitung ansteigenden Schubrisses. Die sich bei der FE-Analyse ergebenden Risse hatten eine ähnliche Neigung wie im untersuchten Bereich B2 (Bild 3-20) im Bauteilversuch.

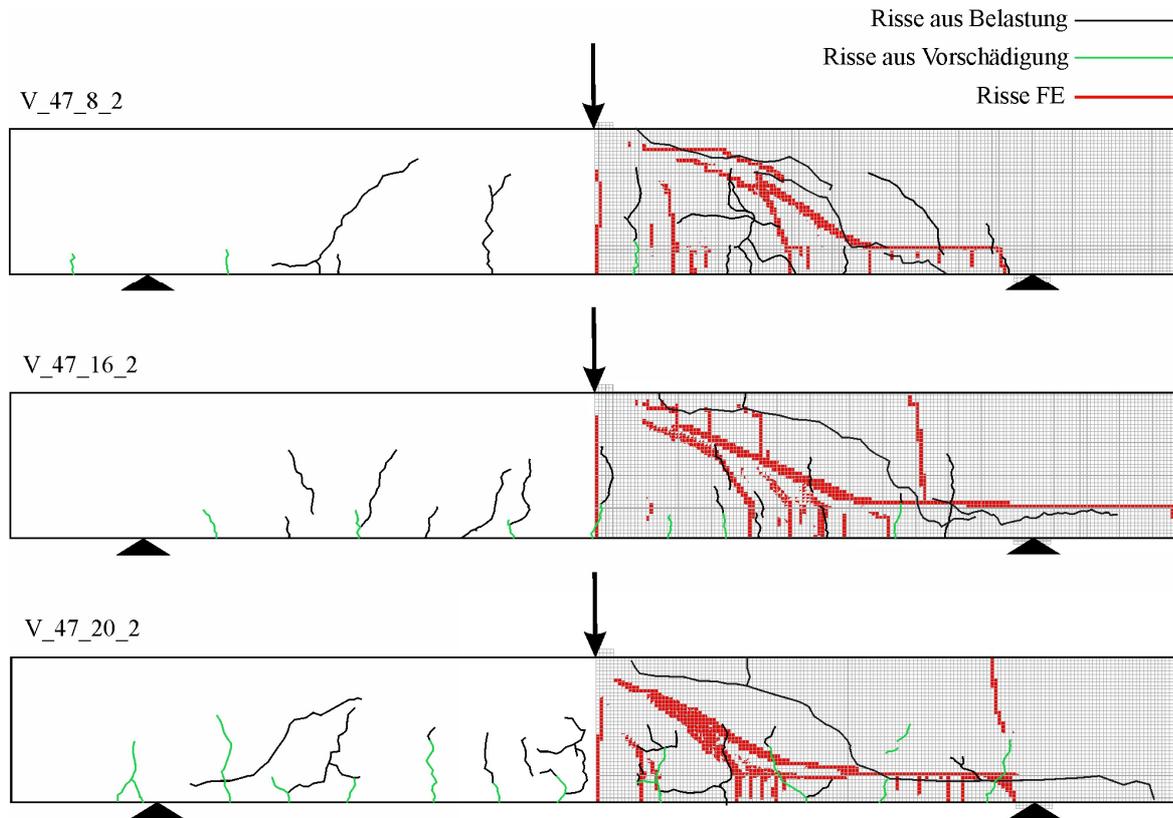


Bild 6-19: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47

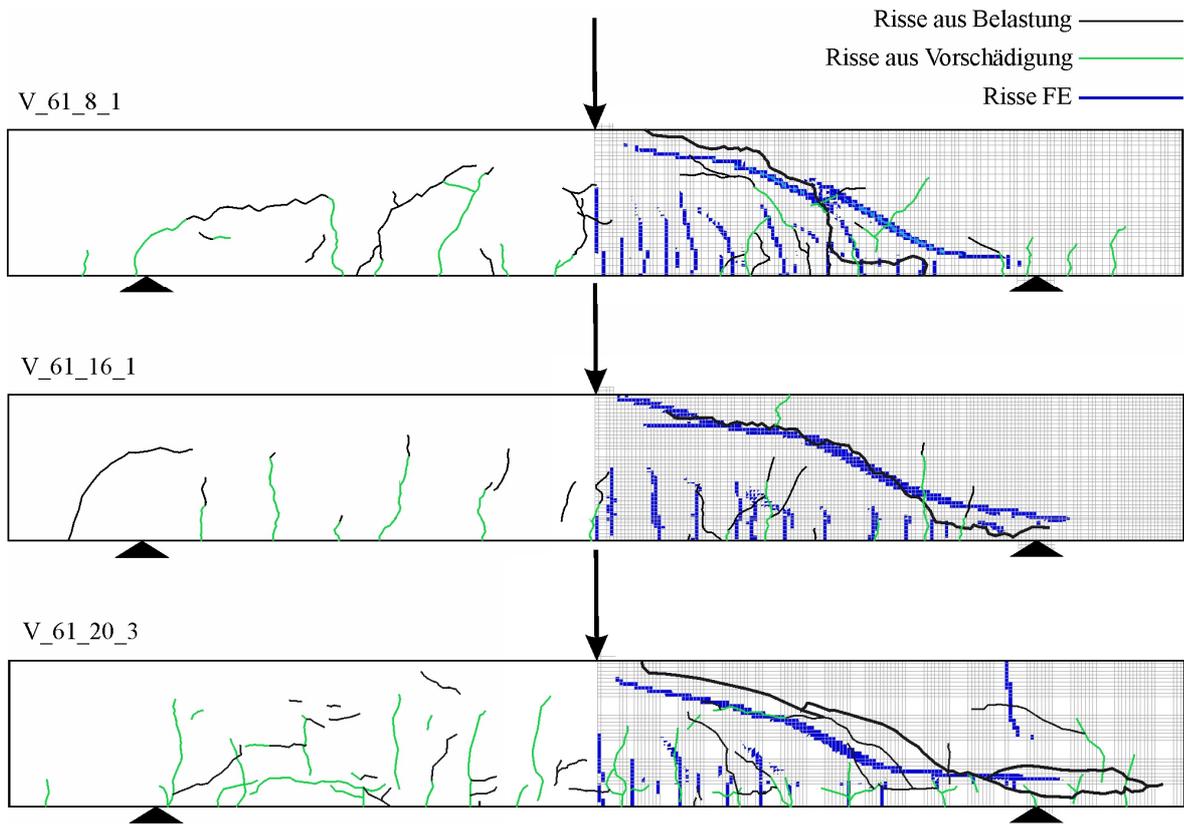


Bild 6-20: Rissbild nach Überlastung Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61

Die Traglasten der FE-Berechnungen lagen im Mittel ca. 6 % unter den für die Bauteilversuche ausgewerteten Schubbrisslasten, welche i. d. R. aufgrund des spröden Versagens den maximalen Lasten im Versuch entsprachen (Tabelle 3-11). Die bei der FE-Analyse erreichte Traglast ging in Übereinstimmung mit den Bauteilversuchen mit einer schrägen Rissbildung ohne Vorankündigung einher. Somit kann hier von einem Schubbruch für den Versagensmodus ausgegangen werden. (Bild 6-21)

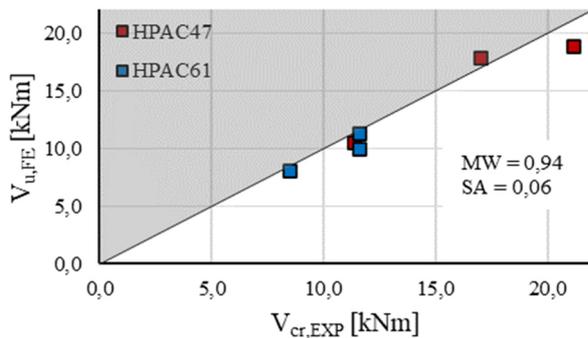


Bild 6-21: Schubbrisslasten im Versuch vs. Bruchlast FE-Simulation

6.2.3 Versuche zum Querkrafttragverhalten mit Querkraftbewehrung

Aufgrund der unterschiedlichen Bewehrungsanordnung im Bereich B1 und B2 (Bild 3-27) wurde zur Nachrechnung der Bauteilversuche zum Querkrafttragverhalten mit Querkraftbewehrung das gesamte Bauteil modelliert (Bild 6-22). Die Diskretisierung der Ankerstäbe (1) sowie der Ankerköpfe (2) der in Abschnitt 3.1.3 beschriebenen Querkraftbewehrungselemente erfolgte mittels Fachwerkstäben, die über ein bond-slip-interface mit den Flächenelementen des Betons gekoppelt wurden. Somit konnte das unterschiedliche Verbundtragverhalten über das für die Interface-Elemente hinterlegte Material dieser beiden Elemente berücksichtigt und eine starre Kopplung (3) an deren Übergang vorgenommen werden. Zur Abbildung des Verbundtragverhaltens wurden die Ergebnisse aus den in Abschnitt 3.1.3 und 3.2.3 beschriebenen Pull-Out-Versuchen implementiert.

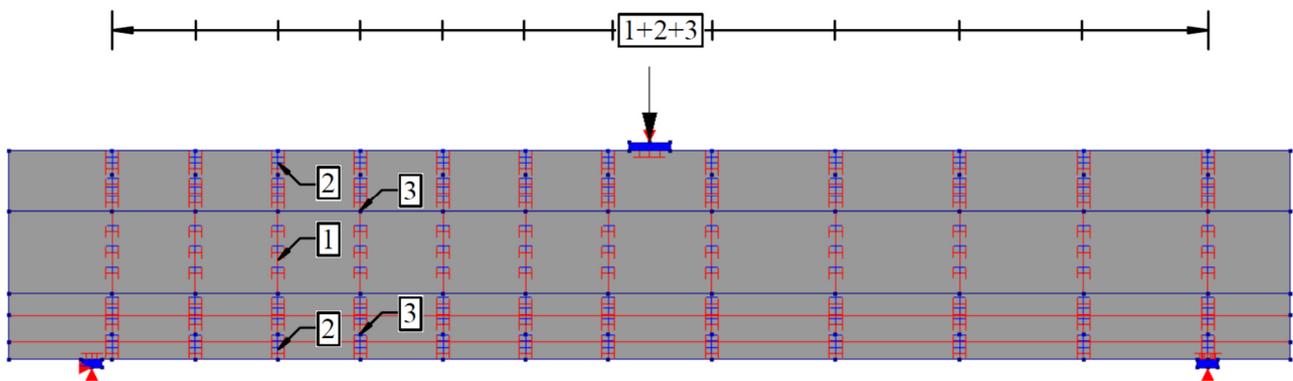


Bild 6-22: FE-Modell für die Nachrechnung der Querkrafttragversuche mit Querkraftbewehrung

Die Balken mit Querkraftbewehrung wiesen bei der Nachrechnung ebenfalls ein steiferes Verformungsverhalten als im realen Bauteilversuch auf. Bei den Balken aus HPAC47 ergab sich aufgrund dessen eine Parallelverschiebung der Last-Verformungsbeziehung, die auch hier vor allem aus Abweichungen in den unteren Lastbereichen resultiert. Das geringfügig weichere Verformungsverhalten des Balkens mit dem geringeren Querkraftbewehrungsgehalt sowie die erreichte Traglast konnten mit guter Übereinstimmung abgebildet werden. Bei den Balken aus HPAC61 ergaben sich auch nach Erreichen des Zustands II in der FE-Berechnung größere Gradienten. Des Weiteren zeigte sich bei der Nachrechnung auch hier ein Unterschied in den Verläufen in Abhängigkeit von dem Querkraftbewehrungsgehalt, welcher bei den Bauteilversuchen nicht beobachtet werden konnte. (Bild 6-23)

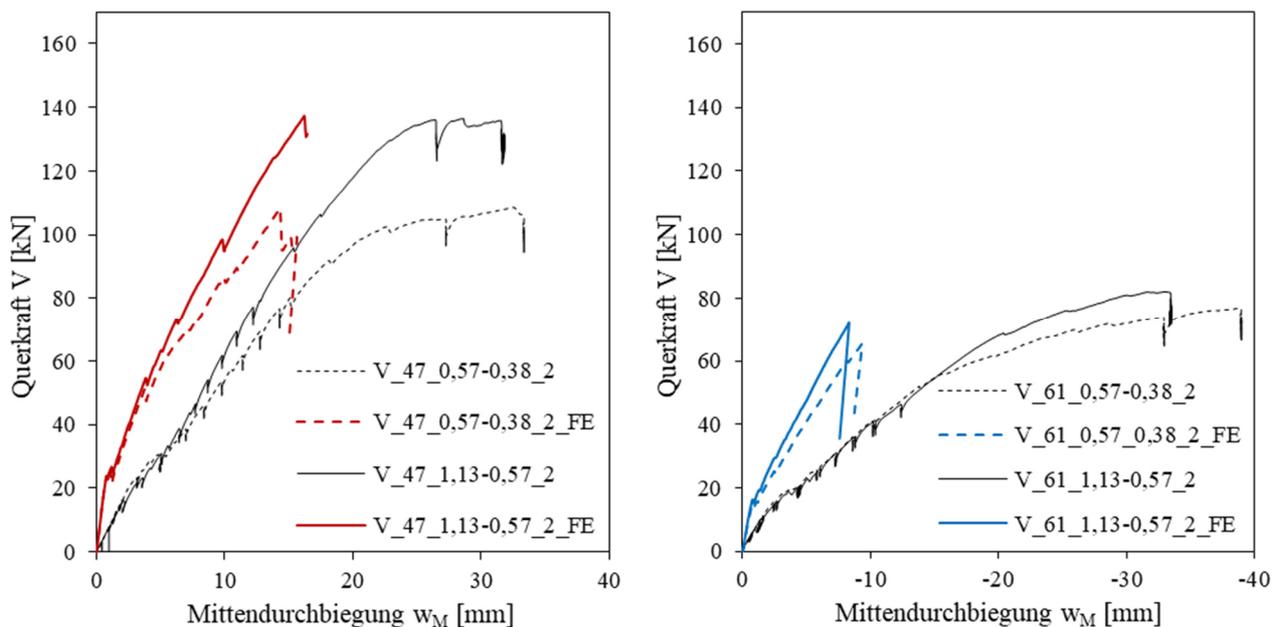


Bild 6-23: Last-Verformungsverhalten Bauteilversuche vs. FE-Berechnung HPAC47 (links) und HPAC61 (rechts)

Beim Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Ergebnissen der FE-Analyse für den Ankerschlupf der für die Querkraftbewehrung eingesetzten Ankerstäbe zeigte sich bei den Balken aus HPAC47 ein ähnliches Tragverhalten wie bei den Bauteilversuchen. Bei den Dehnungen ergab sich eine qualitative Übereinstimmung der Verläufe bei Abweichungen der absoluten Werte bis zu einem Faktor von 2,4. Die Abweichungen können auf die durch die Vorschädigung entstandenen Risse im Versuchskörper vor der Belastung zurückgeführt werden. Durch die geringere Steifigkeit des Betonquerschnittes sowie die Störung der Verankerungsbereiche kommt es zu einer erhöhten Beanspruchung der Querkraftbewehrung. (Bild 6-24)

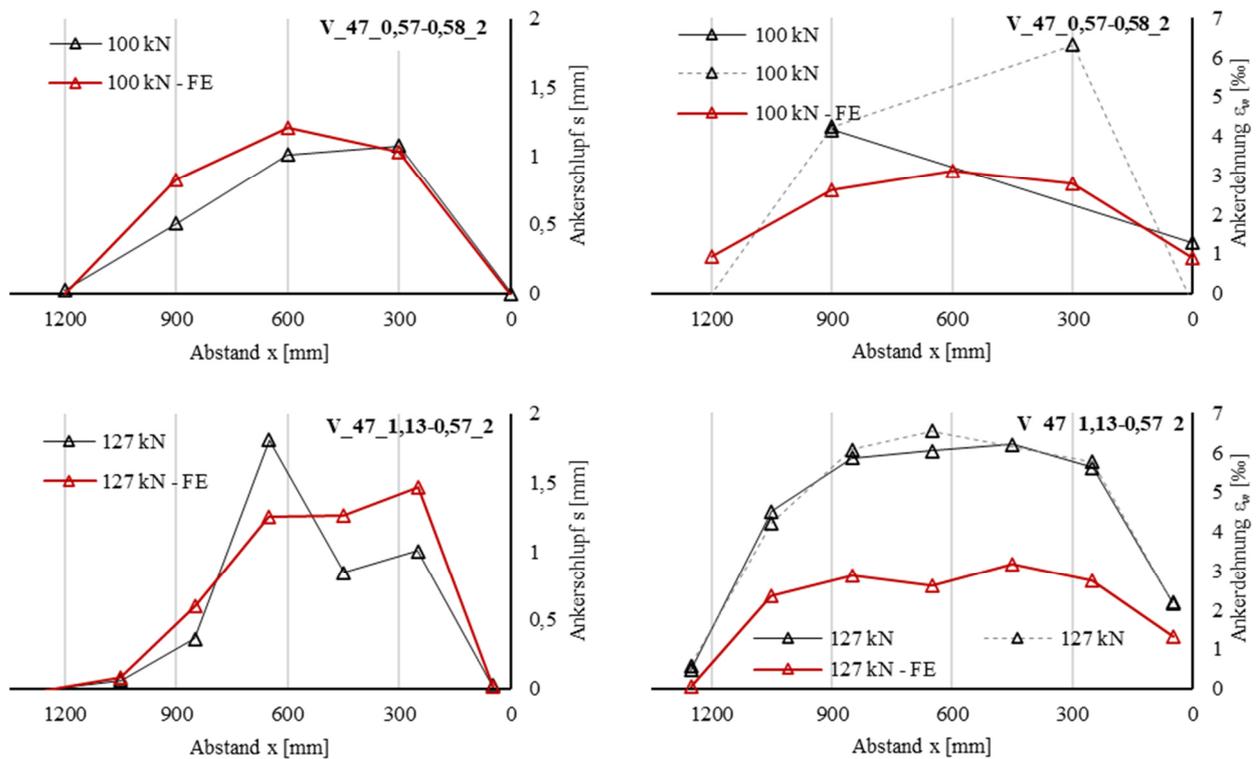


Bild 6-24: Ankertragverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47

Die Nachrechnung der Balken aus HPAC61 ergab für den geringeren Querkraftbewehrungsgehalt ähnliche Ergebnisse wie bei HPAC47. Hier lag bei ansonsten ähnlichem Verlauf mit vergleichbaren erreichten Absolutwerten lediglich eine leichte Verschiebung des Maximalwertes für den Ankerschlupf zum Auflager hin vor.

Der Vergleich der Ergebnisse aus der FE-Berechnung mit den Versuchsdaten zeigte im Fall des höheren Querkraftbewehrungsgehaltes eine deutliche Unterschätzung des Ankerschlupfes im auflagnahen Bereich, was auf einen vertikalen Riss über die gesamte Bauteilhöhe aus der Vorschädigung im Bereich des ersten Ankerstabes zurückgeführt werden kann (Bild 6-28). Die Absolutwerte der Dehnung aus den Versuchen weichen um das bis zu 1,9-fache der über die FE-Berechnung ermittelten Werte ab. (Bild 6-25)

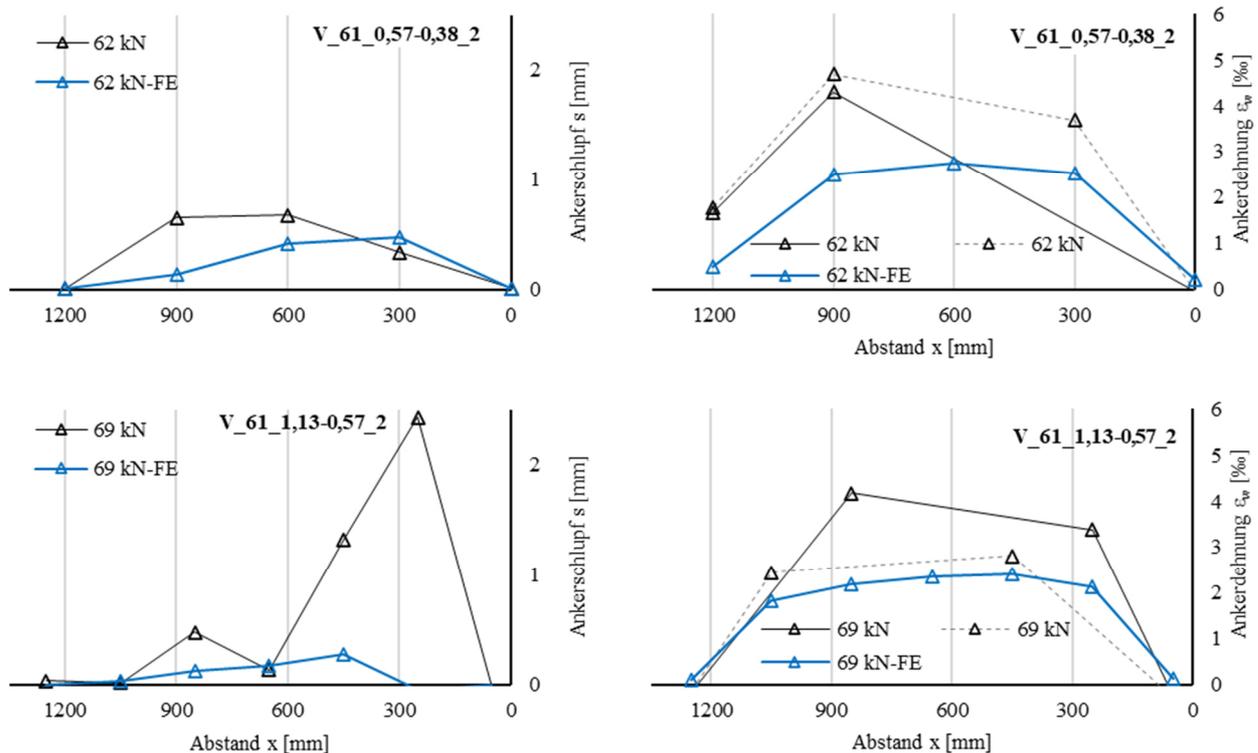


Bild 6-25: Ankertragverhalten Versuch vs. FE-Berechnung HPAC61

Zur Ermittlung der Ankerlasten in der Nachrechnung erfolgte die Auswertung der Dehnungen des Ankerstabes am Übergang zum Ankerkopf für das obere und untere Stabende und die als Bruchlast festgelegte Laststufe. In den Bauteilversuchen wurden an diesen Stellen keine Messungen durchgeführt. Hierbei wird ersichtlich, dass die zu verankernde Kraft mit maximal 7,5 kN bei HPAC47 bzw. 4,2 kN bei HPAC61 deutlich unterhalb der mittleren Bruchlasten (Tabelle 3-3) aus den in Abschnitt 3.1.3 beschriebenen Pull-Out-Versuchen lag. (Bild 6-26)

Auch bei Berücksichtigung der o. g. Faktoren zur Beschreibung der Abweichungen der Ankerstabdehnung werden nur maximal ca. 90 % (HPAC47) bzw. 60 % (HPAC47) der mittleren Bruchlasten erreicht. Dies lässt darauf schließen, dass das Herauslösen des Ankerstabes aus dem Ankerkopf möglicherweise einen sekundären Versagensmechanismus darstellt.

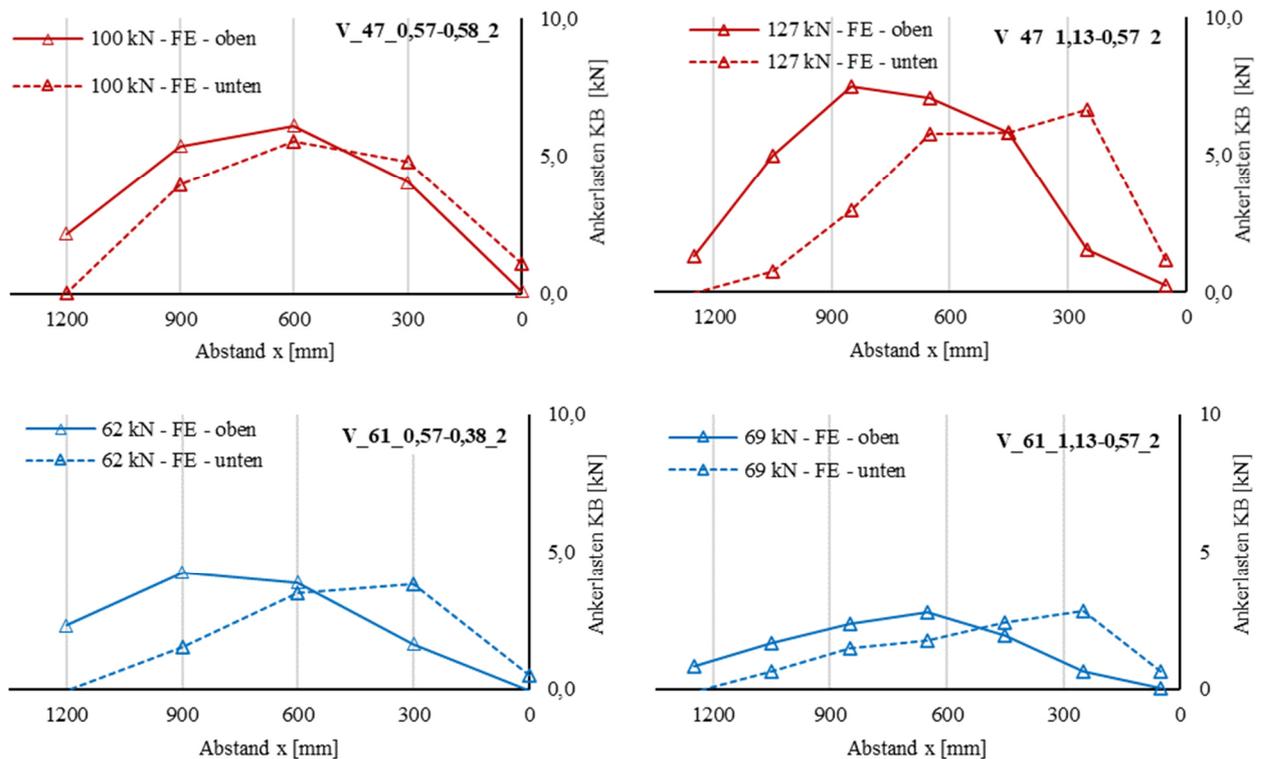


Bild 6-26: Einwirkende Lasten auf die Kopfbolzen der Anker aus der FE-Nachrechnung

Der Vergleich der Rissbilder aus den Ergebnissen der Nachrechnung und den Bauteilversuchen zeigte im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung der Verläufe im Stegbereich. So wurden die kritischen Schubrisse in Lage und Ausrichtung ebenso wie der Horizontalriss zwischen Steg und Zuggurt bei den Balken aus HPAC47 bei beiden Querkraftbewehrungsgehalten zutreffend abgebildet. (Bild 6-27)

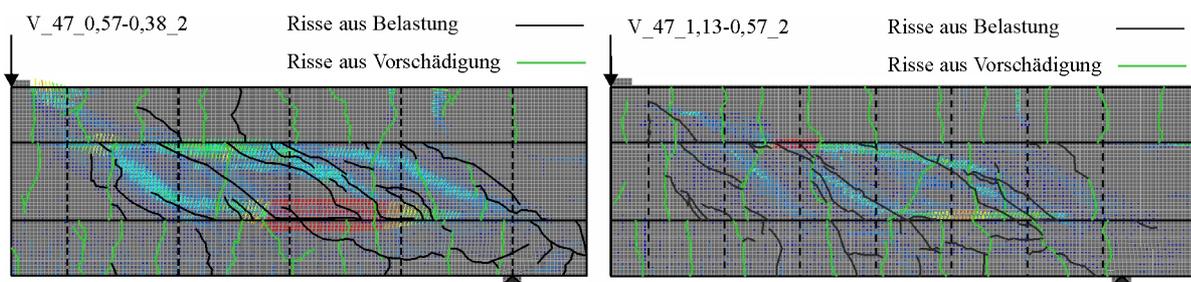


Bild 6-27: Rissbilder Versuch vs. FE-Berechnung HPAC47

Bei den Balken aus HPAC61 zeigten sich vor allem bei höherem Querkraftbewehrungsgehalt Abweichungen der Risswinkel im Bereich der Endauflager. Während im Bauteilversuch sehr steile an die Risse aus der Vorschädigung anschließende Rissneigungen im Steg beobachtet werden konnten, ergaben sich bei der Nachrechnung zum Auflager flacher werdende Risswinkel. (Bild 6-28)

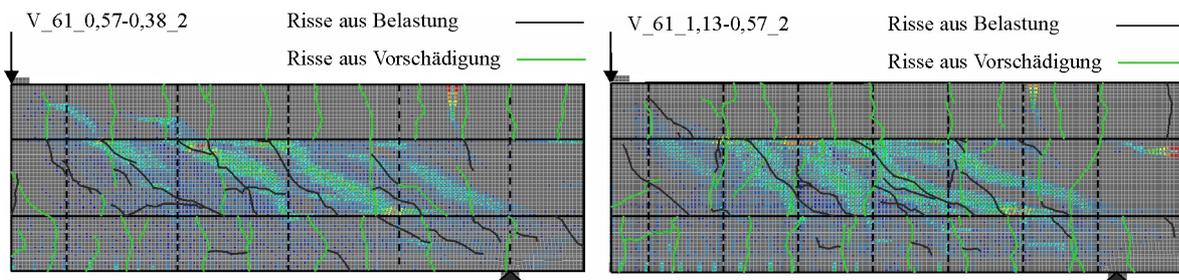


Bild 6-28: Rissbilder Versuche vs. FE-Berechnung HPAC61

Die Gegenüberstellung der Versagenslasten der Nachrechnung und der Bauteilversuche zeigt eine geringfügige Überschätzung von 6 % der Tragfähigkeit bei den FE-Berechnungen über alle untersuchten Balken. Es kann somit eine adäquate Abbildung der Traglasten mittels der FE-Berechnung festgestellt werden. (Bild 6-29)

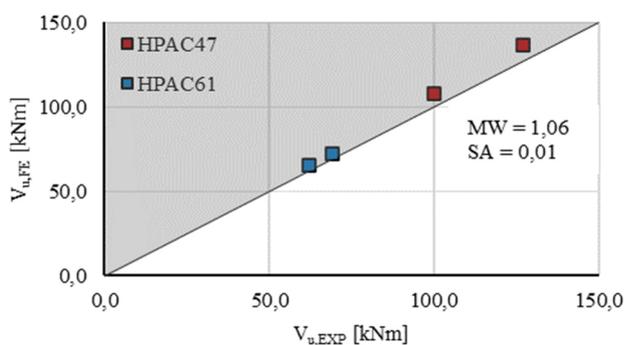


Bild 6-29: Versagensschublast Versuch vs. FE-Simulation

6.2.4 Fazit

Das Biegetragverhalten sowie das Querkrafttragverhalten von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung konnte zutreffend mittels der durchgeführten FE-Berechnungen abgebildet werden. Abweichungen zu den Ergebnissen der Nachrechnung konnten vor allem bei dem Lastverformungsverhalten (insbesondere im Bereich geringer Lasten) und den Rissbildern der durchgeführten Querkraftversuche festgestellt werden. Ebenso zeigte sich in den Bauteilversuchen eine höhere Beanspruchung der Querkraftbewehrung. Bei den erreichten Bruchlasten und Mechanismen lag eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Bauteilversuche vor. Dies gilt auch für die Dehnungszustände innerhalb der Querschnitte, weshalb von einer guten Abbildung der realen Tragmechanismen über die FE-Berechnungen ausgegangen werden kann.

6.3 PARAMETERSTUDIE ZUM ROTATIONSVERHALTEN

Wie in Abschnitt 2.3.3 beschrieben, ist bei Anwendung der durch [56] geregelten Bewehrung bei NC in statisch unbestimmten Systemen eine Abminderung der Zugfestigkeiten über den Reduzierungsfaktor (η_{Rot}) zu berücksichtigen. Dies geht aus der in [86] beschriebenen numerischen Untersuchung an Biegeträgern aus NC mit GfK-Bewehrung und Betonstahlbewehrung sowie dem anschließenden Vergleich der erreichten Spannungen im Bruchzustand hervor. Da bei Querschnitten mit rechnerisch gleicher Tragfähigkeit in der GfK-Bewehrung im Bruchzustand zum Teil geringere Spannungen gemessen wurden als bei den Querschnitten mit Betonstahlbewehrung, wurde zur Kompensation dieses Effektes eine Reduzierung der Festigkeit um 17 % vorgeschlagen.

Nach [148, 79] haben folgende Parameter Einfluss auf das Rotationsverhalten bewehrter Betonbauteile:

- Tragverhalten des Betons,
- Tragverhalten der Bewehrung,
- Verbundtragverhalten zwischen Beton und Bewehrung,
- Bewehrungsgehalt,
- Druckzonenhöhe,
- Biegeschlankheit,
- Querschnittsabmessungen,
- Statisches System und Belastung.

Aufgrund des spröderen Druck- und des abweichenden Verbundtragverhaltens wurde dieser Effekt auch für die Verwendung der GfK-Bewehrung in HPAC in einer numerischen Studie untersucht. Hierzu erfolgte die realitätsnahe Simulation mittig belasteter symmetrischer Zweifeldträger aus HPAC47 und HPAC61 mit Rechteckquerschnitt bei variierenden Bewehrungsgehalten und Biegeschlankheiten.

6.3.1 Studiendesign

Im Gegensatz zum Vorgehen in [86] erfolgt die Bewertung des Rotationsvermögens hier über den Vergleich der sich einstellenden Dehnungen der GfK-Bewehrung im Stützbereich ($\varepsilon_{f,St}$) sowie im Feldbereich ($\varepsilon_{f,F}$). Aufgrund des linear-elastischen Materialverhaltens der GfK-Bewehrung ist die Krümmung des Querschnittes proportional zur Bewehrungsspannung. Durch die Rotationsbehinderung bei statisch unbestimmten Systemen (hier im Bereich der Symmetrieachse)

besteht die Möglichkeit, dass sich die für den Tragwiderstand erforderliche Krümmung im Feldbereich nicht einstellen kann. Je nach Ausnutzung des Betonquerschnittes kann dies entweder eine Überschreitung der Festigkeit der GfK-Bewehrung oder des Betons vor Erreichen der planmäßigen Lasteinwirkung bewirken. Eine aus diesem Grund erforderliche rechnerische Reduzierung der Festigkeit der Bewehrung entspricht demnach dem Verhältnis der sich einstellenden Bewehrungsdehnungen im Stütz- und Feldbereich ($\varepsilon_{f,vorh}$) und den im Bemessungsverfahren errechneten Werten ($\varepsilon_{f,calc}$) (Gl. (69)).

$$\eta_{Rot} = \frac{\varepsilon_{f,vorh}}{\varepsilon_{f,calc}} \quad (69)$$

Aufgrund der in Abschnitt 6.2 dargestellten Validierung der FE-Modelle kann von einer realitätsnahen Wiedergabe des Trag- und Verformungsverhaltens ausgegangen und die so ermittelten Werte der Bewehrungsdehnung ($\varepsilon_{f,FE}$) mit den vorhandenen Dehnungen im Bauteil gleichgestellt werden (Gl. (70)).

$$\varepsilon_{f,vorh} = \varepsilon_{f,FE} \quad (70)$$

Bei der in [149] durchgeführten numerischen Studie zeigte sich eine gute Übereinstimmung der so ermittelten erforderlichen Abminderung bei NC.

Zur Eingrenzung der Untersuchung wurde eine Bewehrungsanordnung mit praxisrelevanten Randbedingungen und gleichbleibendem Rechteckquerschnitt ($b/h/d = 800/400/370$ mm) verwendet. Hierzu erfolgte zunächst die Ermittlung einer Bewehrung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für HPAC47 und HPAC61 über das in Abschnitt 7.1 dargestellte analytische Verfahren für unterschiedliche Ausnutzungen des Betonquerschnittes (=Längsbewehrungsgehalte). Die Bewehrungsstäbe wurden dabei so gewählt, dass sowohl im Stütz- als auch im Feldbereich nur sehr geringe Abweichungen zum rechnerisch erforderlichen Bewehrungsquerschnitt unter Berücksichtigung des Verhältnisses von Stützmoment ($M_{St,el}$) zum Feldmoment ($M_{F,el}$) nach elastischen Berechnungsverfahren vorlagen. Anschließend erfolgte die Erstellung des FE-Modelles mit den zuvor ermittelten Bewehrungsquerschnitten. (Bild 6-30).

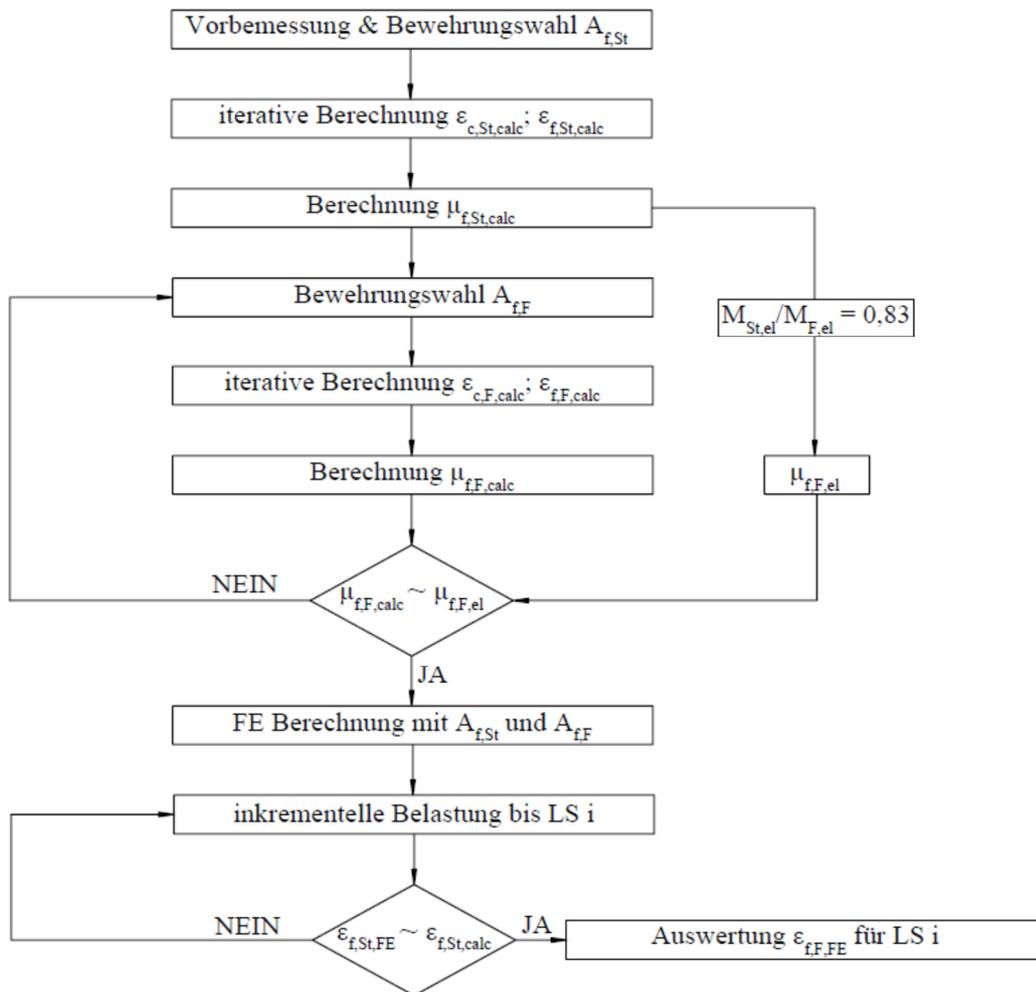


Bild 6-30: Ablaufschema zur Festlegung der Bewehrungsquerschnitte für die Parameterstudie

Die Anordnung der Stützbewehrung ($A_{f,St}$) erfolgte auf einem Drittel der Feldlänge (L). Die Feldbewehrung ($A_{f,F}$) wurde über die gesamte Bauteillänge geführt. Zur Vermeidung eines Schubbruches wurden Stahlbügel vor dem Innen- und Endauflager angeordnet. Die Belastung erfolgte über eine Einzellast in Feldmitte. Zur Verringerung der Rechenzeiten wurden die Träger bis zur Symmetrieachse (Innenaufleger) modelliert. Die Berücksichtigung der dadurch anzusetzenden Einspannung in diesem Bereich erfolgte durch die horizontale Lagerung der Balkenelemente über die gesamte Bauteilhöhe. (Bild 6-31)

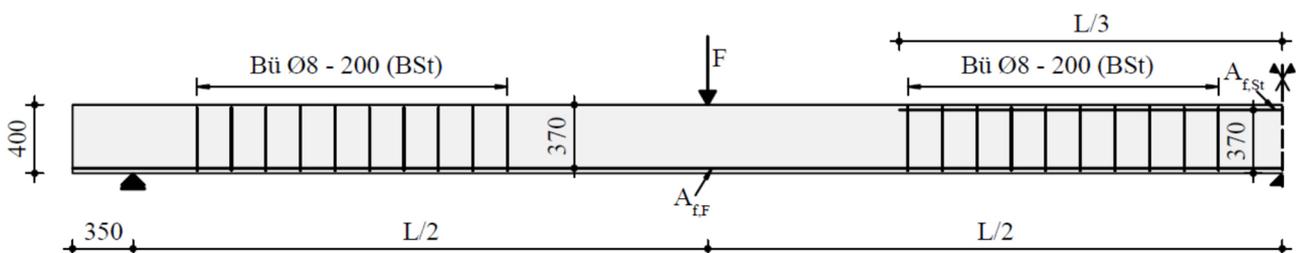


Bild 6-31: Geometrie und Bewehrung Träger für die Parameterstudie

Die Biegeschlankheiten (L/d) wurden nach den in [33] angegebenen Grundwerten für den Verformungsnachweis von Endfeldern im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ohne direkte Berechnung gewählt. Die Ermittlung der Bewehrungsquerschnitte erfolgte so, dass sich rechnerisch ein Versagen

- der Bewehrung (geringer Bewehrungsgehalt, $\rho_{l,g}$),
- im Übergangsbereich der Versagensmodi (mittlerer Bewehrungsgehalt, $\rho_{l,m}$) oder
- des Betons (hoher Bewehrungsgehalt, $\rho_{l,h}$)

einstellte. Durch die Kombination der Parameter ergibt sich das in Bild 6-32 dargestellte Untersuchungsprogramm mit insgesamt 18 Systemen. Eine detaillierte Übersicht des Untersuchungsprogramms ist im Anhang A.6.3.1 aufgeführt.

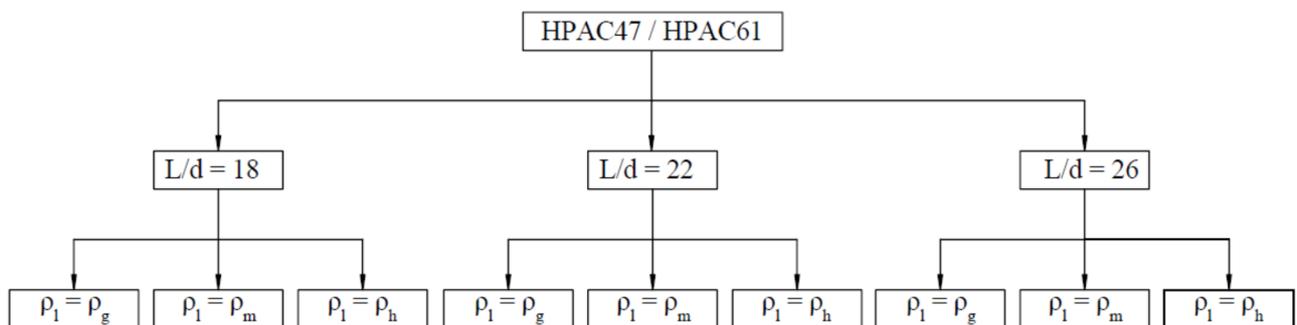


Bild 6-32: Untersuchungsprogramm numerische Parameterstudie

Die Festlegung der Materialeigenschaften erfolgte nach Auswertung der Ergebnisse aller Materialprüfungen zu den in 3.4 und 3.5 durchgeführten Versuchen (Tabelle 6-1). Weiterhin kommen die in Abschnitt 6.1 beschriebenen Materialmodelle zur Anwendung. Die Belastung wurde auch hier weggesteuert inkrementell aufgebracht. Zur wirklichkeitsnahen Abbildung des Tragverhaltens wurden für die FE-Berechnungen Mittelwerte der Prüfungen verwendet. Die analytische Berechnung erfolgte unter Berücksichtigung des in [33, 38] für LC festgelegten Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_c = 1,50$ und Dauerstandbeiwerts $\alpha_{cc} = 0,75$.

Tabelle 6-1: Übersicht der Materialeigenschaften für die numerische Parameterstudie

	E_c	f_{cm}	ε_c	f_{cd}	$f_{ct,sp,m}$	$f_{ct,m}$	G_f
	[MPa]	[MPa]	[%o]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[N/m]
HPAC47	8.000	23,26	2,91	9,35	1,90	1,43	11,40
HPAC61	4.000	10,91	2,73	4,06	1,10	0,83	6,60

6.3.2 Auswertung der Ergebnisse

Die nachfolgende Auswertung der FE-Berechnungen erfolgte jeweils in zu den Dehnungen ($\varepsilon_{f,St,FE} \approx \varepsilon_{f,St,calc}$) zugehörigen Lastschritten. Die Ergebnisse über alle Lastschritte können dem Anhang A.6.3.2 entnommen werden.

Neben der Bewehrungsdehnung im Feld wurden die zugehörigen Einzellasten (F_{FE}) des betrachteten Lastschrittes ausgewertet und den Werten der analytischen Berechnung (F_{calc}) gegenübergestellt (Bild 6-33).

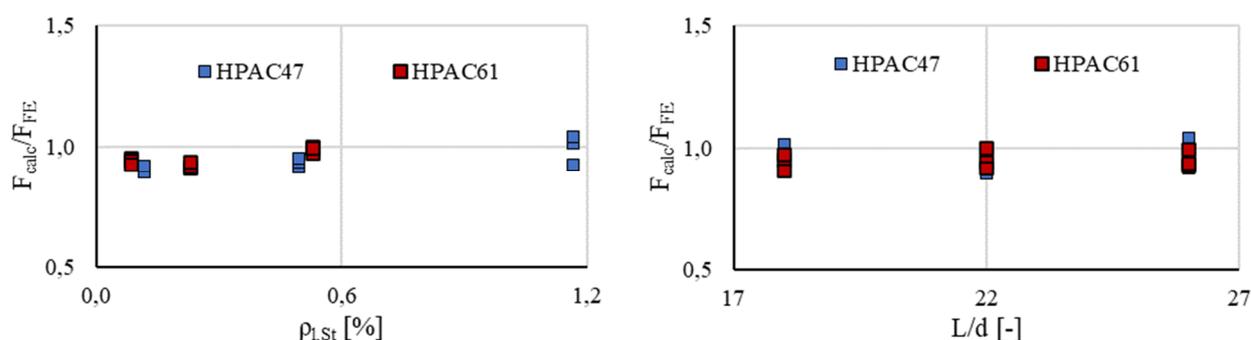


Bild 6-33: Gegenüberstellung der Lasten aus der FE-Simulation und analytischer Berechnung

Der sich dabei ergebende Mittelwert von 0,94 ($SA = 0,04$) über alle Systeme zeigt, siehe auch Abschnitt 6.2, eine geringfügige Unterschätzung der Bewehrungsdehnung. Weiterhin ist eine leichte Tendenz zur Erhöhung der Bewehrungsdehnungen mit steigendem Bewehrungsgehalt erkennbar.

Da trotz der Verwendung kleiner Lastinkremente z.T. keine Ergebnisse der FE-Analyse für die gesuchten Bewehrungsdehnungen vorlagen, wurde der Abminderungsbeiwert (η_{Rot}) über das nachfolgende Verhältnis der Bewehrungsdehnungen (Gl. (71)) ermittelt:

$$\eta_{Rot} = \frac{\varepsilon_{f,St,calc} / \varepsilon_{f,F,calc}}{\varepsilon_{f,St,FE} / \varepsilon_{f,F,FE}} \quad (71)$$

Hierbei wurden sowohl im Feld- als auch im Stützbereich die maximalen Knotenwerte der Dehnungen aus der FE-Berechnung verwendet.

Sowohl bei HPAC47 als auch HPAC61 ist ein linearer Zusammenhang zwischen dem Abminderungsbeiwert und dem Längsbewehrungsgrad zu erkennen (Bild 6-34). Bei HPAC61 liegt eine deutlich steilere Regressionsgerade als bei HPAC47 vor.

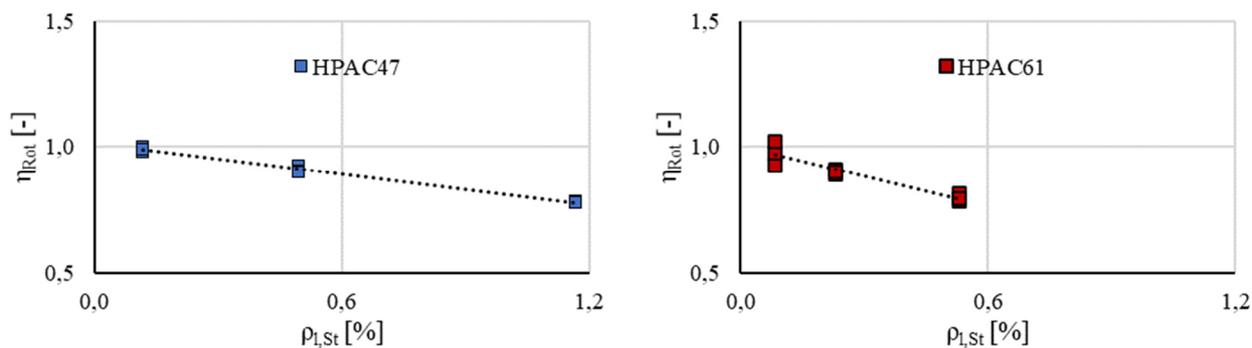


Bild 6-34: Zusammenhang Abminderungsbeiwert η_{Rot} und Längsbewehrungsgehalt $\rho_{l,St}$ für HPAC47 (links) und HPAC61 (rechts)

Bei der Betrachtung des Zusammenhangs zwischen dem Abminderungsbeiwert (η_{Rot}) und der bezogenen Druckzonenhöhe aus der analytischen Berechnung für den Stützbereich (ξ_{St}) ergibt sich ein von der Betonart unabhängiger linearer Verlauf (Bild 6-35).

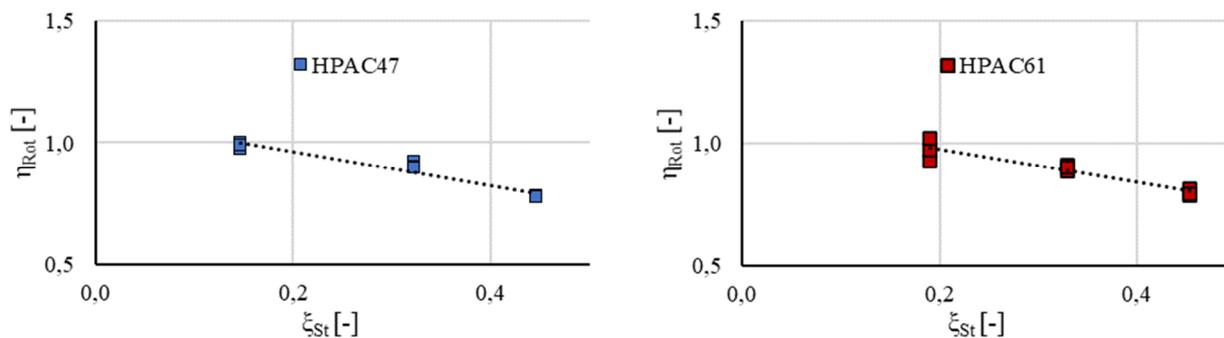


Bild 6-35: Zusammenhang Abminderungsbeiwert η_{Rot} und der bez. Druckzonenhöhe ξ_{St} für HPAC47 (links) und HPAC61 (rechts)

Über alle durchgeführten Berechnungen kann der Zusammenhang zwischen (η_{Rot}) und (ξ_{St}) mit Gl. (72) beschrieben werden.

$$\eta_{Rot}(\xi_{St}) = -0,68 \cdot \xi_{St} + 1,10 \quad (72)$$

Dies zeigt weiterhin, dass ab einem Wert von ca. $\xi_{St} \geq 0,40$ der in [56] angegebene Abminderungsbeiwert $\eta_{Rot} = 0,83$ auf der unsicheren Seite liegt.

6.3.3 Fazit

Die entwickelten FE-Modelle zeigten auch bei Variation der Geometrie und des Längsbewehrungsgehaltes eine gute Übereinstimmung mit dem im analytischen Modell angenommenen Tragverhalten. Bei Bauteilen aus HPAC ergab sich, dass, wie auch bei Bauteilen aus NC, bei der Anwendung von GfK-Bewehrung in statisch unbestimmten Systemen aufgrund des geringen Umlagerungsvermögens eine Überbeanspruchung des Querschnitts vor Erreichen der Bemessungslast erfolgen kann. Weiterhin zeigte sich eine deutliche Abhängigkeit zur Druckzonenhöhe. Bei bezogenen Druckzonenhöhen von $\xi_{St} \geq 0,40$ liegt der Abminderungsbeiwert der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [56] auf der unsicheren Seite. Aus diesem Grund wird für HPAC bei statisch unbestimmten Systemen eine Begrenzung der Druckzonenhöhe auf $x/d = \xi \leq 0,35$, wie in [38] für LC, vorgeschlagen.

7 BEMESSUNGSMODELLE

7.1 BIEGETRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWehrUNG

Für die Biegebemessung von Querschnitten aus HPAC ergeben sich aus der in Kapitel 4 durchgeführten Analyse, dass die grundsätzliche Spannungs-Dehnungsbeziehung nach [33, 38] sowie die weiteren in Abschnitt 2.3.3 genannten Annahmen analog zum Vorgehen bei NC übernommen werden können. Es erfolgt lediglich eine Anpassung der Grenzstauchung ε_{c2} , d.h. eine Reduzierung des plastischen Bereichs (Gl. (73)).

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_c \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,85 \text{ ‰} \\ f_c & \text{für } 2,85 \text{ ‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad (73)$$

Die für die Querschnittsbemessung verwendeten Hilfwerte können unter Berücksichtigung der entsprechenden Grenzstauchung $\varepsilon_{c2} = 2,85 \text{ ‰}$ nach Gl. (74)-(76) ermittelt werden. Zur Vereinfachung der Bemessung wurden diese für die möglichen Dehnungszustände mit Hilfe eines Allgemeinen Bemessungsdiagramms (ABD) ausgewertet (Bild 7-1).

$$\alpha_R = \frac{F_c}{b \cdot x} = \begin{cases} \frac{|\varepsilon_c|}{\varepsilon_{c2}} - \frac{\varepsilon_c^2}{3 \cdot \varepsilon_{c2}^2} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,85 \text{ ‰} \\ \frac{3 \cdot |\varepsilon_c| - \varepsilon_{c2}}{3 \cdot |\varepsilon_c|} & \text{für } 2,85 \text{ ‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad (74)$$

$$k_a = \begin{cases} \frac{4 \cdot \varepsilon_{c2} - |\varepsilon_c|}{4 \cdot (3 \cdot \varepsilon_{c2} - |\varepsilon_c|)} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,85 \text{ ‰} \\ \frac{\frac{\varepsilon_{c2}^2}{4 \cdot |\varepsilon_c|} - \varepsilon_{c2} + \frac{3 \cdot |\varepsilon_c|}{2}}{3 \cdot |\varepsilon_c| - \varepsilon_{c2}} & \text{für } 2,85 \text{ ‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad (75)$$

$$\zeta = \frac{z}{d} = \begin{cases} 1 - \frac{4 \cdot \varepsilon_{c2} \cdot |\varepsilon_c| - \varepsilon_c^2}{4 \cdot (3 \cdot \varepsilon_{c2} - |\varepsilon_c|) \cdot (|\varepsilon_c| + |\varepsilon_f|)} & \text{für } |\varepsilon_c| \leq 2,85 \text{ ‰} \\ 1 - \frac{0,25 \cdot \varepsilon_{c2}^2 - \varepsilon_{c2} \cdot |\varepsilon_c| + 1,5 \cdot \varepsilon_c^2}{(3 \cdot |\varepsilon_c| - \varepsilon_{c2}) \cdot (|\varepsilon_c| + |\varepsilon_f|)} & \text{für } 2,85 \text{ ‰} \leq |\varepsilon_c| \leq 3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad (76)$$

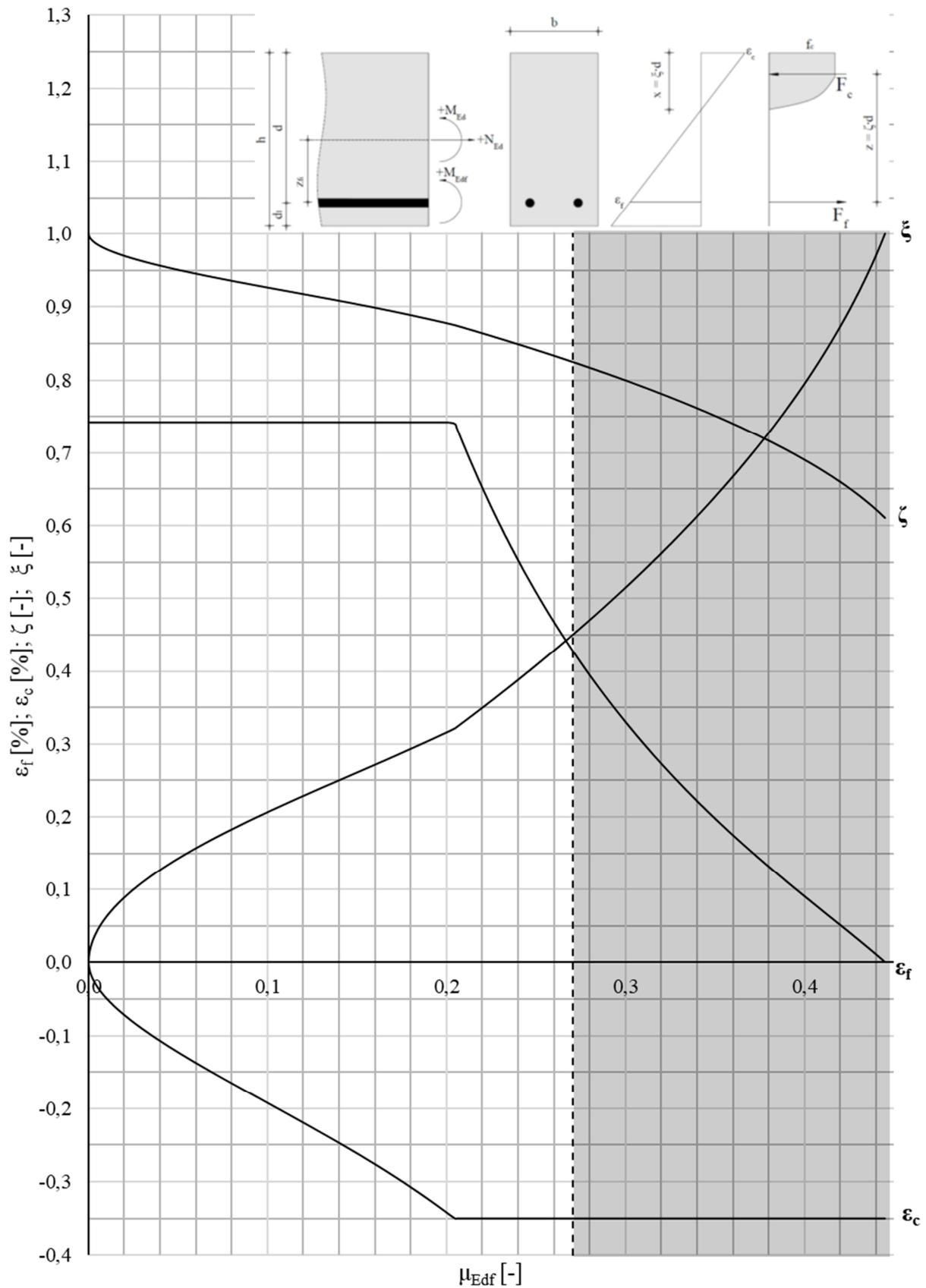


Bild 7-1: ABD für Rechteckquerschnitte aus HPAC mit Schöck Combar®-Bewehrung

Für den Eingangswert wird das bezogene Moment (μ_{Edf}) unter Berücksichtigung des einwirkenden Momentes (M_{Edf}) in Höhe Schwerachse der Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) verwendet (Gl. (77)). Da bisher noch keine Untersuchungen zum Tragverhalten von Querschnitten, die durch Biegung mit Normalkraft beansprucht werden, erfolgt sind, sollte die Anwendung auf Querschnitte mit „reiner“ Biegung ($M_{Edf} = M_{Ed}$) begrenzt werden.

$$\mu_{Edf} = \frac{M_{Edf}}{d^2 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (77)$$

Die Ermittlung der Betondruckfestigkeit (f_{cd}) im GZT kann nach Gl. (78) erfolgen. Der Abminderungsbeiwert für die Dauerstandfestigkeit (α_{cc}) und der Teilsicherheitsbeiwert für den Beton (γ_c) werden dabei analog zu LC nach [38, 33] angenommen.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \alpha_{cc} \quad (78)$$

mit

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\alpha_{cc} = 0,75$$

Der erforderliche Querschnitt der Längsbewehrung ist nach Gl. (79) festzulegen.

$$A_{f,erf} = \frac{M_{Ed}}{f_{fd} \cdot \zeta \cdot d} \quad (79)$$

Bei statisch unbestimmten Systemen ist die Zugfestigkeit der Bewehrung um den in [56] genannten Faktor η_{Rot} zu reduzieren (Gl. (80)) und die Druckzonenhöhe zu begrenzen (Gl. (81)).

$$f_{fd,red} = f_{fd} \cdot \eta_{Rot} \quad (80)$$

mit

$$\eta_{Rot} = 0,83$$

$$\xi = x/d \leq 0,35 \quad (81)$$

Des Weiteren sollte eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens angeordnet werden (Gl. 82).

$$A_{f,min} = \frac{f_{ctm} \cdot W_c}{\sigma_f \cdot 0,9 \cdot d} \quad (82)$$

7.2 QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG

7.2.1 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

Wie in 5.1.5 dargestellt kann die Querkrafttragfähigkeit als Summe des Traganteils der Druckzone $V_{c,c}$ nach [88] und der Verdübelung durch die Längsbewehrung $V_{c,d}$ nach [131] beschrieben werden. Über das in Abschnitt 5.1.1 dargestellte Verhältnis der charakteristischen Betondruckfestigkeit zur mittleren Zugfestigkeit von HPAC und den dort beschriebenen Reduzierungsfaktor η_{HPAC} kann mit Hilfe der Teilsicherheitsbeiwerte und Faktoren zur Berechnung der Fraktilewerte nach EC2 [38, 33] der Querkraftwiderstand des Querschnittes für den GZT nach Gl. (83) berechnet werden.

$$V_{Rd,HPAC} = 0,3 \cdot \eta_{HPAC} / \gamma_c \cdot (k_{c,c} + k_{c,d}) \quad (83)$$

mit:

$$\eta_{HPAC} = 0,4 + 0,6 \cdot \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2$$

$$\gamma_c = 1,50$$

$$k_{c,c} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot \xi \cdot d \cdot 0,7 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \alpha_{ct}$$

$$\alpha_{ct} = 0,85$$

$$\xi = \sqrt{\rho_l^2 \cdot \alpha_f^2 + 2 \cdot \rho_l \cdot \alpha_f - \rho_l \cdot \alpha_f}$$

$$\alpha_f = E_f / E_c$$

$$\rho_l = \frac{A_{fl}}{b_w} \cdot d \leq 0,02$$

$$k_{c,d} = 7,80 \cdot b_n \cdot \emptyset_l \cdot f_{ck}^{1/3}$$

$$b_n = b_w - n_l \cdot \emptyset_l$$

\emptyset_l : Stabdurchmesser der Längsbewehrung

n_l : max. Anzahl Längsbewehrungsstäbe je Lage

7.2.2 Bauteile mit Querkraftbewehrung

Für Bauteile aus HPAC mit einer FVK-Querkraftbewehrung liegen Untersuchungen für die in 3.1.3 beschriebenen Bewehrungselemente mit Doppelkopfkanker vor. Demnach erfolgt die Anwendung des nachfolgenden Verfahrens mit der Einschränkung der Verwendung ebendieser Querkraftbewehrungselemente.

$$V_{Rd} = V_{Rd,HPAC} + V_{Rd,f} \quad (84)$$

mit

$V_{Rd,HPAC}$: Querkrafttragfähigkeit des Betonquerschnittes nach Gl. (83)

$$V_{Rd,f} = a_{fw} \cdot f_{fd,w} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (85)$$

mit

a_{fw} : Querschnittsfläche der FVK-Querkraftbewehrung

$f_{fd,w}$: Bemessungswert der Zugfestigkeit der FVK-Querkraftbewehrung

Aufgrund des linear-elastischen Materialverhaltens kann die Zugfestigkeit mit Gl. (86) beschrieben werden. Es ist die Zugfestigkeit des Ankerstabes mit dem Widerstand des Ankerkopfes zu vergleichen. Aufgrund fehlender Daten für die Bestimmung der charakteristischen Festigkeiten und Dauerstandfestigkeiten der Ankerköpfe bei HPAC erfolgte eine Anpassung der in [58] hierzu angegebenen Werte mit dem Verhältnis der Mittelwerte der Kurzzeitfestigkeiten von HPAC zu NC aus Tabelle 3-3 (Tabelle 7-1).

$$f_{fd,w} = \varepsilon_{fd,w} \cdot E_{fw} \quad (86)$$

mit

$\varepsilon_{fd,w} = \min(\varepsilon_{fd,t}; \varepsilon_{fd,a})$

$\varepsilon_{fd,t}$: Bemessungswert der äquivalenten Bruchdehnung des Ankerstabes

$\varepsilon_{fd,a}$: Bemessungswert der äquivalenten Bruchdehnung des Ankerkopfes

Tabelle 7-1: Bemessungswert der äquivalenten Dehnung des Ankerkopfes für $\varnothing_n = 12 \text{ mm}$

zul. Dehnung	HPAC47	HPAC61
$\varepsilon_{fd,lb}$	1,69 ‰	1,16 ‰

z : Hebelarm der inneren Kräfte

$$z = 0,9 \cdot d \quad (87)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\sqrt[3]{\frac{M/V \cdot a_{fw} \cdot E_{fw}}{A_{fl} \cdot E_{fl}}} \right] \begin{matrix} \geq 26,5^\circ \\ \leq 45,0^\circ \end{matrix} \quad (88)$$

M : einwirkendes Moment im Nachweisschnitt

V : einwirkende Querkraft im Nachweisschnitt

für Einfeldsysteme mit Einzellasten $M/V = (a - d)$

Bei den experimentellen Untersuchungen konnte kein Druckstrebenversagen herbeigeführt werden. Daher erfolgt die Formulierung zur Bestimmung der maximalen Druckstrebentragfähigkeit nach dem Vorschlag aus [87] unter Verwendung einer abgeminderten Betondruckfestigkeit in Anlehnung an die Regelung für LC in [38, 33] (Gl. (89)).

$$V_{Rd,max} = V_{Rd,c} + \frac{1,1 \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cm}^{2/3} \cdot \eta_{HPAC}}{1,5 \cdot (\cot \theta + \tan \theta)} \quad (89)$$

8 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

8.1 ZUSAMMENFASSUNG

Bauteile aus HPAC bieten die Möglichkeit, außenluftberührte Bauteile in einschaliger Bauweise herzustellen. Aufgrund der zu konventionellem NC und LC abweichenden Materialeigenschaften von HPAC können bisherige Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens nur mit entsprechenden Anpassungen der Werkstoffkennlinien verwendet werden. Zur Ableitung von Modellen zum Verbund-, Biege-, und Querkrafttragverhalten wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt und ausgewertet.

Die für die experimentellen Untersuchungen verwendeten Probekörper erfuhr aufgrund der hohen Schwindneigung von HPAC eine Vorschädigung im Herstellungsprozess. Das Schadensbild variierte dabei in Abhängigkeit der jeweiligen Probekörpergeometrie und der verwendeten Mischungszusammensetzung des HPAC. Die geplanten Versagensmechanismen stellten sich trotz dieser Vorschäden während der Versuche ein. Ein Einfluss aus der Vorschädigung war hier vor allem bei dem Verformungs- und Rissverhalten der Bauteile zu erkennen.

Durch eine anschließende numerische Analyse der durchgeführten Versuche konnten die dort getroffenen Annahmen verifiziert und die Aussagekraft auch auf statisch unbestimmte Tragsysteme erweitert werden. Auf dieser Grundlage konnten Bemessungsverfahren für Querschnitte aus HPAC mit FVK-Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit abgeleitet werden.

8.2 AUSBLICK

Für die Verwendung von HPAC bei großen Konstruktionsbauteilen sollte zunächst eine Optimierung des Materials im Hinblick auf die Schwindneigung und die Hydratationswärmeentwicklung durchgeführt werden. Dies geschieht idealerweise unter Beibehaltung der günstigen Verhältnisse von Druckfestigkeit und Wärmeleitfähigkeit. Nach Abschluss der Materialoptimierung sollten neben den bisher untersuchten Materialeigenschaften zusätzlich geeignete Untersuchungen zur Erfassung des vollständigen Druck- und Zugtragverhaltens von HPAC durchgeführt und so eine Implementierung versuchsgestützter Werte in ein physikalisch nichtlineares FE-Modell ermöglicht werden. Durch Tastversuche zur Ermittlung des Verbund-, Biege- und Querkrafttragverhaltens ist eine Kalibrierung der FE-Modelle für den optimierten Baustoff möglich. Ebenso kann die Anwendbarkeit der hier vorgestellten Bemessungskonzepte überprüft werden. Ein weiteres Forschungsfeld sollte in diesem Zusammenhang das Verhalten von Bauteilen aus HPAC mit FVK-Bewehrung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sein. Hierbei wären vor allem Erkenntnisse zum Verformungs- und Rissverhalten erforderlich. Da die Herstellung von Bauteilen aus HPAC mit vorgefertigten Bauteilen

erfolgen sollte, gibt es zusätzlich einen Bedarf zur Untersuchung des Tragverhaltens von Knotenverbindungen.

9 LITERATUR

- [1] *Ratke, L.*: Herstellung und Eigenschaften eines neuen Leichtbetons: Aerogelbeton. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Heft 4, S. 236-243. <https://doi.org/10.1002/best.200700608>.
- [2] *Schnellenbach-Held, M.; Welsch, T.; Fickler, S. et al.*: Entwicklung von Hochleistungsaerogelbeton. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Heft 9, S. 555-563. <https://doi.org/10.1002/best.201600017>.
- [3] *Welsch, T.; Schnellenbach-Held, M.*: High Performance Aerogel Concrete. *In: Hordijk, D.A.; Luković, M.* (Hrsg.): High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet. Springer International Publishing, Cham, 2018, S. 117-124.
- [4] *Knippers, J.; Teichmann, T.; Fildhuth, T. et al.*: Entwicklung eines Leichtbetons mit tragenden und hochdämmenden Eigenschaften als matrixoptimierter und gefügedichter Werkstoff aus zementgebundenem hydrophobierten Aerogelgranulat – Abschlussbericht über ein Entwicklungsprojekt, gefördert unter dem Az: 28646 – 23 von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt, Stuttgart Ausgabe 2012.
- [5] *Ng, S.; Jelle, B.P.; Sandberg, L.I.C. et al.*: Experimental investigations of aerogel-incorporated ultra-high performance concrete. *In: Construction and Building Materials* 77 (2015), S. 307-316. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.064>.
- [6] *Gao, T.; Jelle, B.P.; Gustavsen, A. et al.*: Aerogel-incorporated concrete: An experimental study. *In: Construction and Building Materials* 52 (2014), S. 130-136. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.100>.
- [7] Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V.: Hochleistungsaerogelbeton. Erfinder: B. Milow, L. Ratke, T. Welsch, S. Fickler, M. Schnellenbach-Held und J.-E. Habersaat. Anmeldung: 13. Juni 2016.
- [8] Universität Duisburg-Essen: Bewehrter Hochleistungsaerogelbeton. Erfinder: S. Fickler, T. Heidrich, T. Welsch und M. Schnellenbach-Held. Anmeldung: 7. April 2022.
- [9] *Fickler, S.; Milow, B.; Ratke, L. et al.*: Development of High Performance Aerogel Concrete. *In: Energy Procedia* 78 (2015), S. 406-411. <https://doi.org/10.1016/j.egypro.2015.11.684>.
- [10] *Fickler, S.; Heidrich, T.M.; Welsch, T. et al.*: Hochleistungsaerogelbeton – Optimierung, Tragverhalten, Festigkeit. *In: Beton- und Stahlbetonbau*.

-
- [11] Liu, Z.; Ding, Y.; Wang, F. et al.: Thermal insulation material based on SiO₂ aerogel. In: *Construction and Building Materials* 122 (2016), S. 548-555.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.096>.
- [12] Tsioulou, O.; Ayegbusi, J.; Lampropoulos, A.: Experimental Investigation on Thermal Conductivity and Mechanical Properties of a Novel Aerogel Concrete. In: *Hordijk, D.A.; Luković, M. (Hrsg.): High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet – Proceedings of the 2017 fib Symposium, held in Maastricht, The Netherlands, June 12-14, 2017*. Springer International Publishing, Cham, 2017, S. 125-131.
- [13] Berardi, U.: Aerogel-enhanced systems for building energy retrofits: Insights from a case study. In: *Energy and Buildings* 159 (2018), S. 370-381.
<https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2017.10.092>.
- [14] Lu, J.; Jiang, J.; Lu, Z. et al.: Pore structure and hardened properties of aerogel/cement composites based on nanosilica and surface modification. In: *Construction and Building Materials* 245 (2020), S. 118434. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118434>.
- [15] Al Zaidi, I.K.; Demirel, B.; Atis, C.D. et al.: Investigation of mechanical and thermal properties of nano SiO₂/hydrophobic silica aerogel co-doped concrete with thermal insulation properties. In: *Structural Concrete* 21 (2020), Heft 3, S. 1123-1133.
<https://doi.org/10.1002/suco.201900324>.
- [16] Shah, S.N.; Mo, K.H.; Yap, S.P. et al.: Towards an energy efficient cement composite incorporating silica aerogel: A state of the art review. In: *Journal of Building Engineering* (2021), S. 103227. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.103227>.
- [17] Júlio, M.d.F.; Soares, A.; Ilharco, L.M. et al.: Silica-based aerogels as aggregates for cement-based thermal renders. In: *Cement and Concrete Composites* 72 (2016), S. 309-318.
<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.06.013>.
- [18] Kim, S.; Seo, J.; Cha, J. et al.: Chemical retreating for gel-typed aerogel and insulation performance of cement containing aerogel. In: *Construction and Building Materials* 40 (2013), S. 501-505. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.046>.
- [19] Ng, S.; Jelle, B.P.; Zhen, Y. et al.: Effect of storage and curing conditions at elevated temperatures on aerogel-incorporated mortar samples based on UHPC recipe. In: *Construction and Building Materials* 106 (2016), S. 640-649.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.162>.
-

- [20] *Zhu, P.; Yu, S.; Cheng, C. et al.*: Durability of silica aerogel cementitious composites – freeze–thaw resistance, water resistance and drying shrinkage. *In: Advances in Cement Research* 32 (2020), Heft 12, S. 527-536. <https://doi.org/10.1680/jadcr.18.00145>.
- [21] *Soleimanirad, M.; Rahmani, H.*: The Effect of Chloride Ions on the Resistance of Concretes Containing Aerogel Under Sodium Sulfate Attack. *In: International Journal of Civil Engineering* (2021). <https://doi.org/10.1007/s40999-021-00671-3>.
- [22] *Zeng, Q.; Mao, T.; Li, H. et al.*: Thermally insulating lightweight cement-based composites incorporating glass beads and nano-silica aerogels for sustainably energy-saving buildings. *In: Energy and Buildings* 174 (2018), S. 97-110. <https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2018.06.031>.
- [23] *Adhikary, S.K.; Rudžionis, Ž.; Vaičiukynienė, D.*: Development of flowable ultra-lightweight concrete using expanded glass aggregate, silica aerogel, and prefabricated plastic bubbles. *In: Journal of Building Engineering* 31 (2020), S. 101399. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101399>.
- [24] *Yiren, W.; Lian, J.; Jinmei, X. et al.*: Experimental study on influence of aggregate gradation on properties of silica aerogel-glazed hollow beads composite insulation mortar. *In: E3S Web of Conferences* 252 (2021), S. 2038. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202125202038>.
- [25] *Strzałkowski, J.; Garbalińska, H.*: Thermal and strength properties of lightweight concretes with the addition of aerogel particles. *In: Advances in Cement Research*, Vol. 28 (2016), Iss. 9, pp. 567-575. <https://doi.org/10.1680/jadcr.16.00032>.
- [26] *Hanif, A.; Parthasarathy, P.; Li, Z.*: Utilizing Fly Ash Cenosphere and Aerogel for Lightweight Thermal Insulating Cement-Based Composites. *In: International Journal of Civil and Environmental Engineering* 11 (2017), Heft 2, S. 84-90.
- [27] *Wang, L.; Liu, P.; Jing, Q. et al.*: Strength properties and thermal conductivity of concrete with the addition of expanded perlite filled with aerogel. *In: Construction and Building Materials* 188 (2018), S. 747-757. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.054>.
- [28] *Jia, G.; Li, Z.*: Influence of the aerogel/expanded perlite composite as thermal insulation aggregate on the cement-based materials: Preparation, property, and microstructure. *In: Construction and Building Materials* 273 (2021), S. 121728. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121728>.
- [29] *Strzałkowski, J.; Garbalińska, H.*: Usefulness of Mercury Porosimetry to Assess the Porosity of Cement Composites with the Addition of Aerogel Particles. *In: Valente, I.B.; Ventura*

-
- Gouveia, A.; Dias, S.S.* (Hrsg.): Proceedings of the 3rd RILEM Spring Convention and Conference (RSCC 2020), RILEM bookseries Heft 33. Springer International Publishing, Cham, 2021, S. 411-423.
- [30] *Hub, A.; Zimmermann, G.; Knippers, J.*: Leichtbeton mit Aerogelen als Konstruktionswerkstoff. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Heft 9, S. 654-661. <https://doi.org/10.1002/best.201300027>.
- [31] *Schnellenbach-Held, M.*: Entwicklung eines Bemessungskonzeptes für Bauteile aus Hochleistungs-aerogelbeton mit Bewehrung aus Faserverbundkunststoffen – Schlussbericht zum Projekt EFRE-0400141. Institut für Massivbau, Essen Ausgabe 2020.
- [32] *fib*: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Fédération internationale du béton. Wiley-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim, Germany, 2013.
- [33] DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010.
- [34] *Rüsch, H.* (Hrsg.): Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone – Festigkeit u. Verformung d. exzentrisch gedrückten Rechteckquerschnittes aus unbewehrtem Beton bei kurzzeitiger Lasteinwirkung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 120, Ernst [in Komm.], Berlin, 1955.
- [35] *Meyer, J.*: Ein Beitrag zur Untersuchung der Verformungsfähigkeit von Bauteilen aus Beton unter Biegedruckbeanspruchung. Leipzig, Univ., Diss., 1998, 1998.
- [36] *Lee, L.H.N.*: Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Members. *In: Transactions of the American Society of Civil Engineers* 120 (1955), Heft 1, S. 181-202. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0007191>.
- [37] *Eivind Hognestad; N. W. Hanson; Douglas McHenry*: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design. *In: ACI Journal Proceedings*, Vol. 52 (1955), Iss. 12, pp. 455-480. <https://doi.org/10.14359/11609>.
- [38] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil_1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [39] *Fickler, S.; Welsch, T.; Schnellenbach-Held, M.*: Development of High Performance Aerogel Concrete (HPAC) and statistical evaluation of compressive strength for practical use in
-

construction. *In: Journal of Physics: Conference Series* 2069 (2021), 012196.

<https://doi.org/10.1088/1742-6596/2069/1/012196>.

- [40] *Slowik, V.*: Beiträge zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Materialparameter von Betonen, Building materials reports Heft 3, Aedificatio, Freiburg i. Br., 1995.
- [41] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.)*: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung – Heft 419. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth, Berlin, 1991.
- [42] *Hans A. W. Cornelissen; Dirk A. Hordijk; Hans W. Reinhardt*: Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. *In: Heron* Vol. 31 (1986), Heft 2, 45-56.
- [43] *Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.)*: Beton-Kalender 2009, Band 1 – Schwerpunkte: Konstruktiver Hochbau, Aktuelle Massivbaunormen, Beton-Kalender Heft 2009, Ernst & Sohn, Berlin, 2009.
- [44] *Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.-E.*: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *In: Cement and Concrete Research* 6 (1976), Heft 6, S. 773-781. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7).
- [45] *Bazant, Z.P.; Oh, B.H.*: Crack band theory for fracture of concrete. *In: Matériaux et Constructions* 16 (1983), Heft 3, S. 155-177.
- [46] *Faust, T.*: Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton. Leipzig, Universität Leipzig, Dissertation, 2000.
- [47] *Walraven, J.; den Uijl, J.; Stroband, J. et al.*: Structural lightweight concrete: recent research. Delft University of Technology.
- [48] *Holschemacher, K.; Dehn, F.; Müller, T. et al.*: Grundlagen des Faserbetons. *In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.)*: Beton Kalender 2017. Wiley, 2016, S. 381-472.
- [49] *RILEM TC 162-TDF*: Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon-design method. *In: Materials and Structures* 36 (2003), Heft 262, S. 560-567. <https://doi.org/10.1617/14007>.
- [50] *AVK–Industrievereinigung Verstärkte Kunststoffe e. V.*: Handbuch Faserverbundkunststoffe/Composites. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2013.

-
- [51] *Ehrenstein, G.W.*: Faserverbund-Kunststoffe – Werkstoffe - Verarbeitung - Eigenschaften, Hanser eLibrary, Hanser, München, 2006.
- [52] *Knab, F.; Weber, A.; Schweinfurth, J.*: Sicherer Einsatz von Glasfaserbewehrung im Bauwesen. *In: Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Heft 12, S. 822-831.
<https://doi.org/10.1002/best.201500060>.
- [53] *Puck, A.*: Festigkeitsanalyse von Faser-Matrix-Laminaten – Modelle für die Praxis. Hanser, München, 1996.
- [54] *Schürmann, H.*: Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden, VDI-Buch, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2007.
- [55] *Teschner, R.*: Glasfasern. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2019.
- [56] *Deutsches Institut für Bautechnik*: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-1.6.-238 – Bewehrungsstab Schöck ComBAR aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Ausgabe Juli 2019.
- [57] *American Concrete Institute ACI-440.1R-15*: Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. 2015.
- [58] *Schöck Bauteile GmbH*: Technische Information Schöck Combar®, 2019.
- [59] *Füllsack-Köditz, R. (Hrsg.)*: Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen. Zugl.: Weimar, Univ., Diss., 2004. Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe des Institutes für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar Heft 1, Univ.-Verl., Weimar, 2004.
- [60] *Reichenbach, S.; Preinstorfer, P.; Hammerl, M. et al.*: A review on embedded fibre-reinforced polymer reinforcement in structural concrete in Europe. *In: Construction and Building Materials* 307 (2021), S. 124946. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124946>.
- [61] *Tragende Kunststoffbauteile*. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2014.
- [62] *Canadian Standards Association CSA S806-02*: Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers. Ausgabe 2017.
- [63] *Task Group 9.3.*: FRP reinforcement in RC structures. International Federation for Structural Concrete, Bulletin / International Federation for Structural Concrete Technical report no. 40, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, 2007.

- [64] DIN EN 705:1994-08, Kunststoff-Rohrleitungssysteme - Rohre und Formstücke aus glasfaserverstärkten duroplastischen Kunststoffen (GFK) - Verfahren zur Regressionsanalyse und deren Anwendung; Deutsche Fassung EN 705:1994.
- [65] DIN EN 1990/NA:2010-12, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [66] *Weber, A.*: Prüfungskonzepte für Bewehrungsmaterialien mit zeitabhängigen Widerständen/Test concepts for reinforcement materials with time dependent resistances. *In: Bauingenieur* 93 (2018), 07-08, S. 323-330. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2018-07-08-89>.
- [67] *ISO 10406-1:2015-01*: Bewehrung aus faserverstärkten Polymeren (FRP) für Beton - Prüfverfahren - Teil 1: FRP-Stäbe und -Gitter. Ausgabe Januar 2015.
- [68] *El Ghadioui, R.; Hiesch, D.; Bujotzek, L. et al.*: Structural behaviour of CFRP reinforced concrete members under monotonic and cyclic long-term loading. *In: Materials and Structures* 54 (2021), Heft 4. <https://doi.org/10.1617/s11527-021-01728-4>.
- [69] *solidian GmbH*: solidian-REBAR-D8-CCE – Technisches Datenblatt, 2020.
- [70] *solidian GmbH*: solidian REBAR D8-RBE – Technisches Datenblatt, 2021.
- [71] *Wildermuth, A.*: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 609, Beuth Verlag GmbH, Berlin, Wien, Zürich, 2013.
- [72] *Lettow, S.*: Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße Ausgabe 2006.
- [73] *Rehm, G.*: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Zugl.: München, Techn. Hochsch., Diss., 1958, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 138, Ernst, Berlin, 1961.
- [74] *International Federation for Structural Concrete*: Bond of reinforcement in concrete – State-of-art report. International Federation for Structural Concrete, Bulletin / International Federation for Structural Concrete no. 10, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, 2000.
- [75] *R. Eligehausen, V. Bertero, E. Popov*: Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations: Tests and analytical model. University of California, Berkeley, California, USA Ausgabe 1983.

-
- [76] *Cosenza, E.; Manfredi, G.; Realfonzo, R.*: Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete. *In: Journal of Composites for Construction* 1 (1997), Heft 2, S. 40-51.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1997\)1:2\(40\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1997)1:2(40)).
- [77] *Cosenza, E.; Manfredi, G.; Realfonzo, R.*: Analytical modelling of bond between FRP reinforcing bars and concrete. *In: L Taerwe; International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures. (Hrsg.): Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures – Proceedings of the 2nd international RILEM symposium (FRPRCS-2) ; Ghent, 23-25 August 1995. RILEM, RILEM proceedings Heft 29. Spon, 1995.*
- [78] *Faust, T.*: Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau, Bauingenieur-Praxis, Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [79] *Zilch, K.; Zehetmaier, G.*: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2010.
- [80] *Niewels, J.*: Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Aachen, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2008.
- [81] *Deutsches Institut für Normung DIN 1045-1*: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001.
- [82] *Nakano, K.; Matzuzaki, Y.*: Flexural Performance of Concrete Beams Reinforced with Continuous Fiber Bars. *In: Nanni, A.; Dolan, C.W. (Hrsg.): International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. American Concrete Institute, Vancouver, 1993, S. 743-766.*
- [83] *Nawy E.; Neuwerth, G.*: Fiber Glass Reinforced Concrete Slabs and Beams. *In: Journal of the Structural Division, ASCE (1977), Heft 107, S. 421-440.*
- [84] DIN EN 1992-1-1:2021-10, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021.
- [85] Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Beuth Verlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 630, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2018.
- [86] *Eligehausen, R.; Mayer, U.; Ožbolt, J.*: Gutachtliche Stellungnahme – zum Tragverhalten von statisch unbestimmten Tragwerken bewehrt mit ComBAR Stäben Ausgabe Mai 2008.
-

- [87] *Kurth, M.C.*: Zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Aachen, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2013.
- [88] *Zink, M.*: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung (2000). <https://doi.org/10.1007/978-3-663-05914-1>.
- [89] *Taylor, H.P.J.*: Fundamental behaviour in bending and shear of reinforced concrete. London, City Univ., Ph.D. 1971, 1971.
- [90] *Zhang, T.; Oehlers, D.J.; Visintin, P.*: Shear Strength of FRP RC Beams and One-Way Slabs without Stirrups. In: *Journal of Composites for Construction* 18 (2014), Heft 5, S. 4014007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000469](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000469).
- [91] *Nehdi, M.; El Chabib, H.; Saïd, A.A.*: Proposed Shear Design Equations for FRP-Reinforced Concrete Beams Based on Genetic Algorithms Approach. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 19 (2007), Heft 12, S. 1033-1042. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:12\(1033\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:12(1033)).
- [92] *Razaqpur, G.A.; Isgor, B.O.*: Proposed Shear Design Method for FRP-Reinforced Concrete Members without Stirrups. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), Heft 1. <https://doi.org/10.14359/15090>.
- [93] *Machial, R.; Alam, M.S.; Rteil, A.*: Revisiting the shear design equations for concrete beams reinforced with FRP rebar and stirrup. In: *Materials and Structures* 45 (2012), Heft 11, S. 1593-1612. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9859-5>.
- [94] *Leonhardt, F.; Walther, R.*: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, W. Ernst, 1962.
- [95] *Millard, S.G.; Johnson, R.P.*: Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action. In: *Magazine of Concrete Research* 36 (1984), Heft 126, S. 9-21. <https://doi.org/10.1680/mac.1984.36.126.9>.
- [96] *Dehn, F.*: Einflussgrößen auf die Querkrafttragfähigkeit schubunbewehrter Bauteile aus konstruktivem Leichtbeton. Leipzig, Universität Leipzig, Dissertation, 2002.
- [97] *Kotynia, R.; Kaszubska, M.*: Analysis of Concrete Contribution in the Shear Strength of Beams reinforced with FRP / Steel Bars without Stirrups. In: : fib Symposium 2016.

-
- [98] *Craig R. Michaluk; Sami H. Rizkalla; Gamil Tadros et al.*: Flexural Behavior of One-Way Concrete Slabs Reinforced by Fiber Reinforced Plastic Reinforcements. *In: ACI Structural Journal*, Vol. 95 (1998), Iss. 3, pp. 353-365. <https://doi.org/10.14359/552>.
- [99] *Specht, M.*: Modellstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern ohne Schubbewehrung im Bruchzustand. *In: Bautechnik* 63 (1986), Heft 10, S. 339-350.
- [100] *G. N. J. Kani*: The Riddle of Shear Failure and its Solution. *In: ACI Journal Proceedings*, Vol. 61 (1964), Iss. 4, pp. 441-468. <https://doi.org/10.14359/7791>.
- [101] *Richard C. Fenwick; Thomas K. Pauley*: Mechanism of Shear resistance of Concrete Beams. *In: Journal of the Structural Division* 94 (1968), S. 2325-2350.
- [102] *Reineck, K.-H.*: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen, Uni Stuttgart, 1990.
- [103] *Görtz, S.*: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Zugl.: Aachen, Techn. Hochsch., Diss., 2004, Schriftenreihe des IMB Heft 18., 2004.
- [104] *Vu Hong Nghiep*: Shear design of straight and haunched concrete beams without stirrups, TUHH Universitätsbibliothek, 2011.
- [105] *Mitchell, D.; Collins, M.P.*: Diagonal Compression Field theory-A Rational Model For Structural Concrete in Pure Torsion. *In: ACI Journal Proceedings* 71 (1974), Heft 8, S. 396-408. <https://doi.org/10.14359/7103>.
- [106] *Frank J. Vecchio; Michael P. Collins*: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *In: ACI Journal Proceedings*, Vol. 83 (1986), Iss. 2, pp. 219-231. <https://doi.org/10.14359/10416>.
- [107] *Bentz, E.C.; Vecchio, F.J.; Collins, M.P.*: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *In: ACI Structural Journal* 103 (2006), Heft 4.
- [108] *Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M.*: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. *In: ACI Structural Journal* 105 (2008), Heft 2, S. 163-172. <https://doi.org/10.14359/19731>.
- [109] *Cavagnis, F.*: Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models. Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Dissertation, 2017.
-

- [110] *Pantelides, C.P.; Besser, B.T.; Liu, R.*: One-Way Shear Behavior of Lightweight Concrete Panels Reinforced with GFRP Bars. *In: Journal of Composites for Construction* 16 (2012), Heft 1, S. 2-9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000240](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000240).
- [111] *Mörsch, E.*: Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung. Wittwer, Stuttgart, 1920.
- [112] *Leonhardt, F.*: Die verminderte Schubdeckung bei Stahlbeton-Tragwerken. *In: Bauingenieur* 40 (1965), Heft 1, S. 1-15.
- [113] *Marti, P. (Hrsg.)*: Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton. Zugl.: Zürich, Eidgenöss. Techn. Hochsch., Abt. 2, Diss., 1980. ETH Zürich, Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich Heft 104, Birkhäuser, Basel, 1980.
- [114] *Muttoni, A.; Schwartz, J.; Thürlimann, B.*: Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern. Birkhäuser, Basel, 1997.
- [115] *Muttoni, A.*: Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton. ETH Zurich, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich Heft 176, Birkhäuser Basel, Basel, 1990.
- [116] *Sigrist, V.*: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern. Zugl.: Zürich, Eidgenössische Techn. Hochsch., Diss., 1995, Bericht / Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich Heft 210, Birkhäuser, Basel, 1995.
- [117] *Deutsches Institut für Bautechnik Z-1.6-238*: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr.: Z-1.6-238. Zulassungsgegenstand: Bewehrungsstab aus glasfaserverstärktem Kunststoff, Nenndurchmesser: 16 mm. Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Ausgabe Dezember 2008.
- [118] *ISO 10406-1*: Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods —. Ausgabe Januar 2015.
- [119] *ACI Committee 440*: 440.3R-04 Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.
- [120] *International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures*: RILEM technical recommendations for the testing and use of construction materials – RC 6 Bond Test for Reinforcement Steel. 2. Pull-out Test. International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures. E & FN Spon, London, 1994.
- [121] *Heidrich, T.M.*: Development of a nonlinear FE-Model for GFRP Reinforced Concrete Structures considering the Bond-Slip-Behaviour. *In: German Group of IABSE (Hrsg.)*: Young

Engineers Colloquium Berlin 2019. International Association for Bridge and Structural Engineering, Berlin, 2019, S. 16-17.

- [122] *Schuster, S.*: Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Betonquerschnitten mit FVK-Bewehrung. Essen, Universität Duisburg-Essen, Master-Thesis, 31.09.2019.
- [123] *Kani, G.N.J.*: Basic Facts Concerning Shear Failure. *In: ACI Journal Vol. 38 (1966), No. 6, S. 675-692.*
- [124] *Hückler, A.*: Trag- und Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Bauteilen aus Infralichtbeton (ILC). Göttingen, Sierke Verlag; Internationaler Fachverlag für Wissenschaft & Praxis, Dissertation, 2016.
- [125] DIN 1045-100:2017-09, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 100: Ziegeldecken.
- [126] *Schnell, J.; Hanz, F.*: Bericht 08026Ha/528 - Traglastversuche an GFK-bewehrten Balken mit Schöck ComBAR®-Bewehrung. TU Kaiserslautern - Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Kaiserslautern Ausgabe September 2008.
- [127] *Kordina, K.; Blume, F.*: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 364, Ernst, Verlag für Architektur u. Techn. Wiss, Berlin, 1985.
- [128] *Rommel, G.*: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 444, Beuth, Berlin, 1994.
- [129] *Wittmann, F.H. (ed.)*: Fracture mechanics of concrete, Developments in civil engineering no. 7, Elsevier, Amsterdam, 1983.
- [130] *William J. Krefeld and Charles W. Thurston*: Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams. *In: ACI Journal Proceedings 63, Heft 3.*
<https://doi.org/10.14359/7626>.
- [131] *Baumann, T.*: Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung – Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens, Deutscher Ausschusses für Stahlbeton Heft 210, Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf, 1970.
- [132] *Parviz Soroushian, Kienuwa Obaseki, Maxim0 C. Rojas, and Jongsung Sim*: Analysis of Dowel Bars Acting Against Concrete Core. *In: ACI Journal Proceedings 83, Heft 4.*
<https://doi.org/10.14359/10657>.

- [133] *Taylor, H.P.*: Investigation of the Dowel Shear Forces Carried by the Tensile Steel in Reinforced Concrete Beams. Technical Report. Cement and Concrete Association Ausgabe 1969.
- [134] *Bentz, E.C.*: Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members. Toronto, University of Toronto, Dissertation, 2000.
- [135] *Aldejohann, M.*: Zum Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung. Dresden, TUDpress, Zugl.: Duisburg, Essen, Univ., Diss., 2008, 2009.
- [136] *Welsch, T.*: Zur Durchstanzttragfähigkeit lochrandgestützter Platten mit kleiner Lasteinleitungsfläche. Zugl.: Wuppertal, Univ., Diss., 2013, Reihe Wissenschaft Heft 36, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2013.
- [137] *Rashid, Y.R.*: Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. *In: Nuclear Engineering and Design* 7 (1968), Heft 4, S. 334-344. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(68\)90066-6](https://doi.org/10.1016/0029-5493(68)90066-6).
- [138] *DIANA FEA bv*: DIANA Documentation – Release 10.5.
- [139] *I. D. A. Hordijk*: Deformation-Controlled Uniaxial Tensile Test on Concrete. *In: CTIT technical reports series* 118 (1989).
- [140] *Prager, M.*: Zum Tragverhalten mikrobewehrter Ultrahochleistungsbetone. Dresden, TUDpress, Dissertation, 2018.
- [141] *Rots, J.G.*: Computational modeling of concrete fracture. Delft, Techn. Univ., Diss. : 1988, Delft, 1988.
- [142] *Empelmann, M.*: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen. Zugl.: Aachen, Techn Hochsch., Diss., 1995, IMB, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen Heft 2, Eigenverl., Aachen, 1995.
- [143] *Neff, C.*: Ein Ingenieurmodell zur Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Öffnungen. Zugl.: Duisburg, Essen, Univ., Diss., 2006, Schriftenreihe aus dem Institut für Massivbau Heft 1, TUDpress, Dresden, 2007.
- [144] *Gangi, G.*: Untersuchungen zum Zugtragverhalten von Hochleistungs-aerogelbeton (HPAC) mit Faserbewehrung. Essen, Universität Duisburg-Essen, Bachelor-Thesis, 2020.

-
- [145] *Vecchio, F.J.; Collins, M.P.*: Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *In: Journal of Structural Engineering* 119 (1993), Heft 12, S. 3590-3610.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1993\)119:12\(3590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3590)).
- [146] *Crisfield, M.A.; Remmers, J.J.C.; Verhoosel, C.V.*: Nichtlineare Finite-Elemente-Analyse von Festkörpern und Strukturen. Wiley-VCH, Weinheim, 2014.
- [147] *DIANA FEA bv*: Bond-slip Models in Diana. Tutorial, <https://dianafea.com> [Zugriff am: 13.01.2022].
- [148] *Eligehausen, R.; Langer, P.*: Rotation capacity of plastic hinges and allowable degree of moment redistribution 1987.
- [149] *Zapros, J.*: Untersuchungen zur Rotationskapazität von Betonquerschnitten mit FVK-Bewehrung. Essen, Universität Duisburg-Essen, Master-Thesis, 2021.

ANHANG ZUR DISSERTATION

Inhaltsverzeichnis

A.3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN.....	A-1
A.3.1	VERWENDETE WERKSTOFFE.....	A-1
A.3.1.1	Zugversuche GFK-Längsbewehrung.....	A-1
A.3.1.2	Pull-Out-Versuche Ankerstäbe.....	A-9
A.3.2	VERSUCHE ZUM VERBUNDTRAGVERHALTEN.....	A-12
A.3.2.1	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_47_8_1-6.....	A-12
A.3.2.2	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_47_12_7-12.....	A-12
A.3.2.3	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_47_16_13-18.....	A-13
A.3.2.4	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_47_20_19-24.....	A-13
A.3.2.5	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_61_8_1-6.....	A-14
A.3.2.6	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_61_12_7-12.....	A-14
A.3.2.7	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_61_16_13-18.....	A-15
A.3.2.8	Auswertung Ergebnisse Versuchsreihe P_61_20_19-24.....	A-15
A.3.2.9	Steigungen Zur Ermittlung der Kennzeichnenden Punkte.....	A-16
A.3.3	VERSUCHE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN.....	A-17
A.3.3.1	Ergebnisse Versuch B_47_8_1.....	A-17
A.3.3.2	Ergebnisse Versuch B_47_8_2.....	A-20
A.3.3.3	Ergebnisse Versuch B_47_8_3.....	A-22
A.3.3.4	Ergebnisse Versuch B_47_16_4.....	A-24
A.3.3.5	Ergebnisse Versuch B_47_16_5.....	A-26
A.3.3.6	Ergebnisse Versuch B_47_16_6.....	A-28
A.3.3.7	Ergebnisse Versuch B_61_8_1.....	A-30
A.3.3.8	Ergebnisse Versuch B_61_8_2.....	A-32
A.3.3.9	Ergebnisse Versuch B_61_8_3.....	A-34
A.3.3.10	Ergebnisse Versuch B_61_16_4.....	A-36
A.3.3.11	Ergebnisse Versuch B_61_16_5.....	A-37
A.3.3.12	Ergebnisse Versuch B_61_16_6.....	A-39
A.3.4	VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	A-41
A.3.4.1	Ergebnisse Versuch V_47_8_1.....	A-41
A.3.4.2	Ergebnisse Versuch V_47_8_2.....	A-43
A.3.4.3	Ergebnisse Versuch V_47_8_3.....	A-46
A.3.4.4	Ergebnisse Versuch V_47_16_1.....	A-49
A.3.4.5	Ergebnisse Versuch V_47_16_2.....	A-52
A.3.4.6	Ergebnisse Versuch V_47_16_3.....	A-55
A.3.4.7	Ergebnisse Versuch V_47_20_1.....	A-58
A.3.4.8	Ergebnisse Versuch V_47_20_2.....	A-60
A.3.4.9	Ergebnisse Versuch V_47_20_3.....	A-63
A.3.4.10	Ergebnisse Versuch V_61_8_1.....	A-66

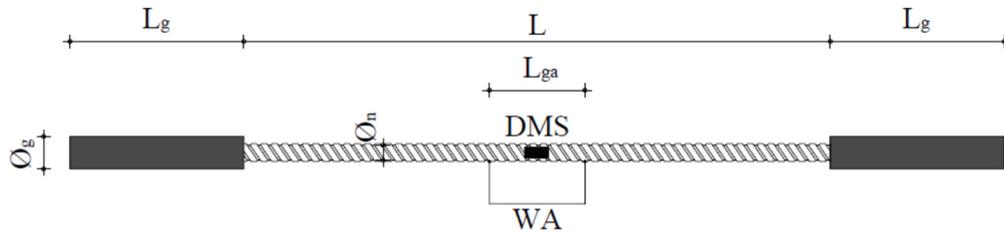
A.3.4.11	<i>Ergebnisse Versuch V_61_8_2</i>	A-69
A.3.4.12	<i>Ergebnisse Versuch V_61_8_3</i>	A-72
A.3.4.13	<i>Ergebnisse Versuch V_61_16_1</i>	A-75
A.3.4.14	<i>Ergebnisse Versuch V_61_16_2</i>	A-78
A.3.4.15	<i>Ergebnisse Versuch V_61_16_3</i>	A-81
A.3.4.16	<i>Ergebnisse Versuch V_61_20_1</i>	A-84
A.3.4.17	<i>Ergebnisse Versuch V_61_20_2</i>	A-87
A.3.4.18	<i>Ergebnisse Versuch V_61_20_3</i>	A-90
A.3.4.19	<i>Ergebnisse Versuch V_NC_8_1</i>	A-93
A.3.4.20	<i>Ergebnisse Versuch V_NC_16_1</i>	A-96
A.3.4.21	<i>Ergebnisse Versuch V_NC_20_1</i>	A-99
A.3.5	VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG	A-102
A.3.5.1	<i>Ergebnisse Versuch V_47_0,57-0,38_1</i>	A-102
A.3.5.2	<i>Ergebnisse Versuch V_47_0,57-0,38_2</i>	A-106
A.3.5.3	<i>Ergebnisse Versuch V_47_1,13-0,57_1</i>	A-110
A.3.5.4	<i>Ergebnisse Versuch V_47_1,13-0,57_2</i>	A-114
A.3.5.5	<i>Ergebnisse Versuch V_61_0,57-0,38_1</i>	A-118
A.3.5.6	<i>Ergebnisse Versuch V_61_0,57-0,38_2</i>	A-122
A.3.5.7	<i>Ergebnisse Versuch V_61_1,13-0,57_1</i>	A-126
A.3.5.8	<i>Ergebnisse Versuch V_61_1,13-0,57_2</i>	A-130
A.3.5.9	<i>Ergebnisse Versuch V_NC_1,13-0,57_1</i>	A-134
A.4	ANALYSEN ZUM BIEGETRAGVERHALTEN VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG	A-138
A.4.1	VERFORMUNGSVERHALTEN.....	A-138
A.4.2	VERGLEICH MIT BESTEHENDEN BEMESSUNGSMODELLEN.....	A-139
A.4.2.1	<i>Nachrechnung Bemessungskonzept NC</i>	A-139
A.4.2.2	<i>Nachrechnung Bemessungskonzept LC</i>	A-139
A.4.2.3	<i>Nachrechnung Bemessungskonzept ideal-spröde BDZ</i>	A-140
A.4.2.4	<i>Nachrechnung Bemessungskonzept C100/115 (HPC)</i>	A-140
A.4.3	NACHRECHNUNG BEMESSUNGSKONZEPT HPAC	A-140
A.4.3.1	<i>Gegenüberstellung aller Versuche</i>	A-140
A.4.3.2	<i>Überprüfung der Daten auf Ausreißer</i>	A-141
A.4.3.3	<i>Gegenüberstellung ohne Ausreißer</i>	A-141
A.4.3.4	<i>Gegenüberstellung Bemessungsmodell mit reduzierten Betondruckfestigkeiten</i>	A-142
A.5	ANALYSEN ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN	A-143
A.5.1	BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG	A-143
A.5.1.1	<i>Untersuchung der Einflussparameter</i>	A-143
A.5.1.2	<i>Traganteil der Druckzone</i>	A-144
A.5.1.3	<i>Traganteil der Rissreibung</i>	A-144

A.5.1.4	<i>Traganteil der Verdübelung</i>	A-145
A.5.1.5	<i>Nachrechnung mit bestehenden Ansätzen</i>	A-145
A.5.2	BAUTEILE MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG.....	A-147
A.5.2.1	<i>Dehnung der Längsbewehrung</i>	A-147
A.6	NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN	A-148
A.6.1	ALLGEMEINES	A-148
A.6.1.1	<i>Implementierung des Verbundtragverhaltens bei verschmierter Bewehrung</i>	A-148
A.6.1.2	<i>Implementierung des Verbundtragverhaltens bei Bewehrung als Fachwerkstab</i>	A-150
A.6.2	NACHRECHNUNGEN DER DURCHGEFÜHRTEN BAUTEILVERSUCHE	A-151
A.6.2.1	<i>Versuche zum Biegetragverhalten</i>	A-151
A.6.2.2	<i>Versuche zur Querkrafttragverhalten ohne Querkraftbewehrung</i>	A-159
A.6.2.3	<i>Versuche zur Querkrafttragverhalten mit Querkraftbewehrung</i>	A-165
A.6.3	PARAMETERSTUDIE ZUM ROTATIONSVERHALTEN	A-179
A.6.3.1	<i>Versuchsprogramm und Ergebnisse der analytischen Berechnung</i>	A-179
A.6.3.2	<i>Ergebnisse FE-Studie</i>	A-179
A.6.3.3	<i>Auswertung und Gegenüberstellung FE-Studie</i>	A-183

A.3 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

A.3.1 VERWENDETE WERKSTOFFE

A.3.1.1 ZUGVERSUCHE GFK-LÄNGSBEWEHRUNG

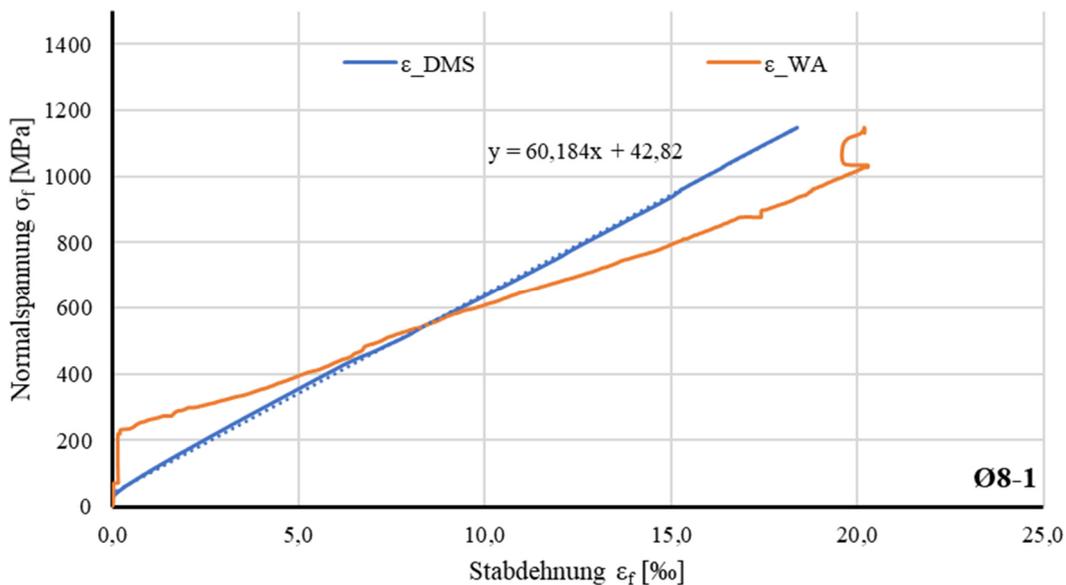


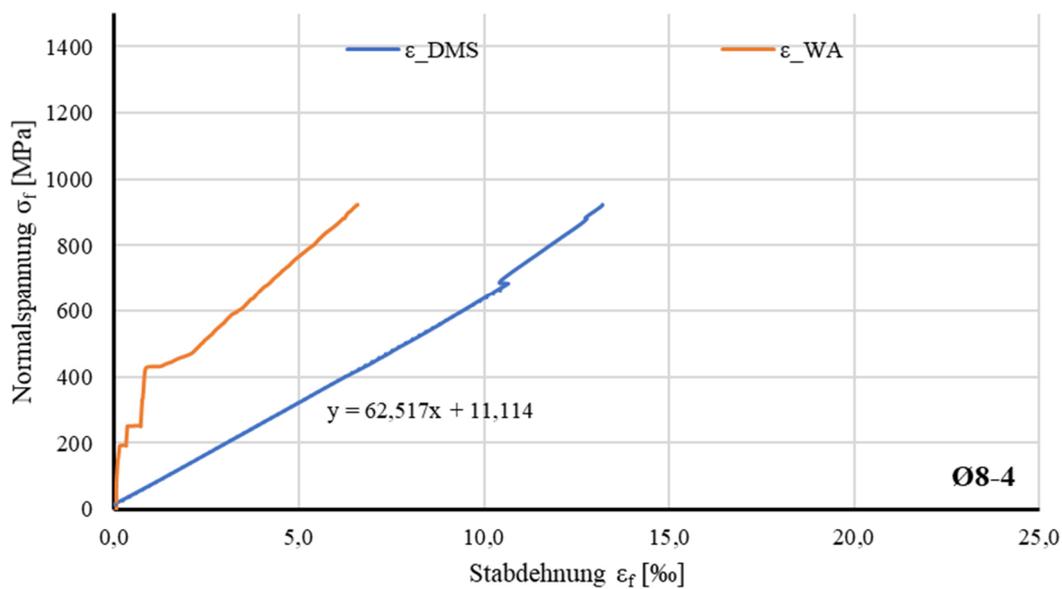
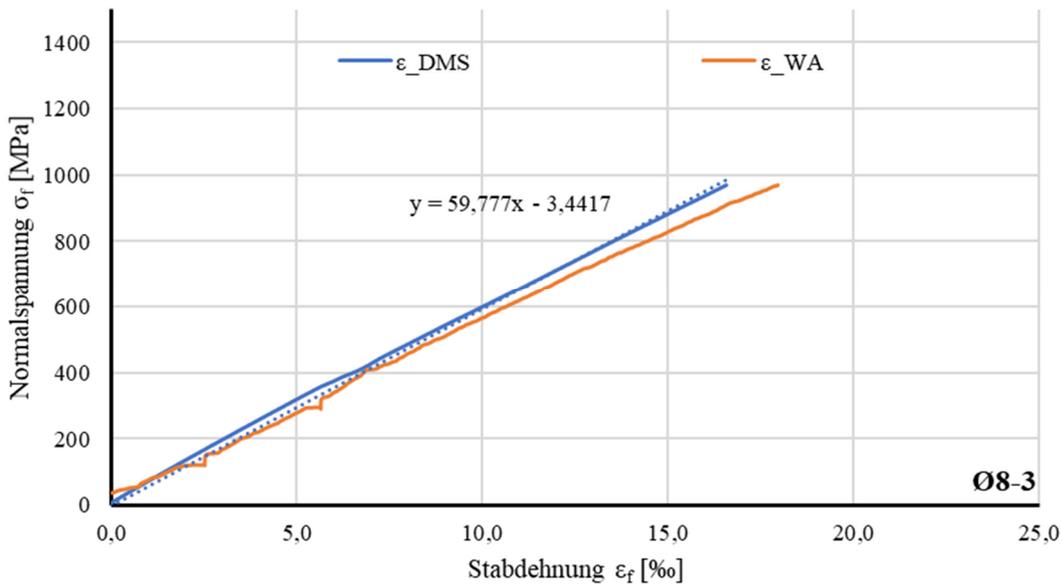
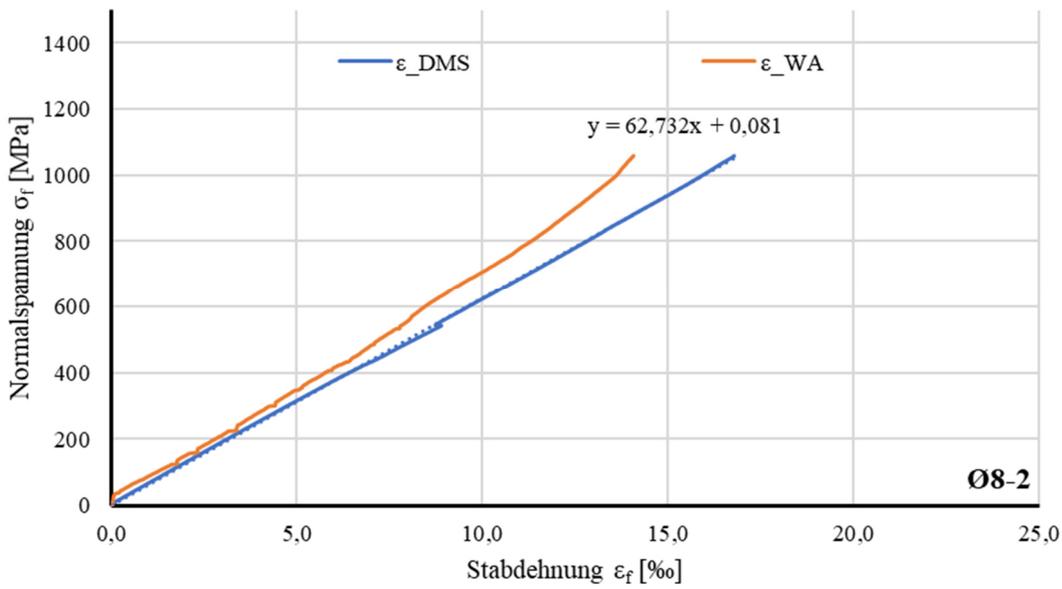
Probe \varnothing_n	Chargen-Nr. Nr.	L_g [mm]	$\varnothing_g \times t_g$ [mm]	L [mm]	L_{ga} [mm]	A_f [mm ²]	w [mm/min]
8-	1	AUG 18 1892 II	33,7 x 4,5	375	90	50,3	3,60
	2			365			
	3			385			
	4			385			
	5			360			
16-	1	JAN 18 1644 II	42,4 x 5,6	640	160	201	6,30
	2			630			
	3			640			
	4			640			
	5			635			
20-	1	JAN 19 1644 II	48,3 x 5,0	630	160	314	6,30
	2			640			
	3			630			
	4			635			
32-	1	SEP 19 7257 II	48,3 x 5,1	525	160	804	5,30
	2			525			
	3			515			
	4			525			

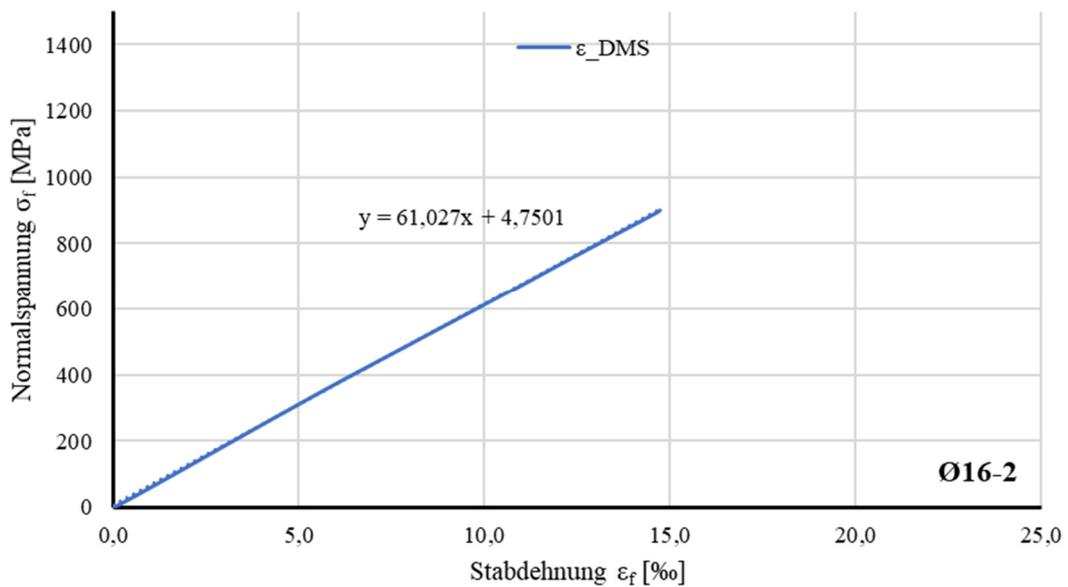
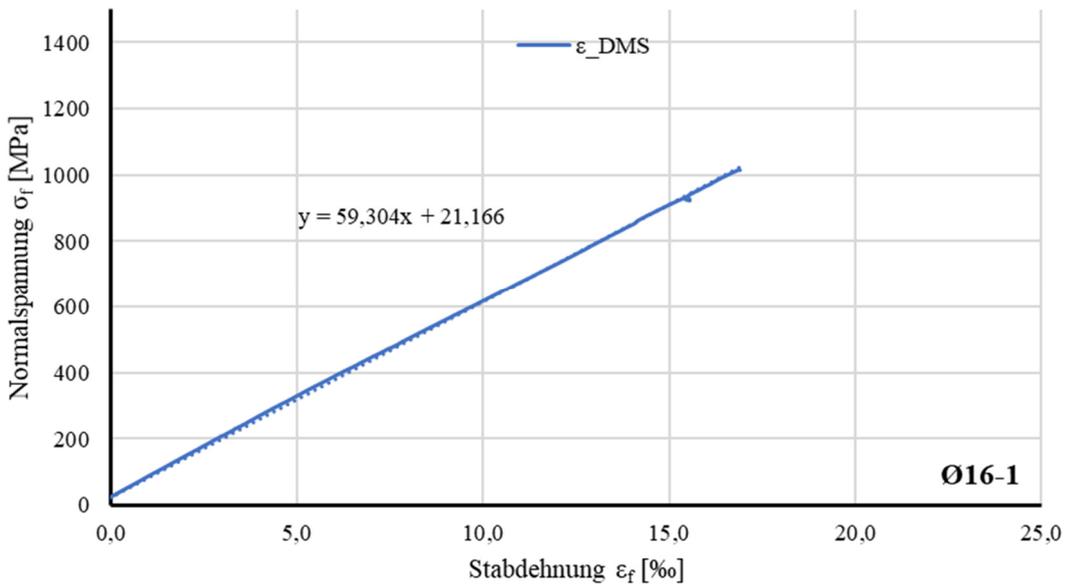
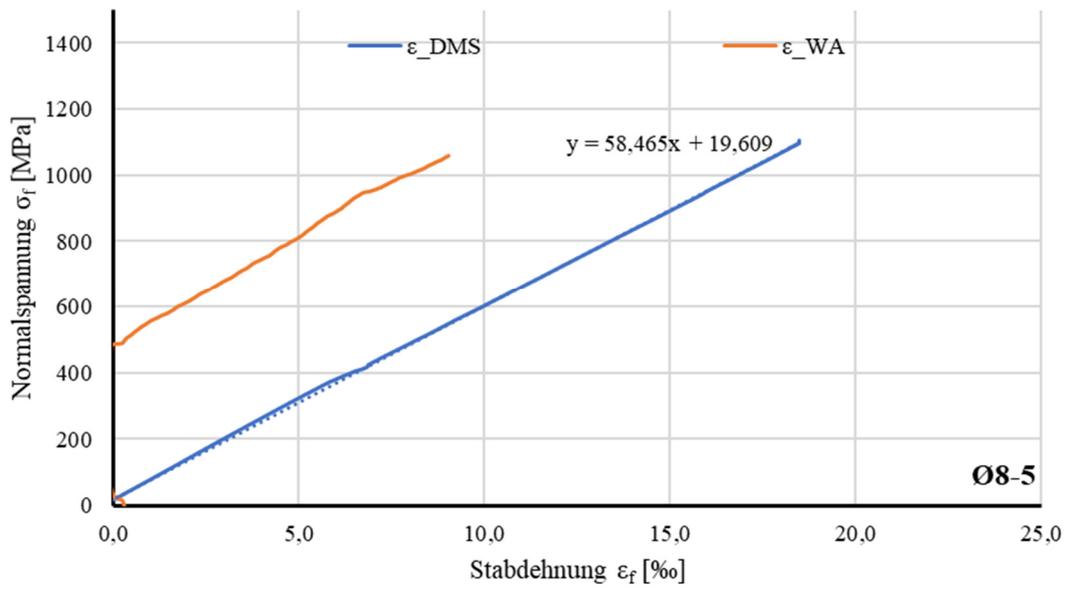
A.3 Experimentelle Untersuchungen

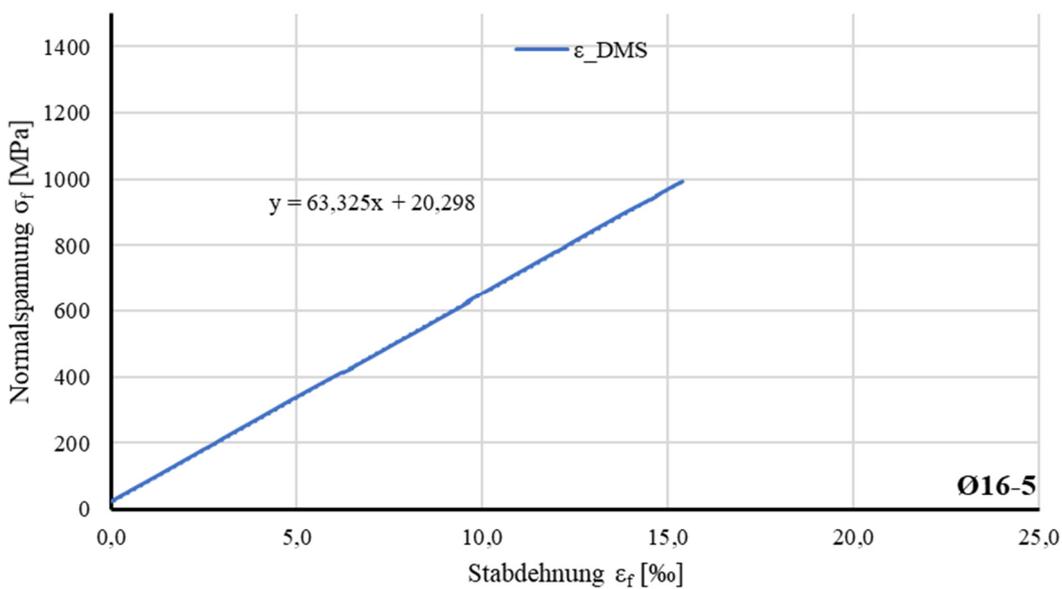
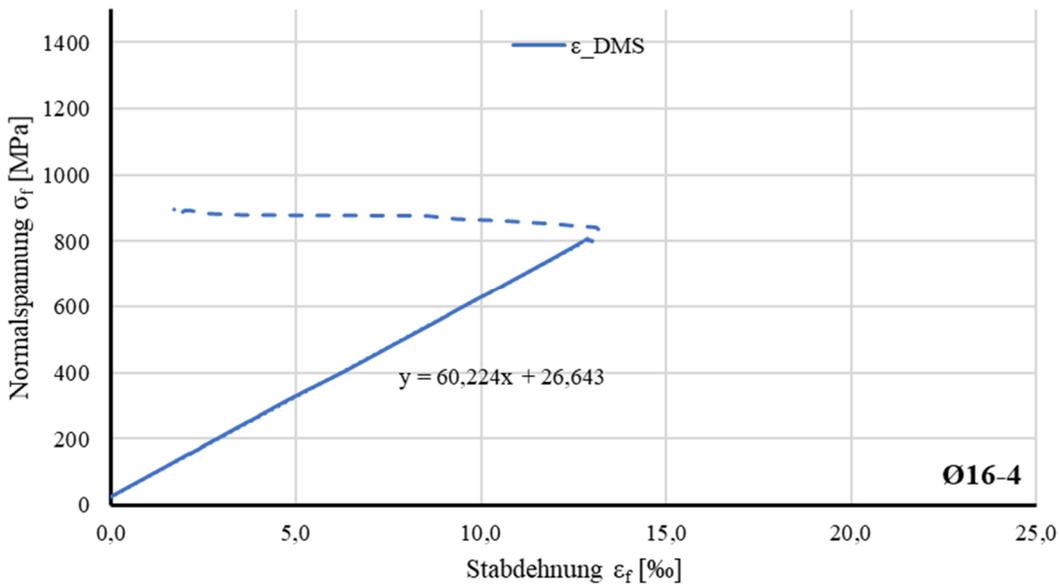
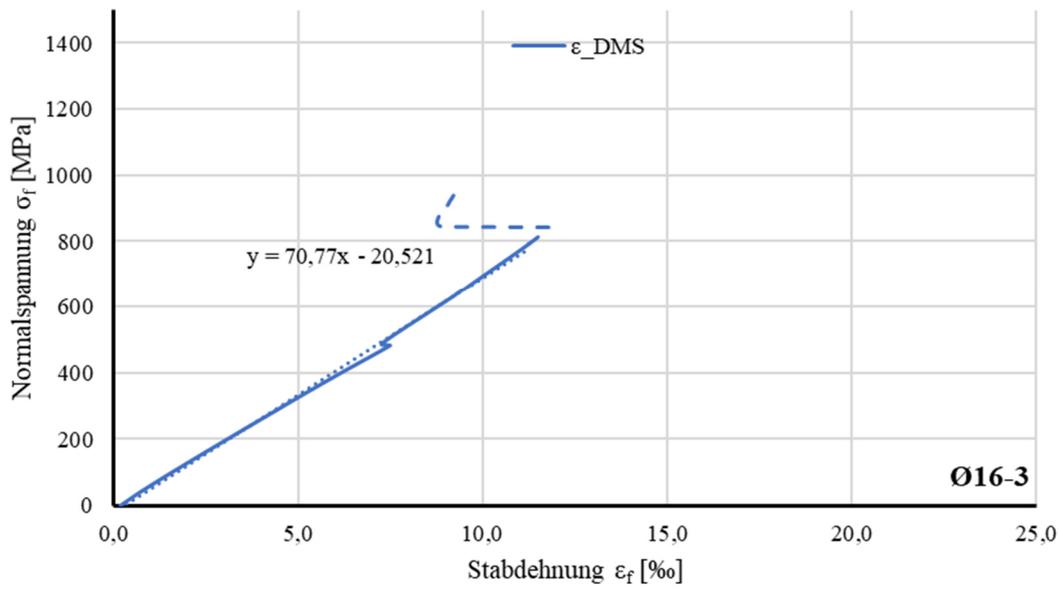
Probe	F_u	E_f	$F_{u,m}$	$\sigma_{F_{u,m}}$	$f_{u,m}$	$E_{f,m}$	$\sigma_{E_{f,m}}$	Bemerkung	
\varnothing_n	Nr.	[kN]	[MPa]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
8-	1	57,5	60.184					Bruch in Lasteinleitung	
	2	53,0	62.732					Bruch in Lasteinleitung	
	3	48,6	59.777	52,1	4,19	1.036	60.735	1.645	Bruch in Lasteinleitung
	4	46,2	62.517						Bruch in Lasteinleitung
	5	55,3	58.465						Bruch in Lasteinleitung
16-	1	223	59.304						
	2	181	61.027						Bruch in Lasteinleitung
	3	194	70.770*	198	14,1	983	60.970	1.490	Bruch in Lasteinleitung
	4	190	60.224						Bruch in Lasteinleitung
	5	200	63.325						Bruch in Lasteinleitung
20-	1	326	58.695						
	2	332	59.420						
	3	317	59.531	326	5,47	1.038	58.903	629	Bruch in Lasteinleitung
	4	329	57.967						
32-	1	807	64.787						Bruch der Hülse
	2	653	60.310						Bruch in Lasteinleitung
	3	727	58.120	779	103,1	969	60.930	2.416	Bruch der Hülse
	4	931	60.502						

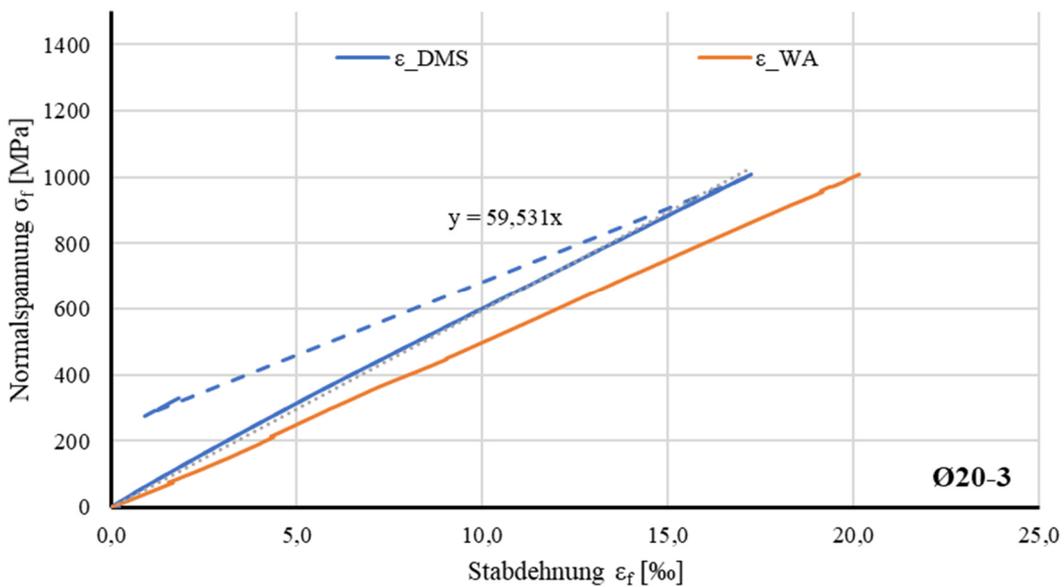
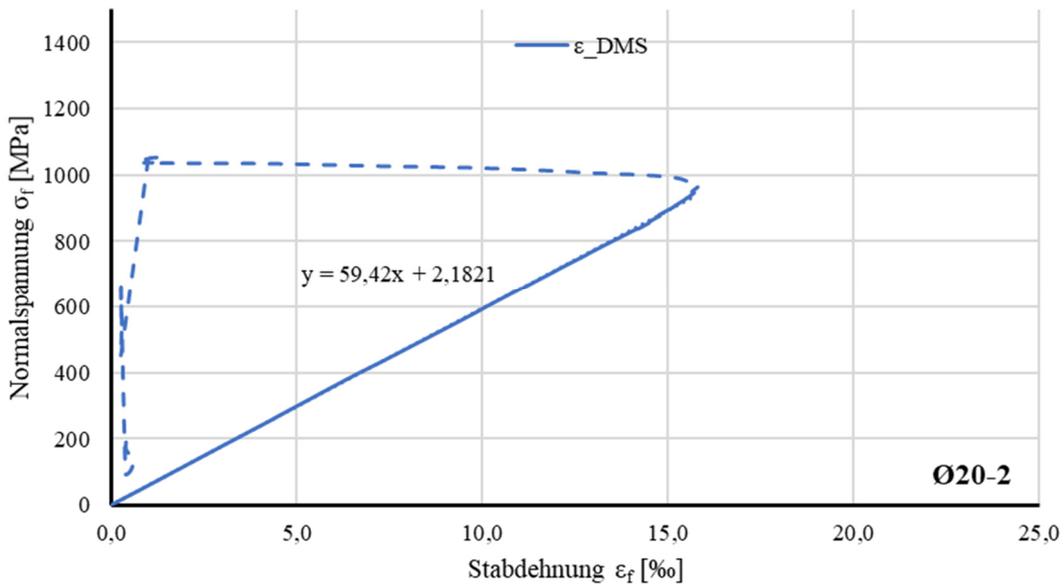
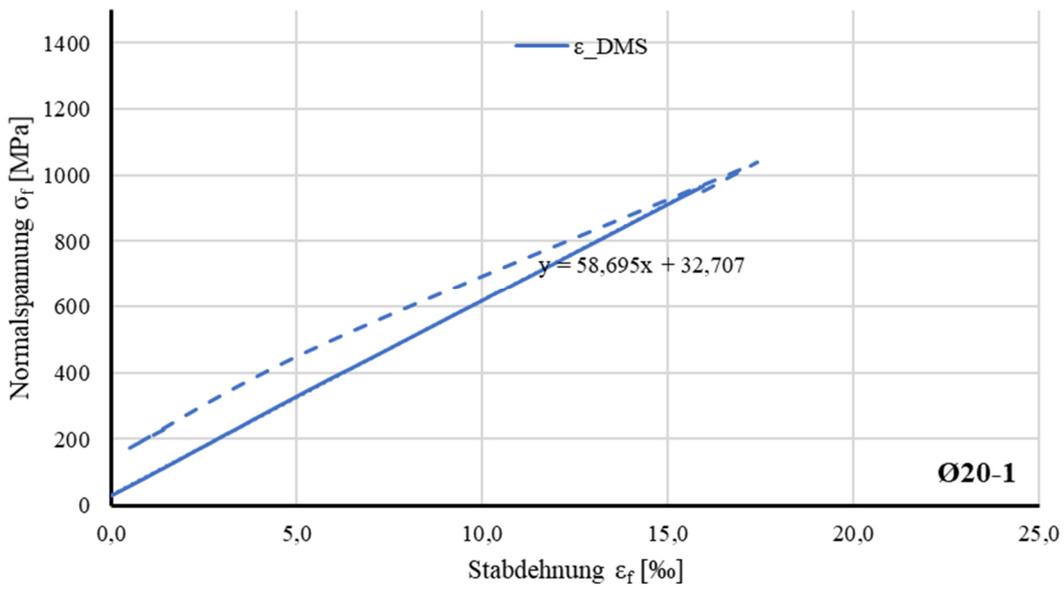
*Wert nicht berücksichtigt

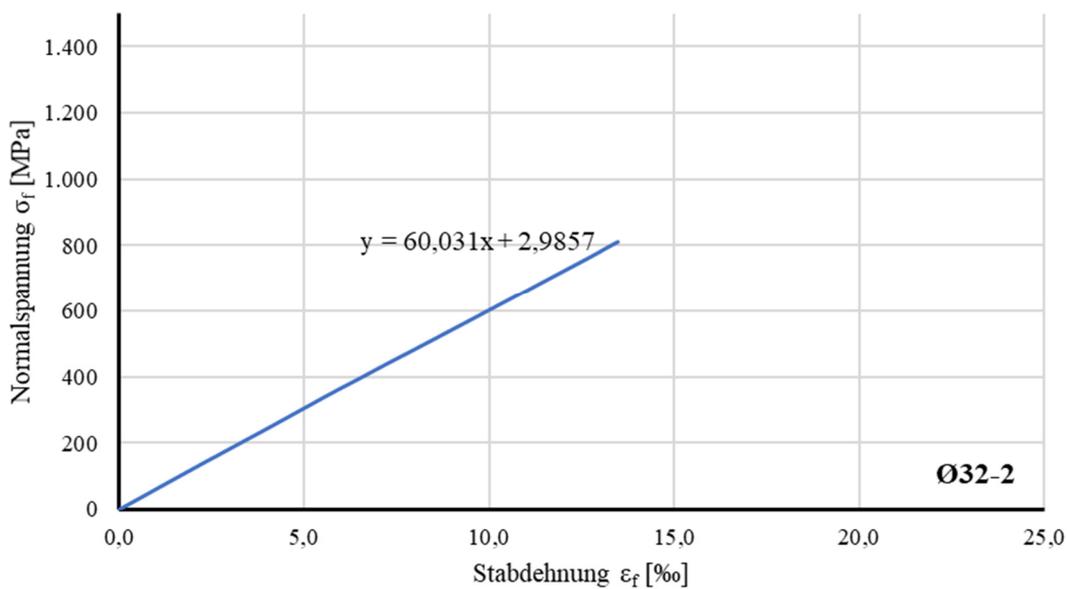
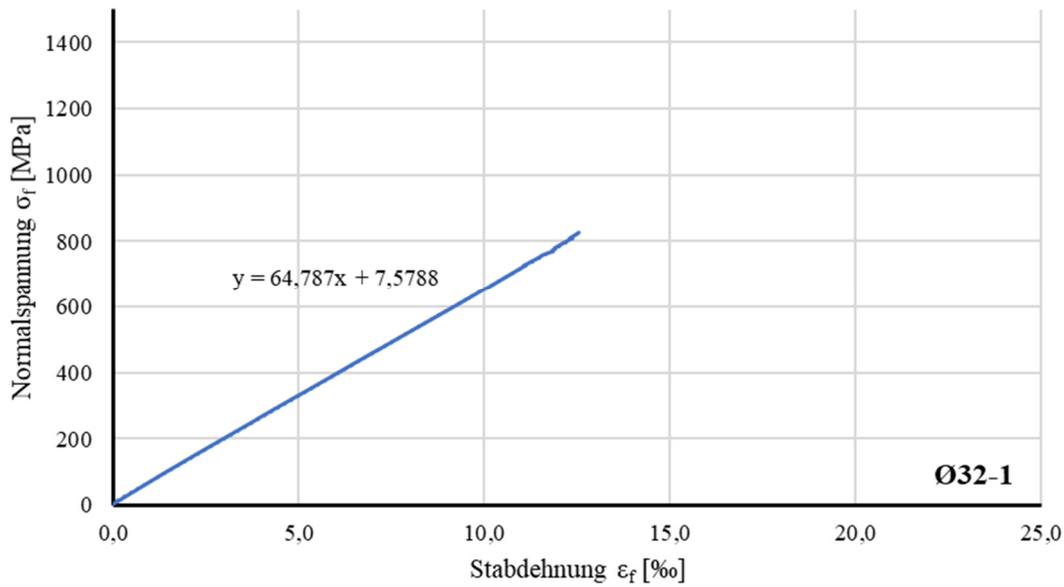
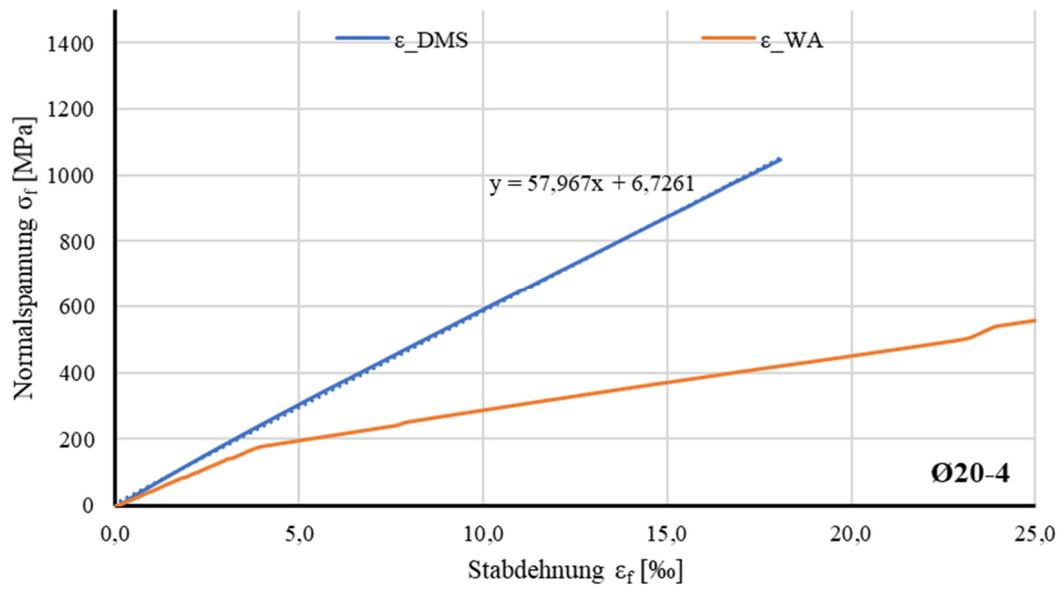


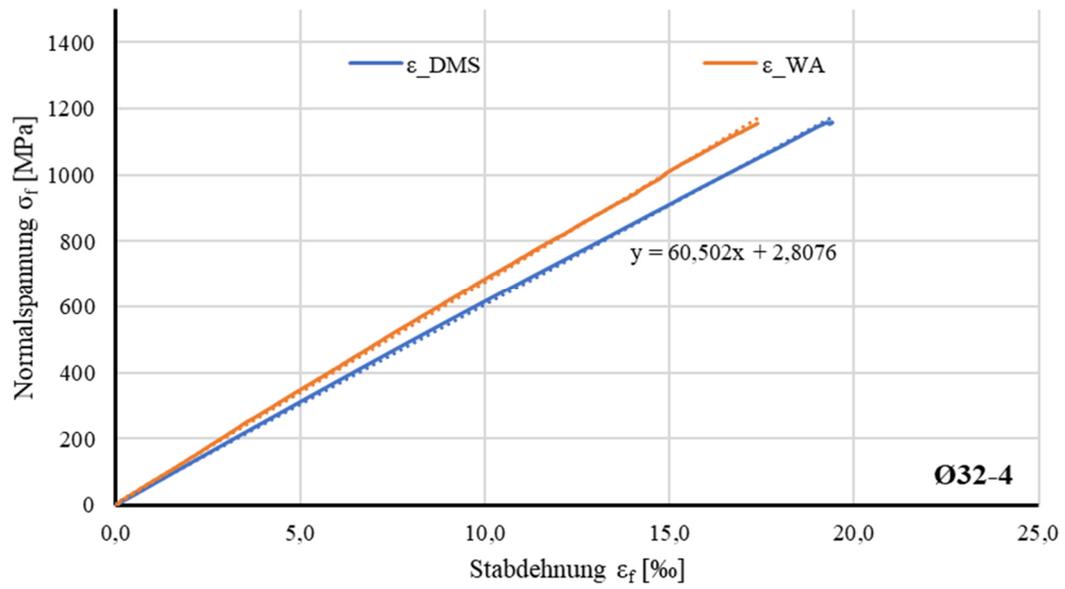
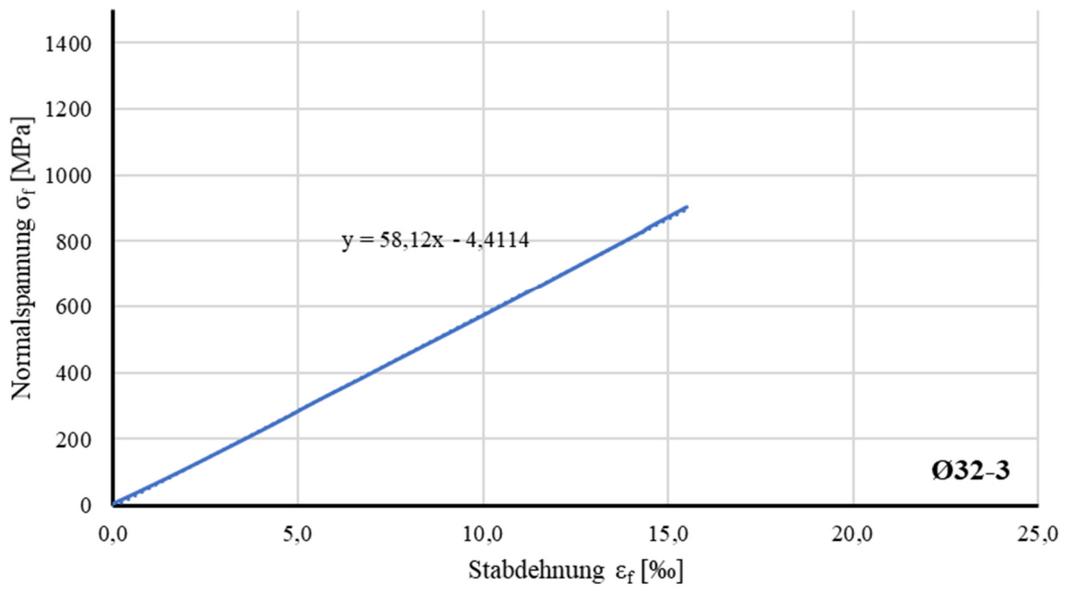






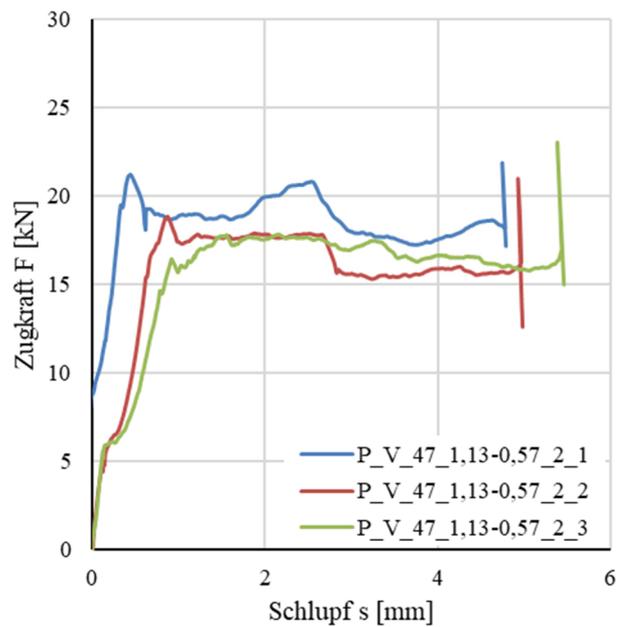
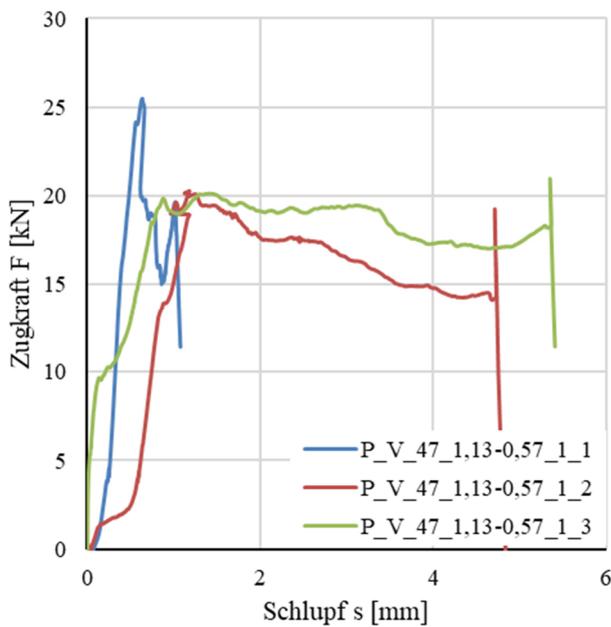
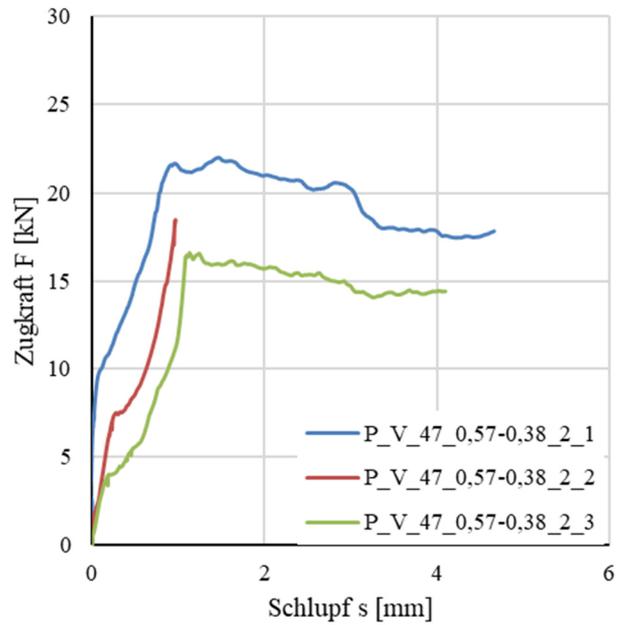
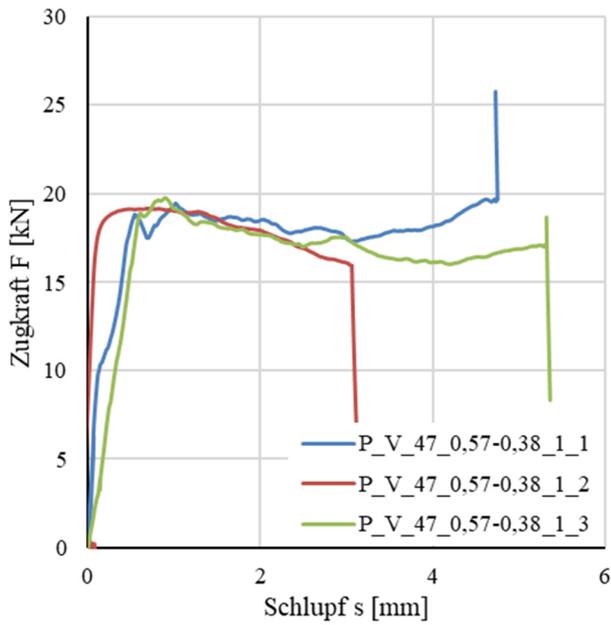




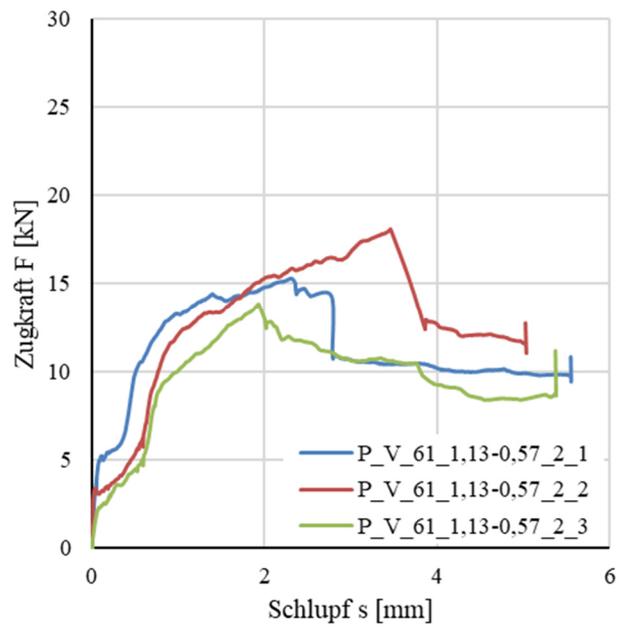
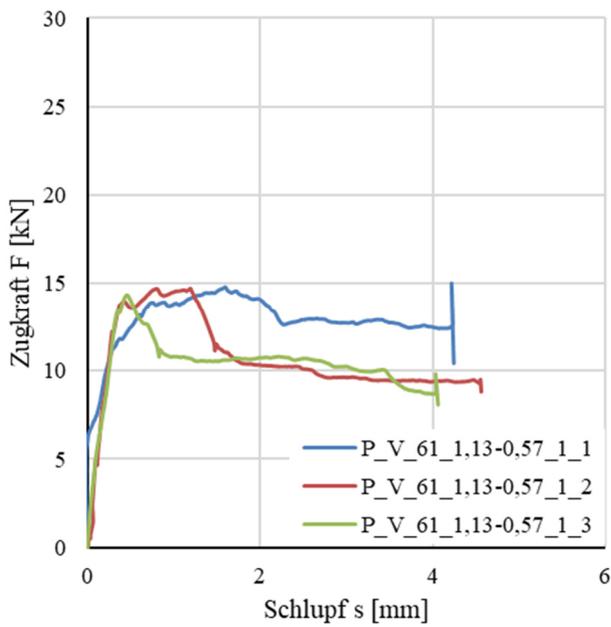
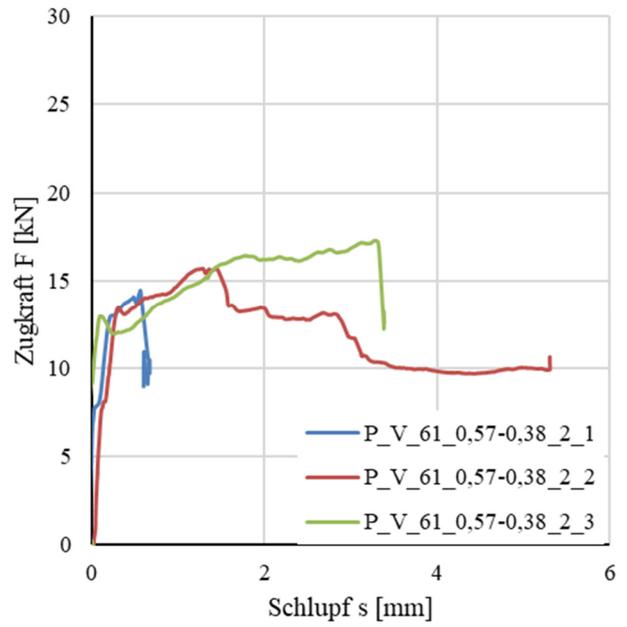
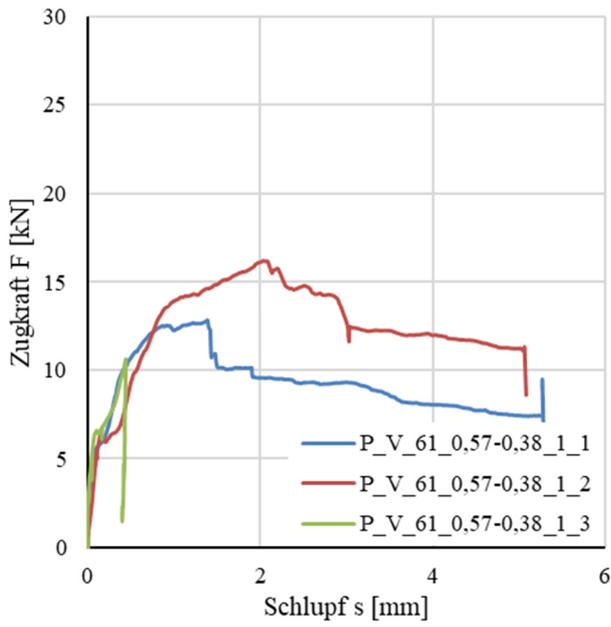


A.3.1.2 PULL-OUT-VERSUCHE ANKERSTÄBE

Last-Schlupf-Kurven HPAC47



Last-Schlupf-Kurven HPAC61



Übersicht Ergebnisse Pull-Out-Versuche Ankerstäbe

Bezeichnung	$F_{u,i}$			$s_{Fu,i}$			$s_{Fu,m}$	$\sigma_{s,Fu}$	$F_{u,m}$	σ_{Fu}	E_{cm}	$F_{u,m} / E_{cm}$
	[kN]			[mm]								
	1	2	3	1	2	3						
V_47_0,57-0,38_1	18,1	19,1	19,3	0,54	0,43	0,83	0,60	0,17	18,8	0,52	8.240	2,29
V_47_0,57-0,38_2	21,5	18,5	16,6	0,93	0,97	1,13	1,01	0,09	18,9	2,02	8.460	2,23
V_47_1,13-0,57_1	25,4	20,0	20,1	0,63	1,2	1,29	1,04	0,29	21,8	2,52	8.198	2,66
V_47_1,13-0,57_2	21,2	18,8	16,4	0,43	0,88	0,91	0,74	0,22	18,8	1,96	8.338	2,26
V_61_0,57-0,38_1	12,5	14,2	9,8	0,87	1,18	0,41	0,82	0,32	12,2	1,81	5.003	2,43
V_61_0,57-0,38_2	14,0	14,0	12,9	0,47	0,61	0,18	0,42	0,18	13,6	0,52	5.204	2,62
V_61_1,13-0,57_1	13,9	14,7	14,3	0,75	0,78	0,45	0,66	0,15	14,3	0,33	4.594	3,11
V_61_1,13-0,57_2	14,4	13,3	11,0	1,38	1,38	1,23	1,33	0,07	12,9	1,42	5.627	2,29
V_NC_1,13-0,57_1	37,5	39,3	41,6	0,35	0,48	0,42	0,42	0,05	39,5	1,69	24.993	1,58
V_NC_1,13-0,57_1	39,9	45,8	38,7	0,86	0,24	0,45	0,52	0,26	41,5	3,13	24.993	1,66

A.3 Experimentelle Untersuchungen

A.3.2 VERSUCHE ZUM VERBUNDTRAGVERHALTEN

A.3.2.1 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_47_8_1-6

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_F-G
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_47_8_1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_47_8_2	1,25	125,16	0,04	2,13	60,83	0,06	2,28	38,00	0,23	2,28	0,40	1,96	0,86	0,97	1,94	0,85	-0,20
P_47_8_3	1,04	103,93	0,03	2,14	65,88	0,06	2,45	44,55	0,09	2,45	0,23	2,00	0,82	0,52	2,19	0,89	-0,41
P_47_8_4	1,05	105,00	0,18	3,06	18,51	0,34	3,24	9,53	0,49	3,24	0,68	2,96	0,91	0,83	3,02	0,93	-0,33
P_47_8_5	1,75	175,00	0,09	3,36	42,00	0,17	3,78	22,24	0,18	3,78	0,35	3,49	0,92	0,93	3,74	0,99	-0,43
P_47_8_6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MIN	1,04	103,93	0,03	2,13	18,51	0,06	2,28	9,53	0,09	2,28	0,23	1,96	0,82	0,52	1,94	0,85	-0,43
MW	1,27	127,27	0,08	2,67	46,81	0,16	2,94	28,58	0,25	2,94	0,41	2,60	0,88	0,81	2,72	0,92	-0,34
MAX	1,75	175,00	0,18	3,36	65,88	0,34	3,78	44,55	0,49	3,78	0,68	3,49	0,92	0,97	3,74	0,99	-0,20

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	1,27	127,27	0,43	0,68	67,70
B	0,08	2,67	32,14	0,91	1,42	17,09
C	0,16	2,94	18,80	1,00	1,56	10,00
D	0,25	2,94	11,93	1,00	1,56	6,35
E	0,41	2,60	6,29	0,89	1,38	3,34
F	0,81	2,72	3,36	0,93	1,45	1,79

A.3.2.2 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_47_12_7-12

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_F-G
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_47_12_7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_47_12_8	0,40	39,97	0,04	1,02	25,20	0,07	1,56	21,97	0,08	1,56	0,24	1,03	0,66	1,20	1,54	0,98	-0,32
P_47_12_9	0,53	53,40	0,06	1,31	22,56	0,11	1,83	17,26	0,11	1,83	0,33	1,29	0,70	1,82	1,25	0,68	-0,24
P_47_12_10	0,71	71,00	0,09	1,72	26,28	0,16	2,26	13,95	0,28	2,26	0,40	2,06	0,91	1,10	2,21	0,98	-0,30
P_47_12_11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_47_12_12	-	187,00	0,05	2,42	51,89	0,10	2,75	28,65	0,12	2,75	0,34	2,24	0,81	1,16	2,26	0,82	-0,36
MIN	0,40	39,97	0,04	1,02	22,56	0,07	1,56	13,95	0,08	1,56	0,24	1,03	0,66	1,10	1,25	0,68	-0,32
MW	0,55	87,84	0,06	1,62	31,48	0,11	2,10	20,46	0,15	2,10	0,33	1,65	0,77	1,32	1,81	0,87	-0,31
MAX	0,71	71,00	0,09	1,72	26,28	0,16	2,26	21,97	0,28	2,26	0,40	2,06	0,91	1,82	2,21	0,98	-0,24

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,55	54,79	0,26	0,40	39,70
B	0,06	1,62	27,23	0,77	1,17	19,73
C	0,11	2,10	19,31	1,00	1,52	13,99
D	0,15	2,10	14,43	1,00	1,52	10,46
E	0,33	1,65	5,06	0,79	1,20	3,67
F	1,32	1,81	1,37	0,86	1,31	1,00

A.3.2.3 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_47_16_13-18

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_{F-G}
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_47_16_13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_47_16_14	0,08	8,20	0,32	2,59	8,07	0,63	4,10	6,49	0,73	4,10	0,99	3,75	0,91	1,11	3,69	0,90	-0,51
P_47_16_15	1,81	181,00	0,05	2,59	49,33	0,10	2,80	29,47	0,10	2,80	0,35	2,13	0,76	0,97	2,14	0,76	-0,30
P_47_16_16	0,10	10,33	0,17	1,74	19,48	0,34	3,38	10,03	0,34	3,38	0,45	3,16	0,93	0,81	3,40	1,01	-0,41
P_47_16_17	0,03	2,80	0,45	1,10	3,70	0,88	1,65	1,87	0,91	1,65	1,09	1,47	0,89	1,61	1,59	0,96	-0,31
P_47_16_18	0,05	4,90	0,37	1,79	9,75	0,72	3,57	4,94	0,89	3,57	1,02	3,46	0,97	1,35	3,49	0,98	-0,46
MIN	0,03	2,80	0,05	1,10	3,70	0,10	1,65	1,87	0,10	1,65	0,35	1,47	0,76	0,81	1,59	0,76	-0,51
MW	0,41	41,45	0,27	1,96	18,07	0,53	3,10	10,56	0,59	3,10	0,78	2,79	0,89	1,17	2,86	0,92	-0,40
MAX	1,81	181,00	0,45	2,59	49,33	0,88	4,10	29,47	0,91	4,10	1,09	3,75	0,93	1,61	3,69	1,01	-0,30

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,41	41,45	0,13	0,23	22,77
B	0,27	1,96	7,22	0,63	1,08	3,97
C	0,53	3,10	5,81	1,00	1,70	3,19
D	0,59	3,10	5,21	1,00	1,70	2,86
E	0,78	2,79	3,59	0,90	1,54	1,97
F	1,17	2,86	2,45	0,92	1,57	1,35

A.3.2.4 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_47_20_19-24

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_{F-G}
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_47_20_19	0,10	9,78	0,19	1,85	9,78	0,37	3,48	9,46	0,38	3,48	0,52	3,10	0,89	1,36	3,59	1,03	-0,49
P_47_20_20	0,08	7,88	0,19	1,46	7,59	0,38	3,12	8,32	0,39	3,12	0,58	2,58	0,83	1,70	2,96	0,95	-0,41
P_47_20_21	0,09	8,53	0,20	1,66	8,34	0,39	3,27	8,41	0,41	3,27	0,52	2,82	0,86	1,78	3,29	1,01	-0,52
P_47_20_22	0,09	9,28	0,17	1,60	16,77	0,34	2,91	8,64	0,35	2,91	0,45	2,59	0,89	1,32	3,09	1,06	-0,43
P_47_20_23	0,09	9,29	0,17	1,61	15,99	0,33	2,75	8,23	0,34	2,75	0,62	2,13	0,77	1,55	2,64	0,96	-0,37
P_47_20_24	0,07	6,64	0,21	1,40	13,40	0,41	2,82	6,86	0,43	2,82	0,65	2,28	0,81	1,32	2,77	0,98	-0,40
MIN	0,08	7,88	0,17	1,46	7,59	0,33	2,75	8,23	0,34	2,75	0,45	2,13	0,77	1,32	2,64	0,95	-0,52
MW	0,09	8,57	0,19	1,60	11,98	0,37	3,06	8,32	0,38	3,06	0,56	2,58	0,84	1,50	3,06	1,00	-0,44
MAX	0,09	9,29	0,20	1,66	16,77	0,39	3,27	8,64	0,41	3,27	0,62	2,82	0,89	1,78	3,29	1,06	-0,37

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,09	8,57	0,03	0,04	4,20
B	0,19	1,60	8,42	0,52	0,78	4,13
C	0,37	3,06	8,29	1,00	1,50	4,06
D	0,38	3,06	7,97	1,00	1,50	3,91
E	0,56	2,58	4,62	0,84	1,27	2,27
F	1,50	3,06	2,03	1,00	1,50	1,00

A.3 Experimentelle Untersuchungen

A.3.2.5 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_61_8_1-6

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_F-G
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_61_8_1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_8_2	0,93	93,00	0,03	1,91	66,94	0,05	2,05	43,62	0,06	2,05	0,15	1,88	0,92	0,70	1,95	0,95	-0,17
P_61_8_3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_8_4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_8_5	0,91	91,00	0,03	2,29	76,23	0,06	2,63	44,58	0,06	2,63	0,19	1,98	0,75	0,93	2,15	0,82	-0,19
P_61_8_6	0,88	88,30	0,03	2,18	77,27	0,06	2,55	45,54	0,06	2,55	0,32	2,14	0,84	1,10	2,38	0,93	-0,07
MIN	0,91	91,00	0,03	1,91	66,94	0,05	2,05	43,62	0,06	2,05	0,15	1,88	0,75	0,70	1,95	0,82	-0,19
MW	0,91	90,77	0,03	2,13	73,48	0,05	2,41	44,58	0,06	2,41	0,22	2,00	0,84	0,91	2,16	0,90	-0,14
MAX	0,93	93,00	0,03	2,29	76,23	0,06	2,63	44,58	0,06	2,63	0,19	1,98	0,92	0,93	2,15	0,95	-0,17

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,91	90,77	0,38	0,96	95,54
B	0,03	2,13	66,49	0,88	2,24	69,99
C	0,05	2,41	44,63	1,00	2,54	46,98
D	0,06	2,41	39,29	1,00	2,54	41,36
E	0,22	2,00	9,17	0,83	2,11	9,66
F	0,91	2,16	2,37	0,90	2,27	2,50

A.3.2.6 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_61_12_7-12

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_F-G
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_61_12_7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_12_8	0,81	80,70	0,07	2,15	29,65	0,14	3,16	23,41	0,14	3,16	0,31	2,63	0,83	0,53	2,56	0,81	-0,17
P_61_12_9	0,85	85,00	0,02	1,18	57,66	0,03	1,18	38,06	0,04	1,18	0,16	0,87	0,73	1,08	0,87	0,73	-0,17
P_61_12_10	0,36	35,70	0,05	2,20	48,35	0,08	2,23	27,53	0,09	2,23	0,25	1,71	0,77	0,51	1,51	0,68	-0,18
P_61_12_11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_12_12	0,46	46,00	0,07	0,82	35,47	0,13	2,43	19,13	0,13	2,43	0,31	1,92	0,79	1,16	1,71	0,70	-0,17
MIN	0,36	35,70	0,02	1,18	29,65	0,03	1,18	23,41	0,04	1,18	0,16	0,87	0,73	0,51	0,87	0,68	-0,18
MW	0,62	61,85	0,05	1,59	42,78	0,09	2,25	27,03	0,10	2,25	0,26	1,78	0,78	0,82	1,66	0,73	-0,17
MAX	0,85	85,00	0,07	2,20	57,66	0,14	3,16	38,06	0,14	3,16	0,31	2,63	0,83	1,08	2,56	0,81	-0,17

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,62	61,85	0,27	0,70	70,28
B	0,05	1,59	30,70	0,71	1,81	34,89
C	0,09	2,25	24,06	1,00	2,56	27,35
D	0,10	2,25	22,61	1,00	2,56	25,70
E	0,26	1,78	6,96	0,79	2,02	7,91
F	0,82	1,66	2,02	0,74	1,89	2,30

A.3.2.7 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_61_16_13-18

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_{F-G}
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_61_16_13	0,35	35,00	0,03	0,98	31,12	0,05	1,39	26,23	0,06	1,39	0,11	1,23	0,88	0,75	1,65	1,19	-0,15
P_61_16_14	0,28	28,30	0,09	0,83	9,53	0,17	2,75	16,67	0,18	2,75	0,32	2,13	0,77	1,14	2,24	0,81	-0,18
P_61_16_15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_16_16	0,57	57,00	0,03	1,05	34,56	0,05	1,23	24,12	0,09	1,23	0,61	1,60	1,30	1,22	1,62	1,32	-0,21
P_61_16_17	0,64	64,40	0,02	1,05	47,92	0,03	1,43	42,06	0,04	1,43	0,19	1,27	0,89	1,29	1,42	0,99	-0,14
P_61_16_18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MIN	0,28	28,30	0,02	0,83	9,53	0,03	1,23	16,67	0,04	1,23	0,19	1,27	0,77	1,14	1,42	0,81	-0,21
MW	0,46	46,18	0,04	0,98	30,78	0,08	1,70	27,27	0,09	1,70	0,31	1,56	0,96	1,10	1,73	1,08	-0,17
MAX	0,64	64,40	0,09	1,05	47,92	0,17	2,75	42,06	0,18	2,75	0,61	2,13	1,30	1,29	2,24	1,32	-0,14

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,46	46,18	0,27	0,62	61,57
B	0,04	0,98	22,87	0,58	1,31	30,50
C	0,08	1,70	22,44	1,00	2,27	29,92
D	0,09	1,70	18,23	1,00	2,27	24,31
E	0,31	1,56	5,09	0,92	2,08	6,79
F	1,10	1,73	1,58	1,02	2,31	2,11

A.3.2.8 AUSWERTUNG ERGEBNISSE VERSUCHSREIHE P_61_20_19-24

	τ_A	k_A	s_B	τ_B	k_B	s_c	τ_c	k_c	s_D	τ_D	s_E	τ_E	f_E	s_F	τ_F	f_F	m_{F-G}
	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]
P_61_20_19	0,06	5,80	0,10	1,16	11,20	0,20	1,93	9,80	0,20	1,93	0,37	1,57	0,81	0,63	1,53	0,79	-0,15
P_61_20_20	0,08	7,70	0,06	1,88	33,86	0,10	2,23	22,08	0,12	2,23	0,24	1,95	0,87	0,69	1,80	0,81	-0,13
P_61_20_21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_20_22	0,35	34,50	0,05	1,49	30,66	0,09	1,88	21,61	0,10	1,88	0,24	1,58	0,84	0,39	1,59	0,85	-0,16
P_61_20_23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_61_20_24	0,05	5,10	0,14	0,83	18,17	0,27	2,58	9,42	0,29	2,58	0,40	2,45	0,95	1,40	2,69	1,04	-0,25
MIN	0,08	7,70	0,05	1,49	30,66	0,09	1,88	21,61	0,10	1,88	0,24	1,58	0,84	0,39	1,59	0,81	-0,16
MW	0,13	13,28	0,09	1,34	23,47	0,16	2,16	15,73	0,18	2,16	0,31	1,89	0,87	0,78	1,90	0,87	-0,17
MAX	0,35	34,50	0,06	1,88	33,86	0,10	2,23	22,08	0,12	2,23	0,24	1,95	0,87	0,69	1,80	0,85	-0,13

	s_i	τ_i	k_i	f_i	$\tau_{i,rel}$	$k_{i,rel}$
	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[MPa/mm]
A	0,01	0,13	13,28	0,06	0,16	15,99
B	0,09	1,34	15,33	0,62	1,61	18,47
C	0,16	2,16	13,08	1,00	2,60	15,76
D	0,18	2,16	12,16	1,00	2,60	14,65
E	0,31	1,89	6,09	0,88	2,27	7,34
F	0,78	1,90	2,45	0,88	2,29	2,95

A.3.2.9 STEIGUNGEN ZUR ERMITTLUNG DER KENNZEICHNENDEN PUNKTE

	HPAC47				HPAC61			
	\varnothing_n [mm]				\varnothing_n [mm]			
	8	12	16	20	8	12	16	20
k _A	67,7	39,7	22,8	4,2	95,5	70,3	61,6	16,0
k _B	17,1	19,7	4,0	4,1	70,0	34,9	30,5	18,5
k _C	10,0	14,0	3,2	4,1	47,0	27,3	29,9	15,8
k _D	6,3	10,5	2,9	3,9	41,4	25,7	24,3	14,6
k _E	2,8	3,1	1,7	2,0	8,2	6,7	5,8	6,2
k _F	1,6	0,9	1,2	0,9	2,3	2,1	1,9	2,7
k _G	1,3				3,1			

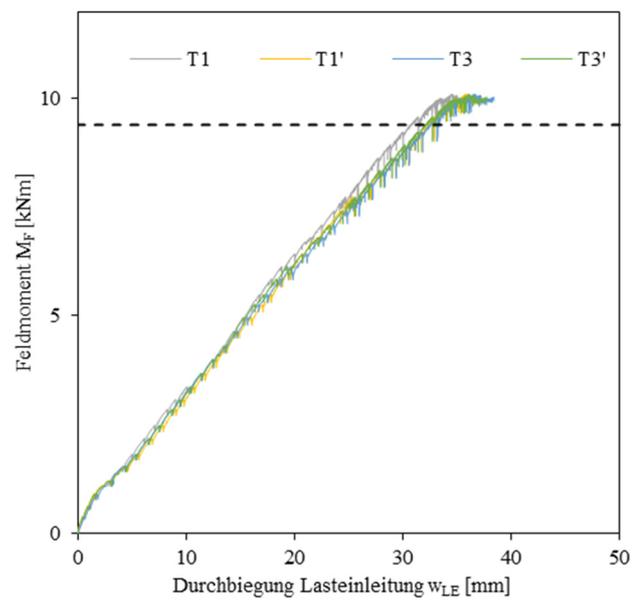
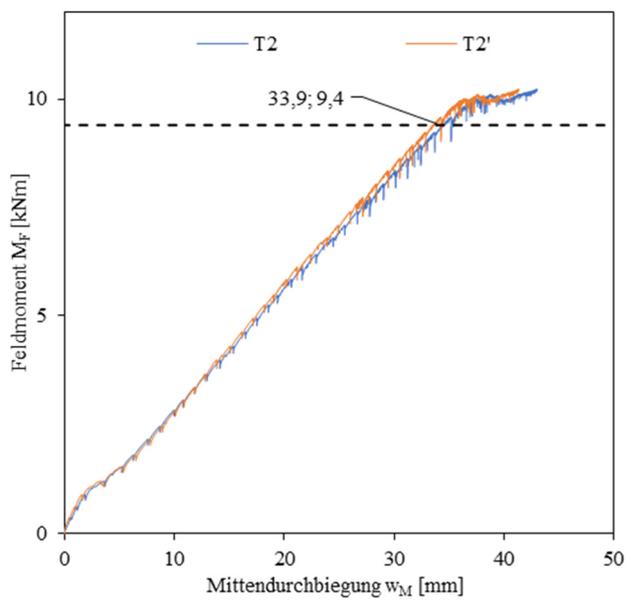
A.3.3 VERSUCHE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN

A.3.3.1 ERGEBNISSE VERSUCH B_47_8_1

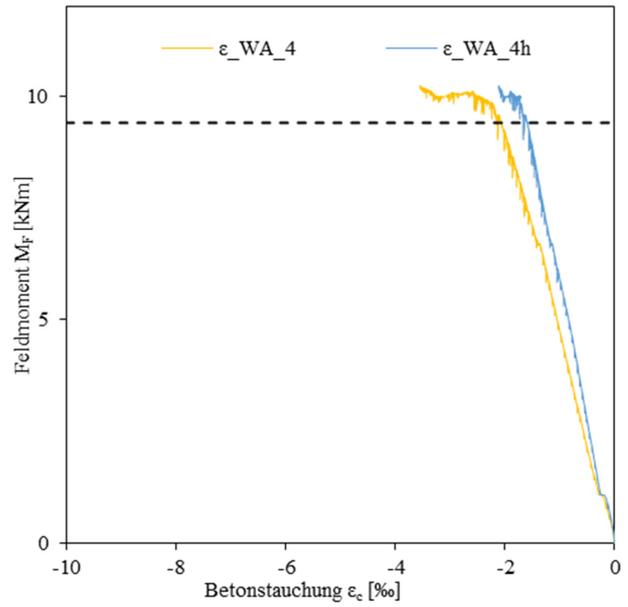
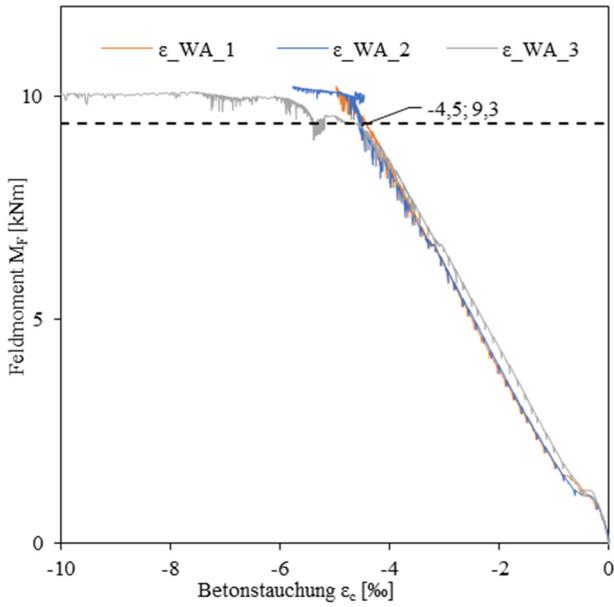
Rissbild nach Überlastung



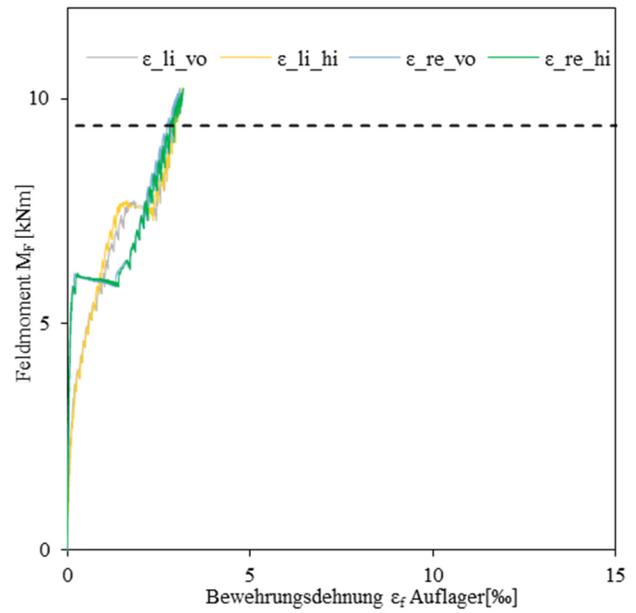
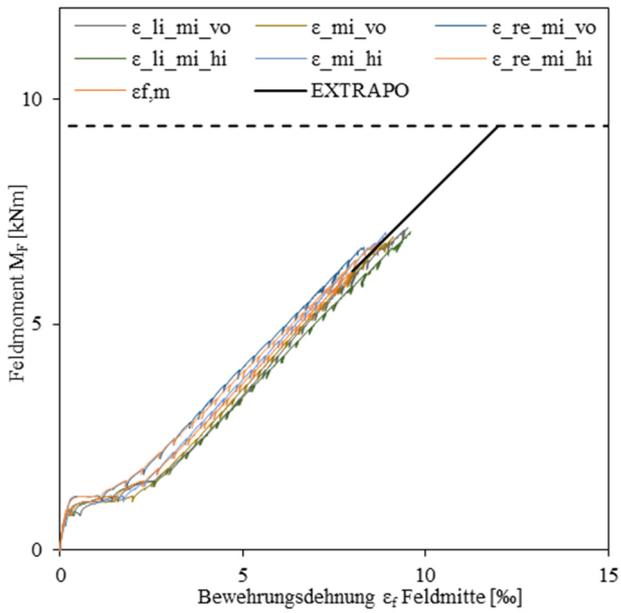
Durchbiegungen



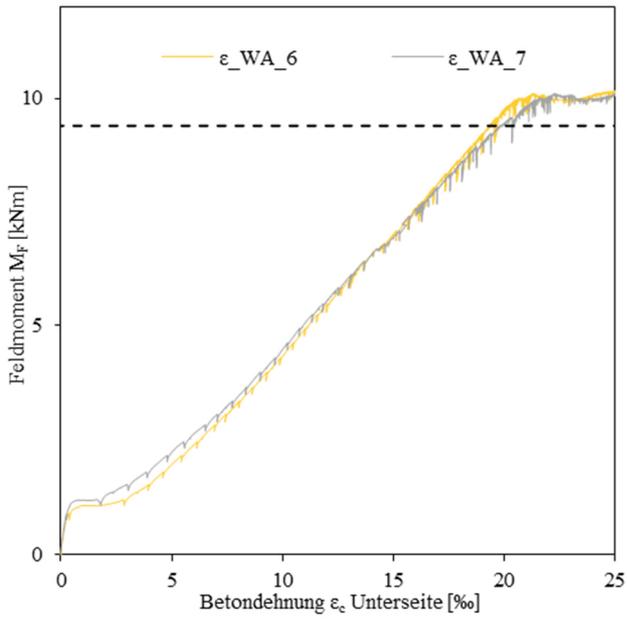
Betonstauchungen



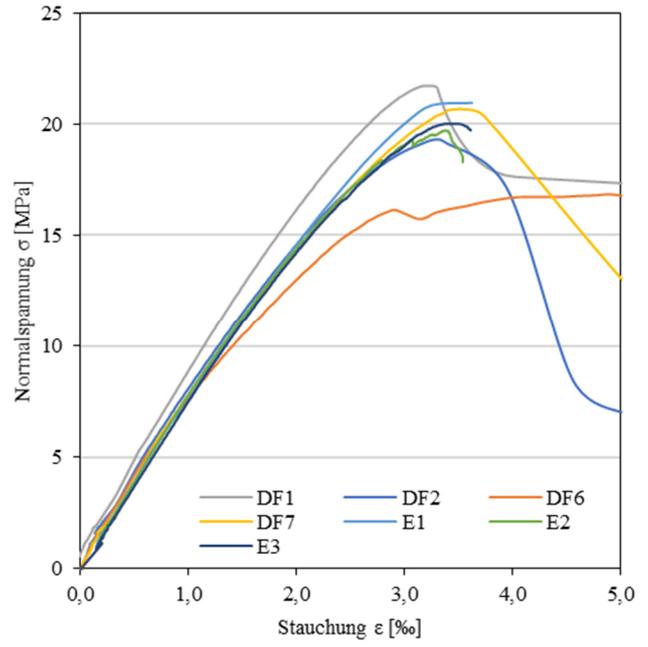
Bewehrungsdehnung



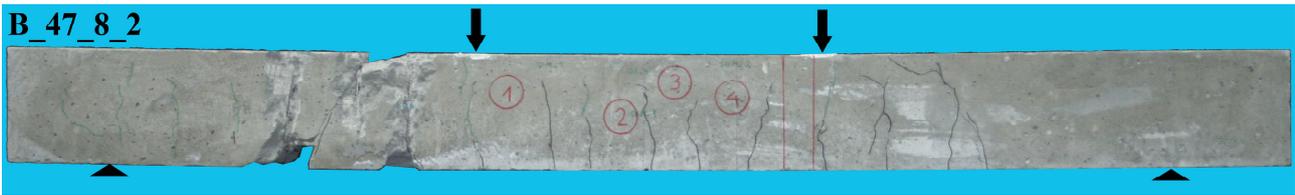
Betondehnungen



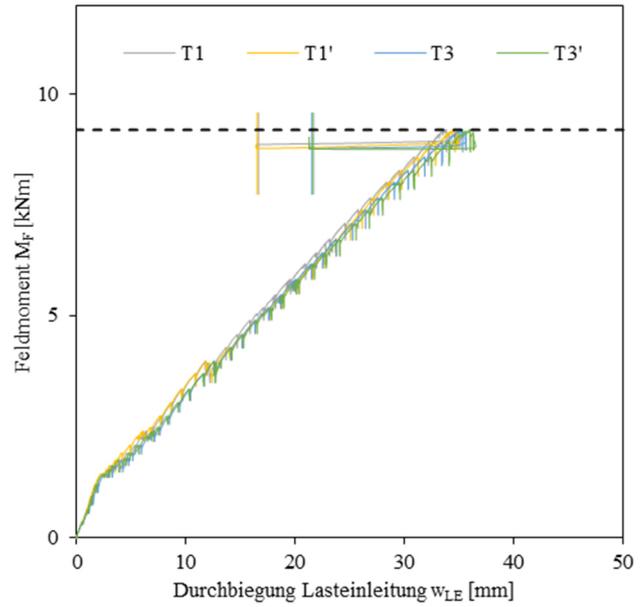
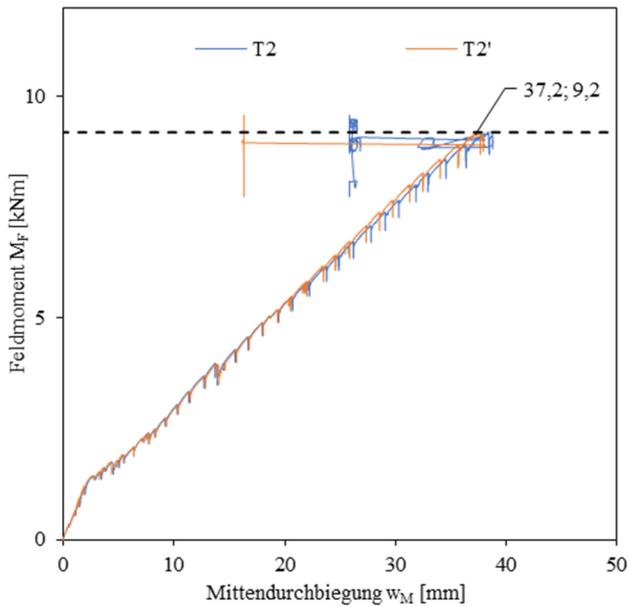
Arbeitslinie Betonzylinder



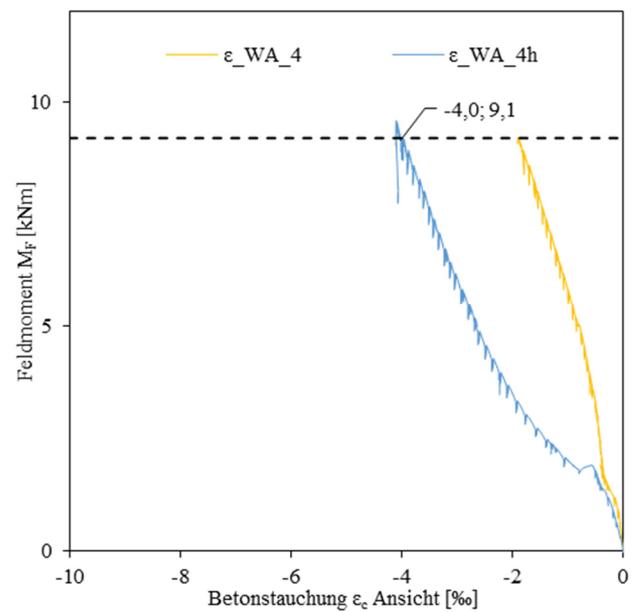
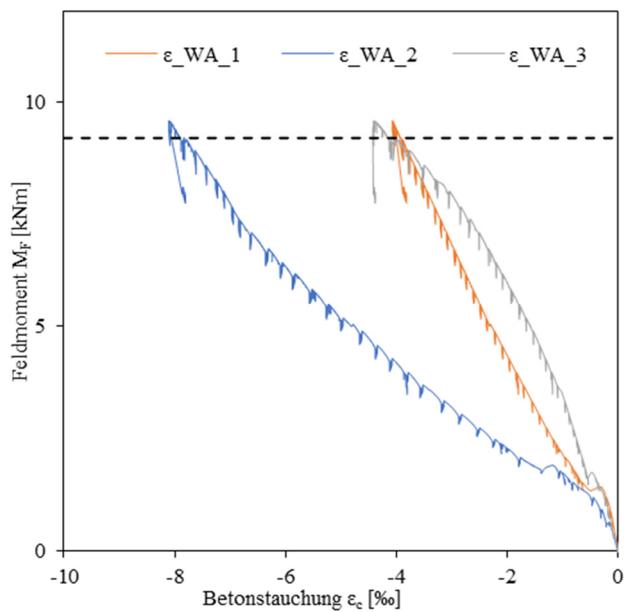
Rissbild nach Überlastung



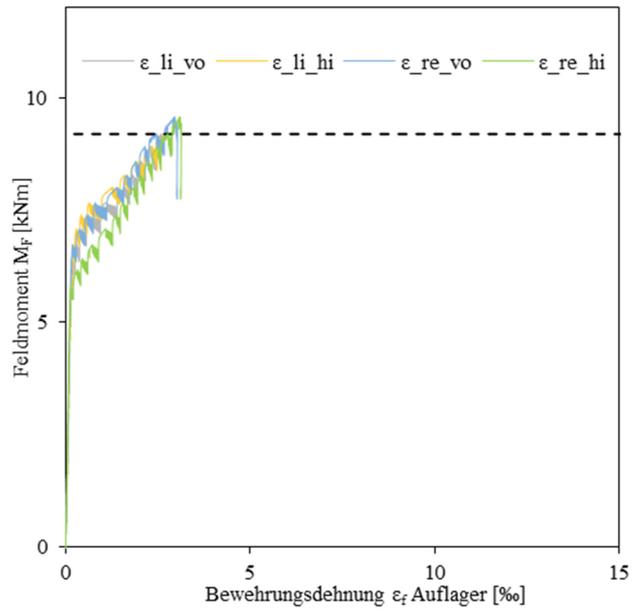
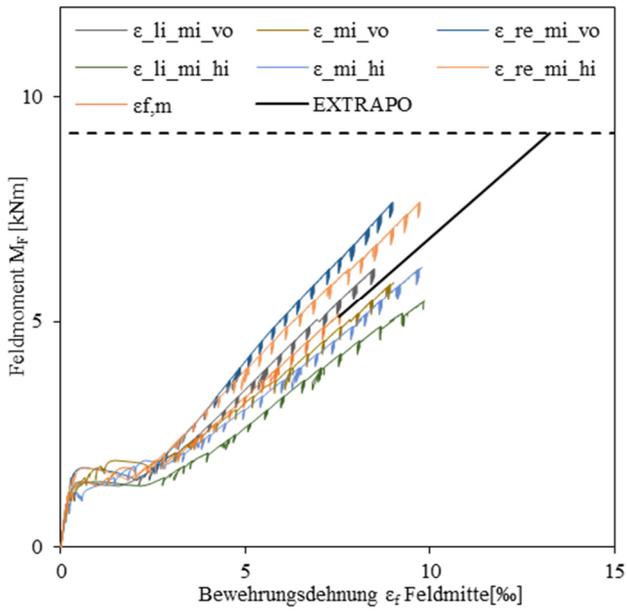
Durchbiegungen



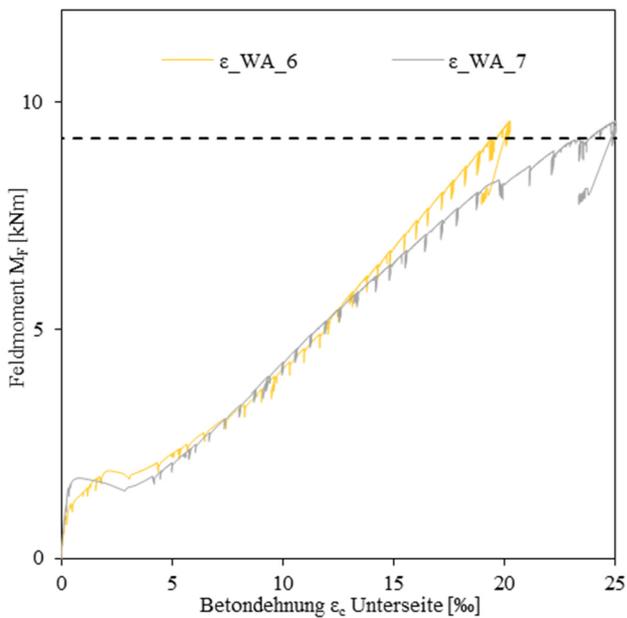
Betonstauchungen



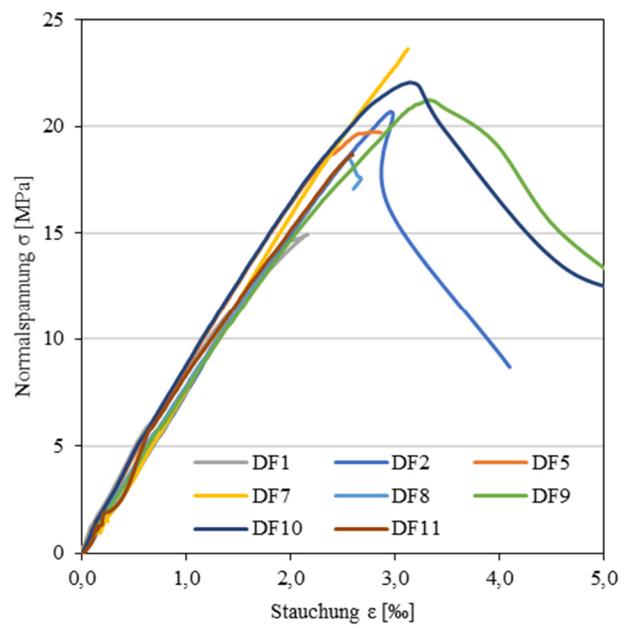
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen



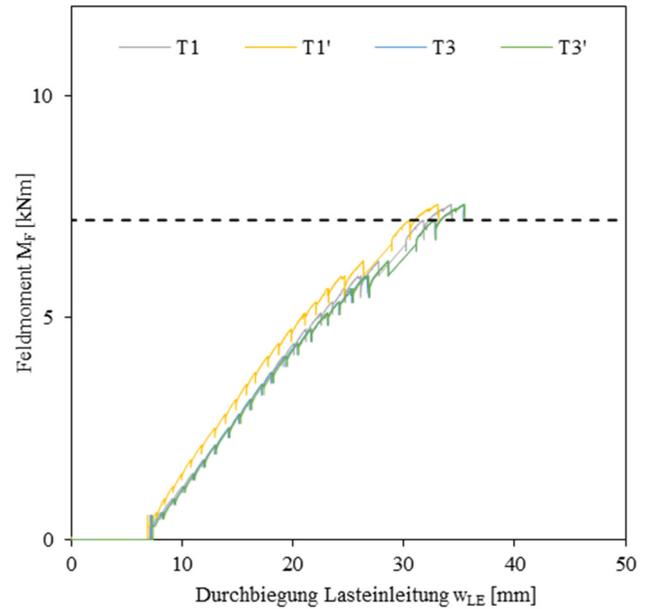
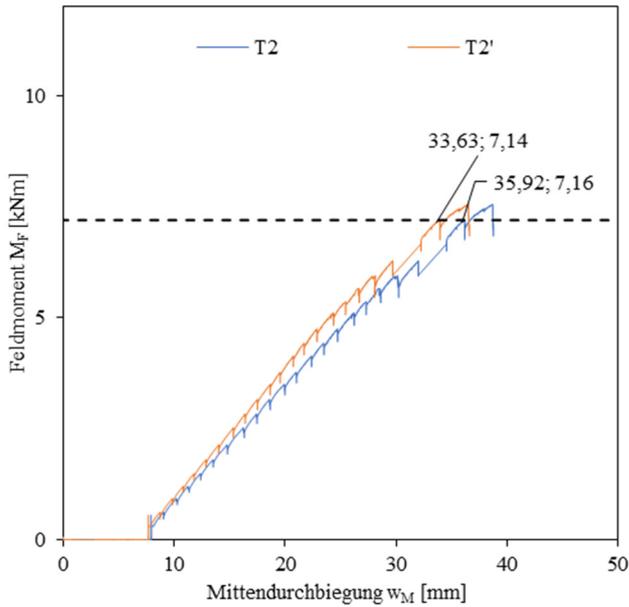
Arbeitslinie Betonzyylinder



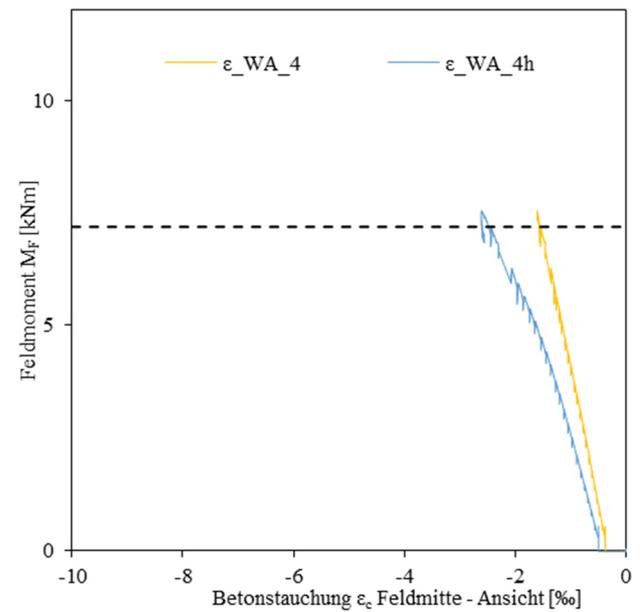
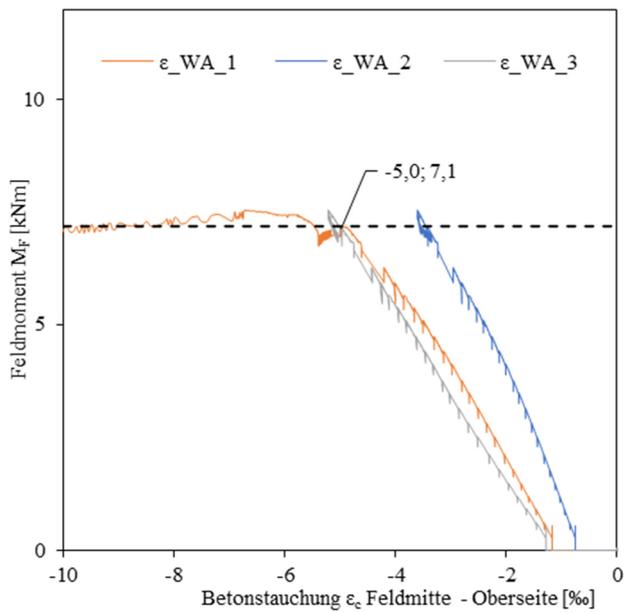
Rissbild nach Überlastung



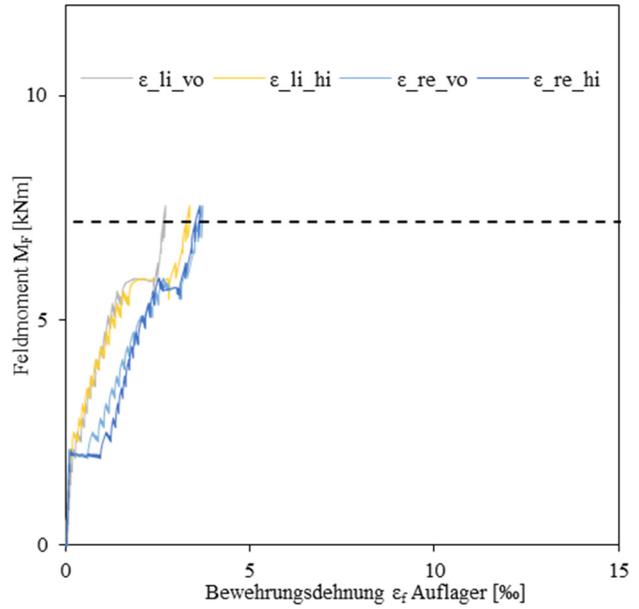
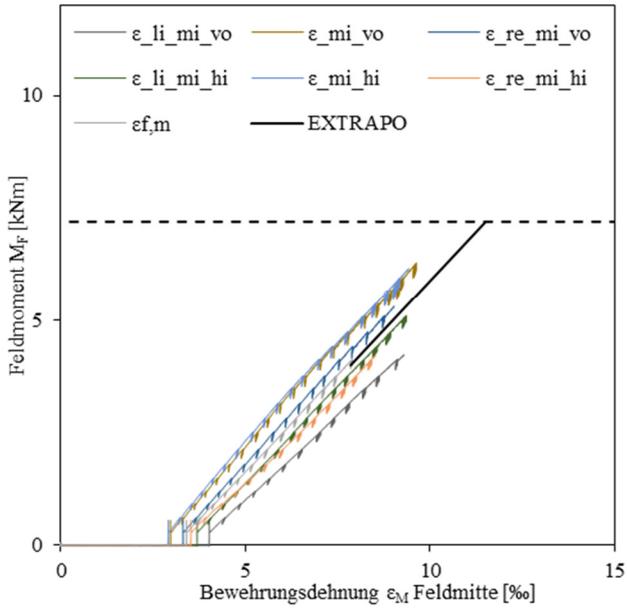
Durchbiegungen



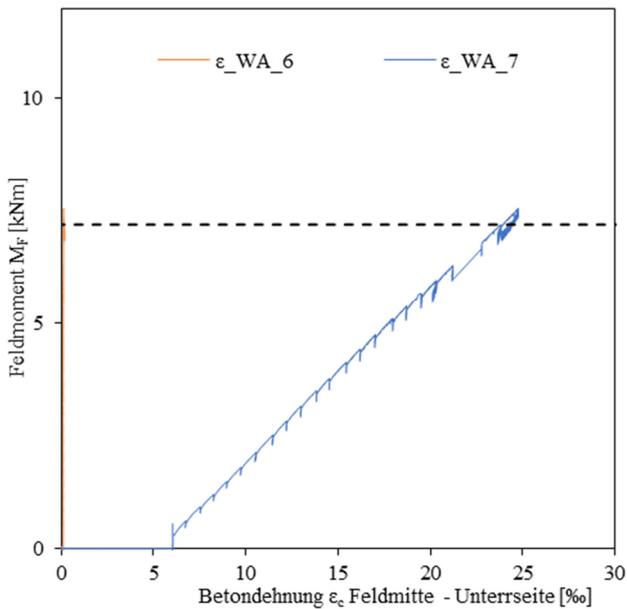
Betonstauchungen



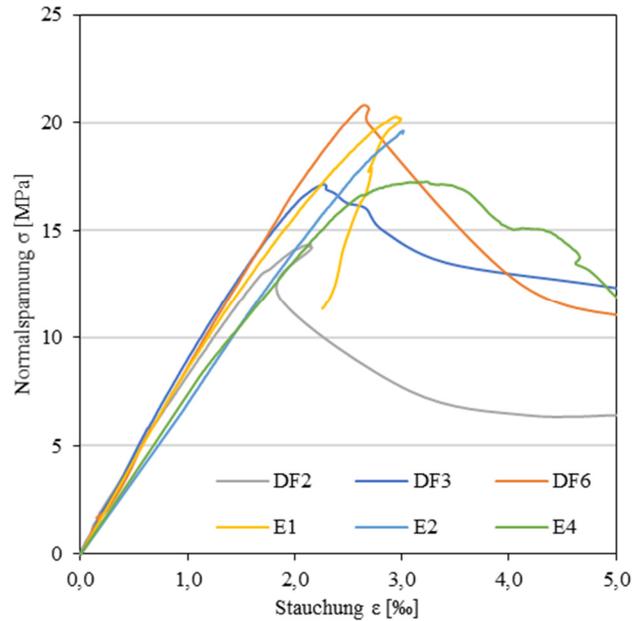
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen



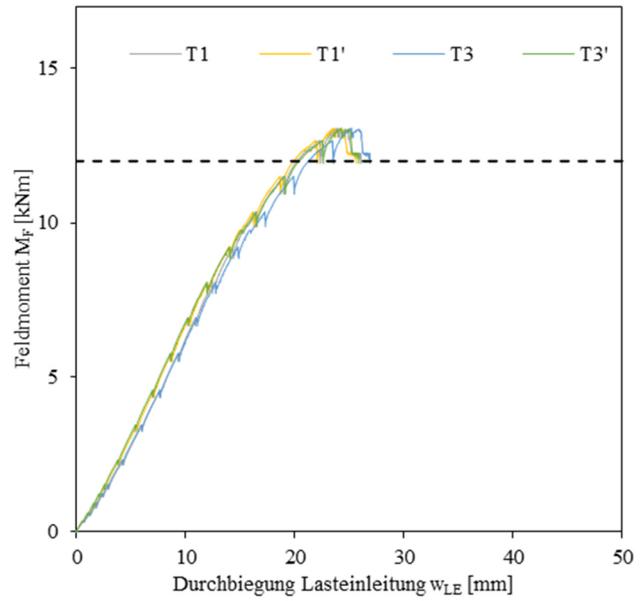
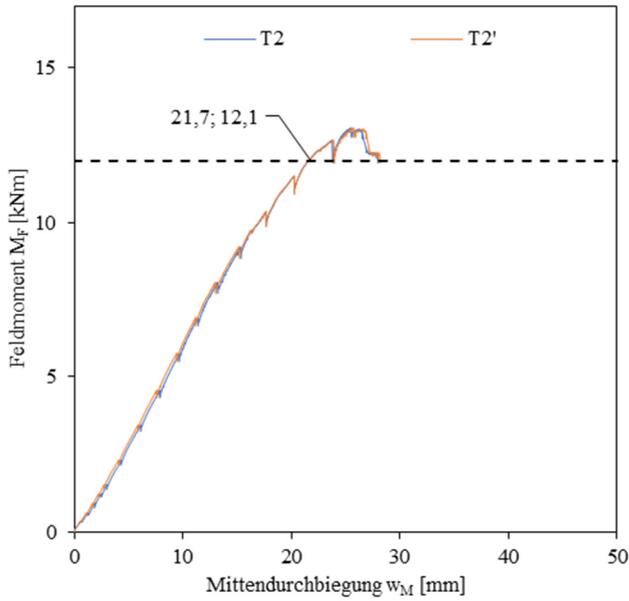
Arbeitslinie Betonzyylinder



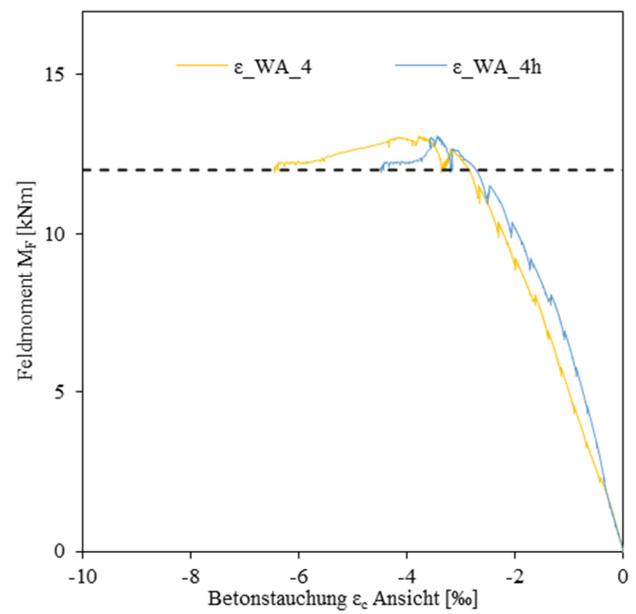
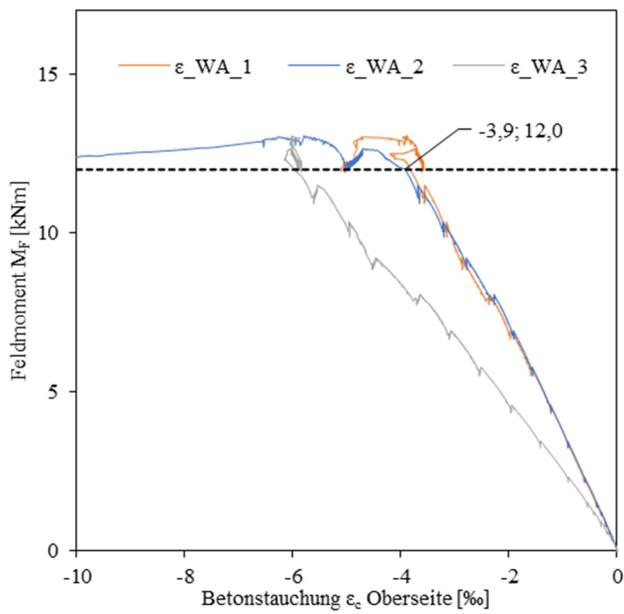
Rissbild nach Überlastung



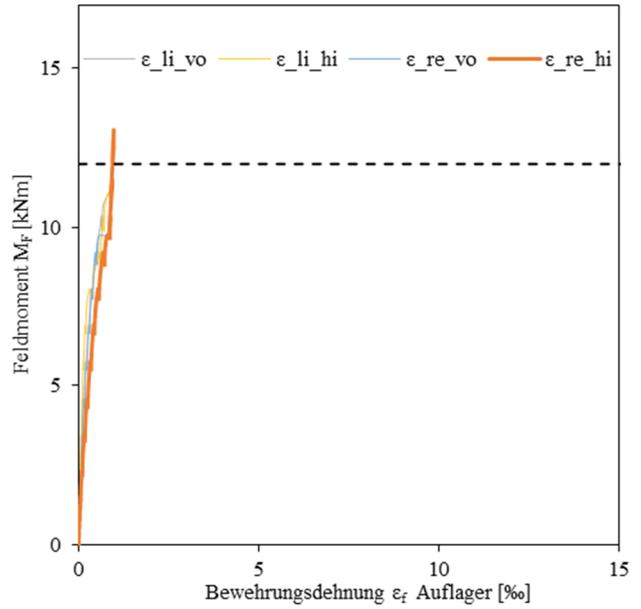
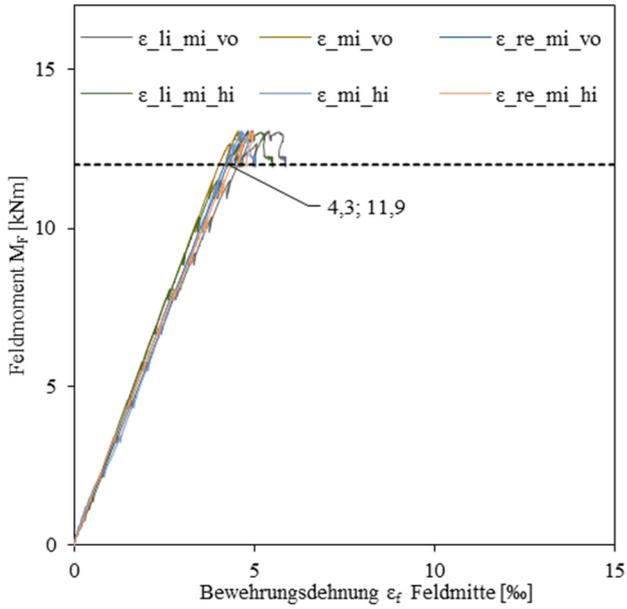
Durchbiegungen



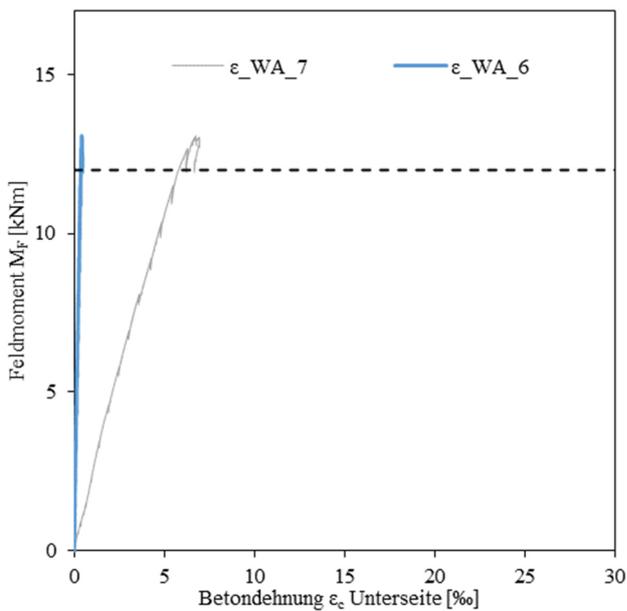
Betonstauchungen



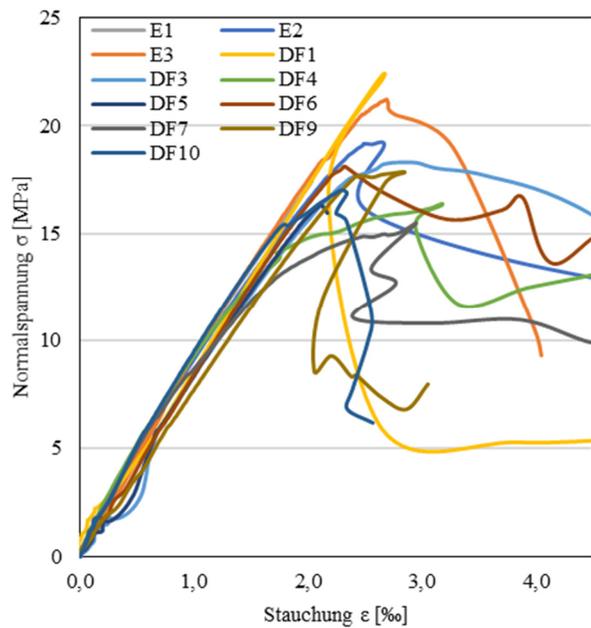
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen



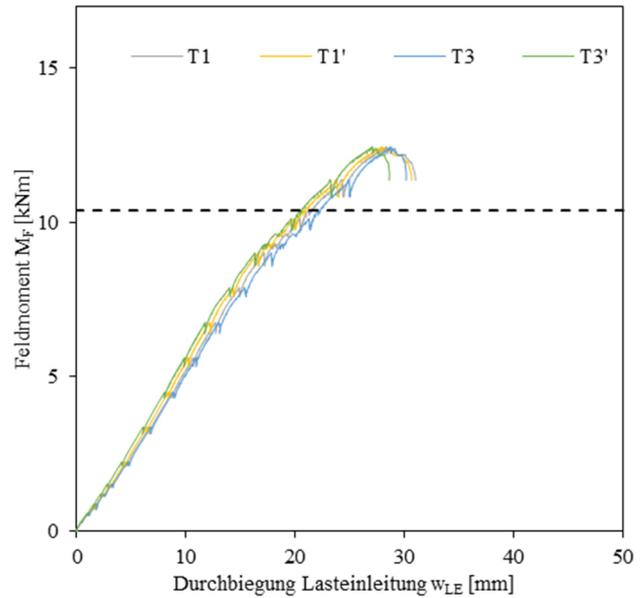
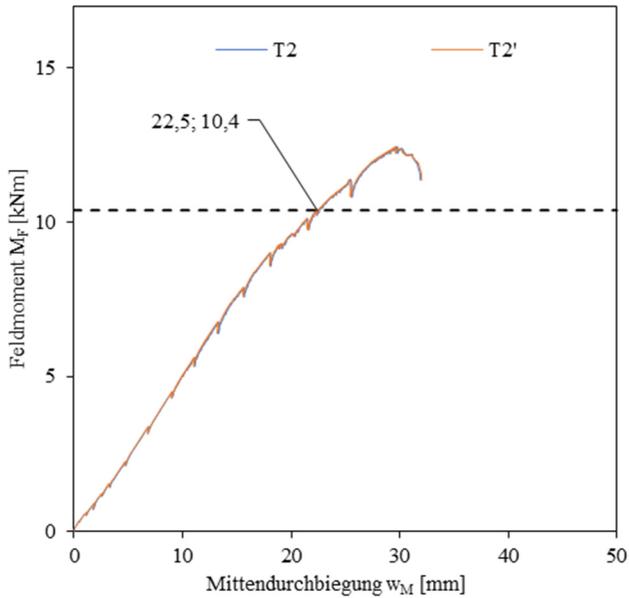
Arbeitslinie Betonzyylinder



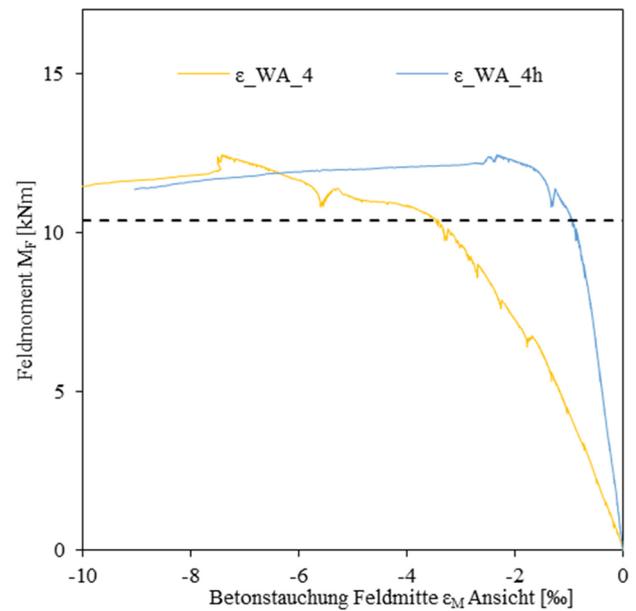
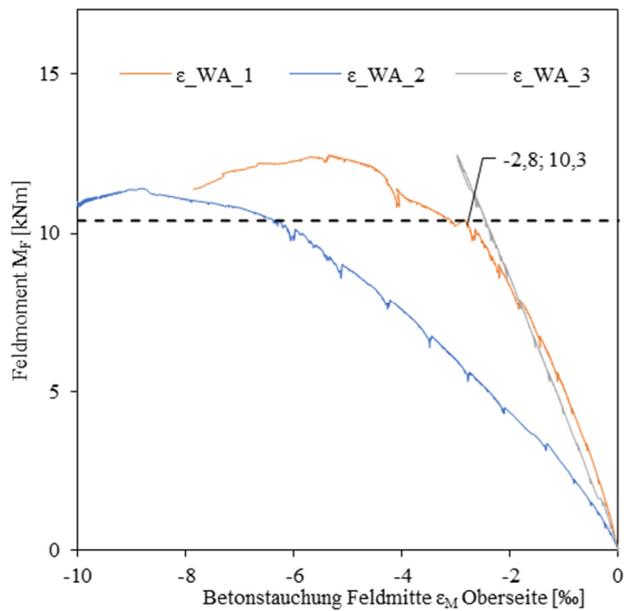
Rissbild nach Überlastung



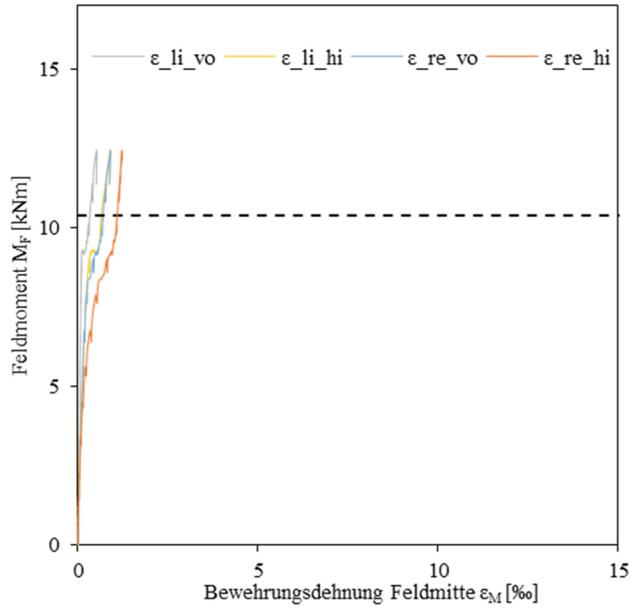
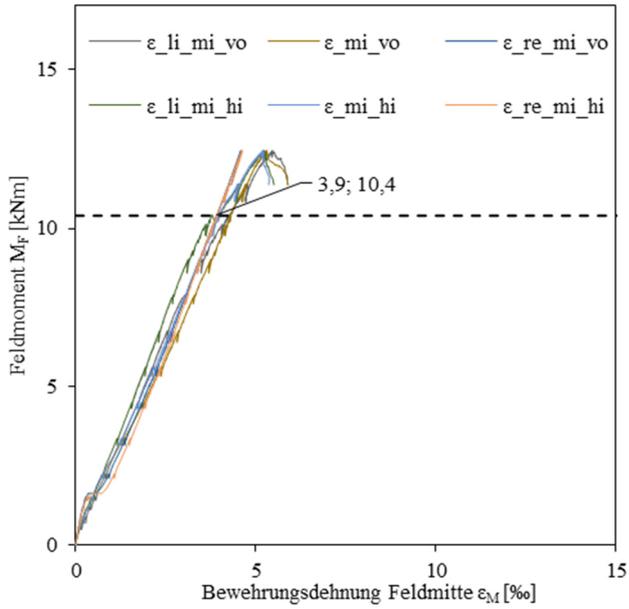
Durchbiegungen



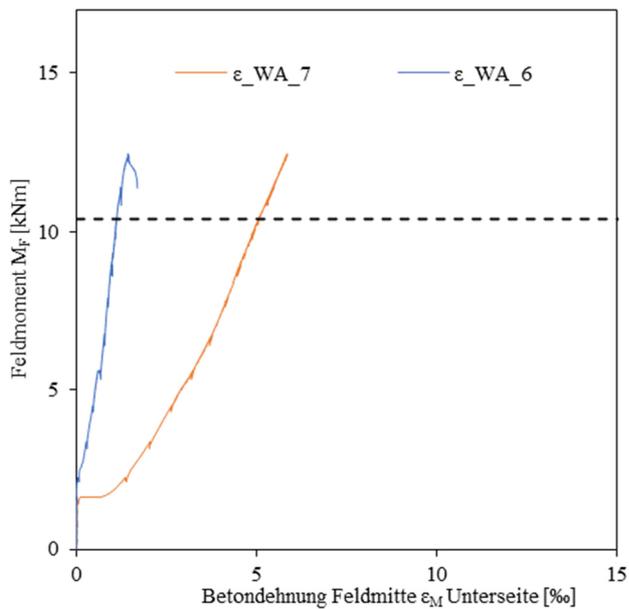
Betonstauchungen



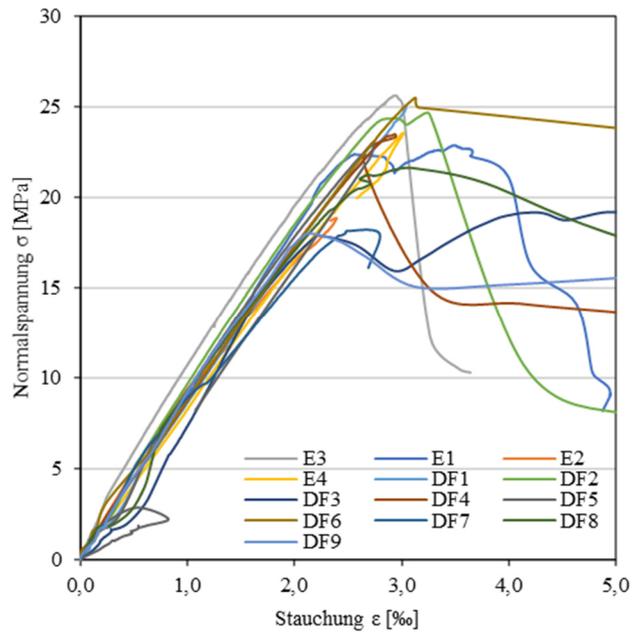
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen



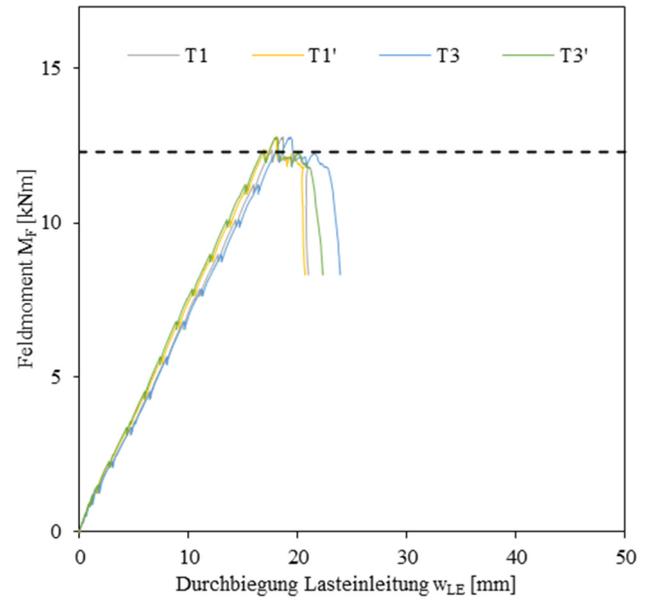
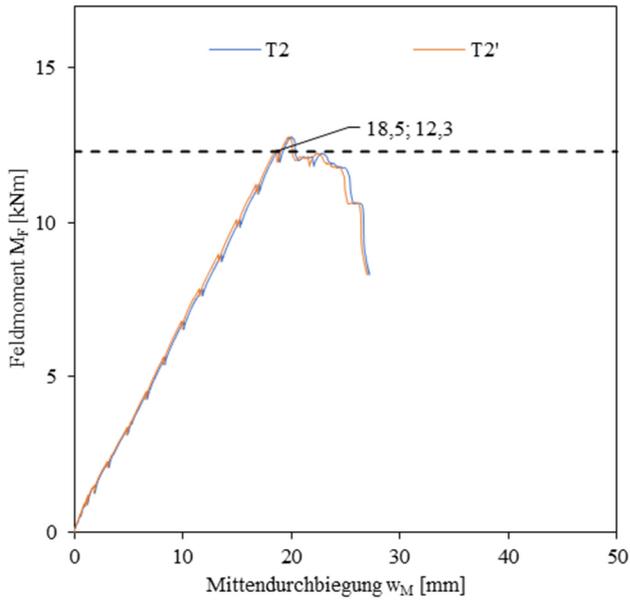
Arbeitslinie Betonzyylinder



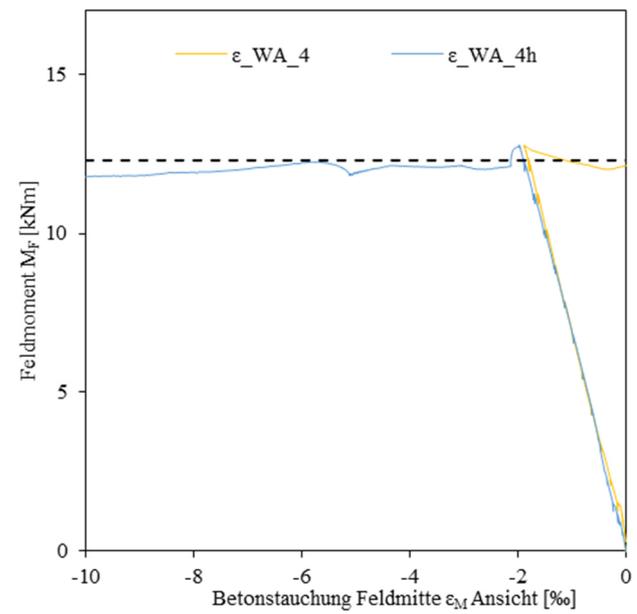
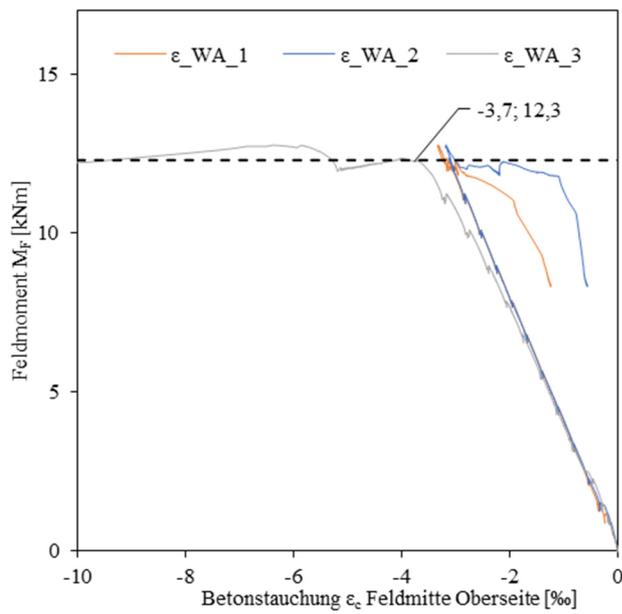
Rissbild nach Überlastung



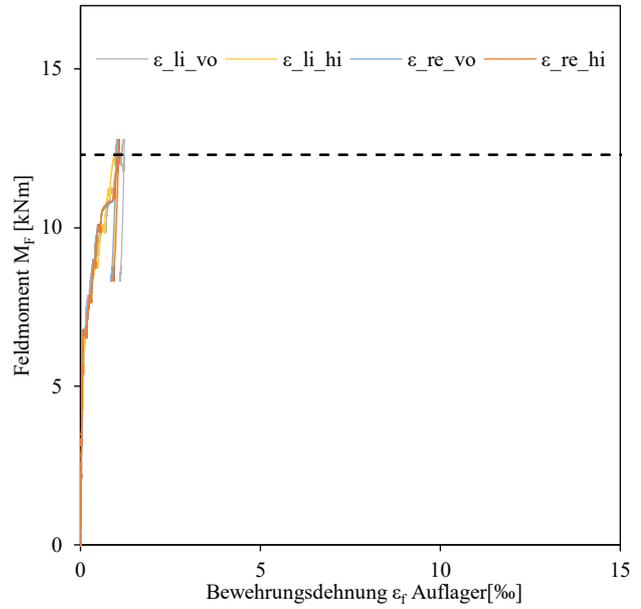
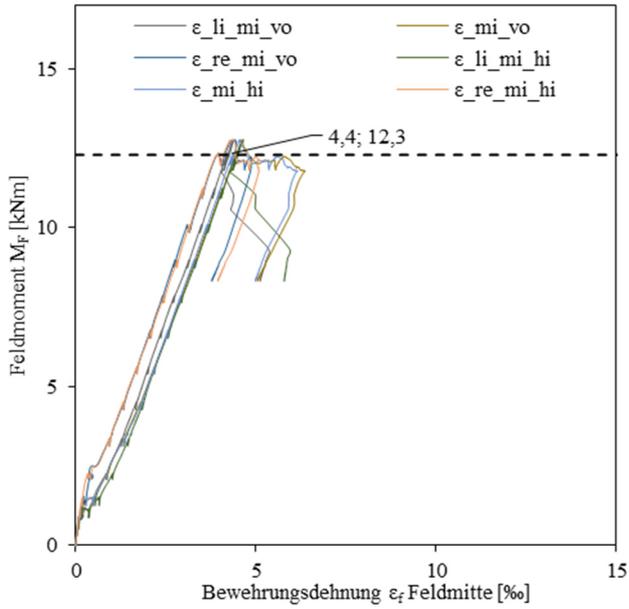
Durchbiegungen



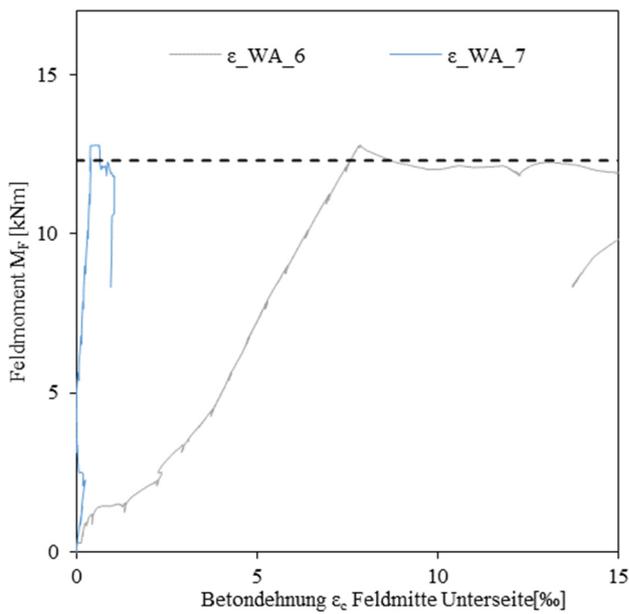
Betonstauchungen



Bewehrungsdehnung



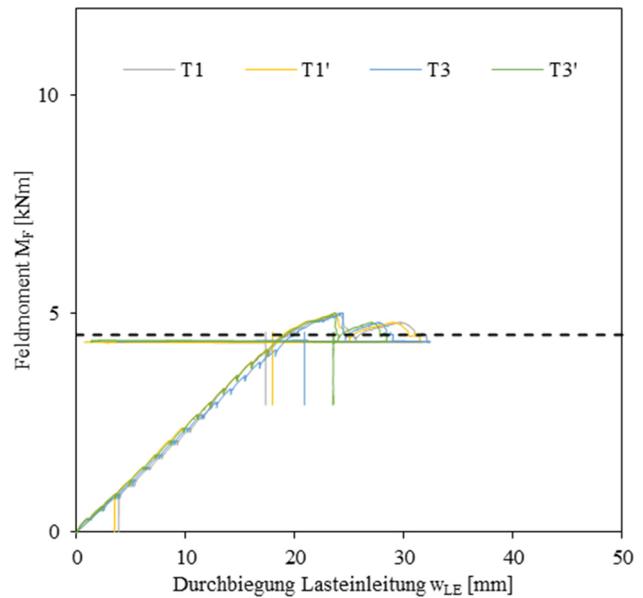
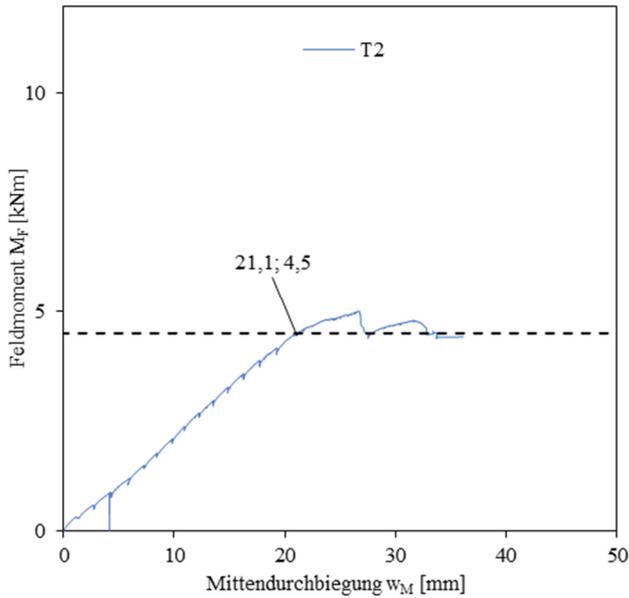
Betondehnungen



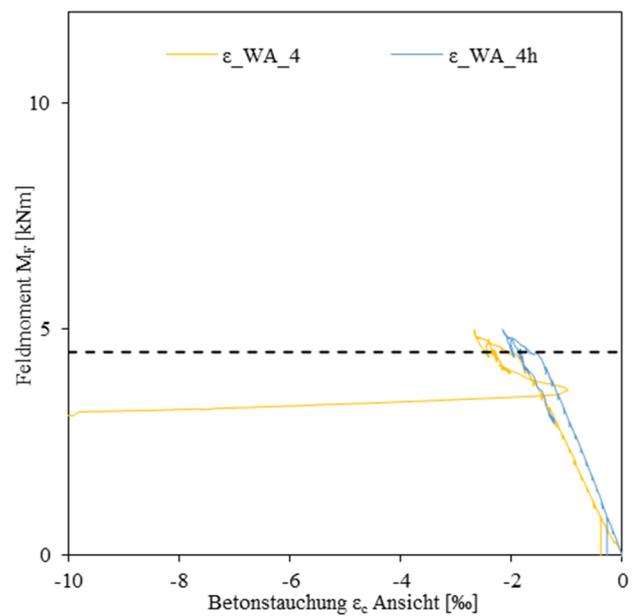
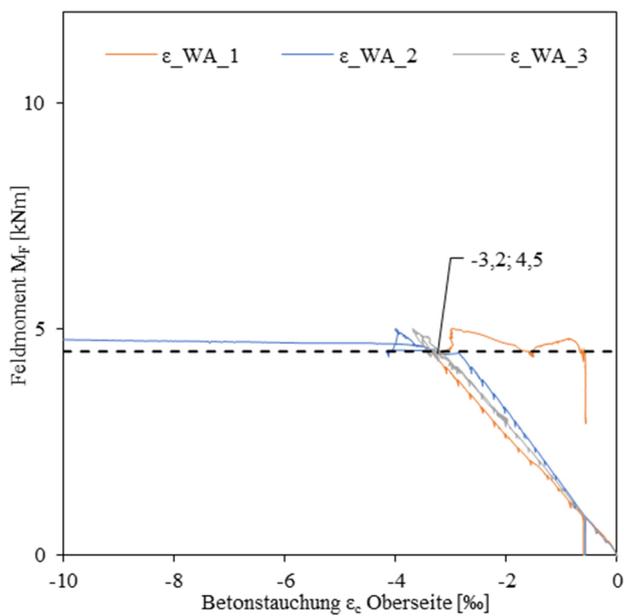
Rissbild nach Überlastung



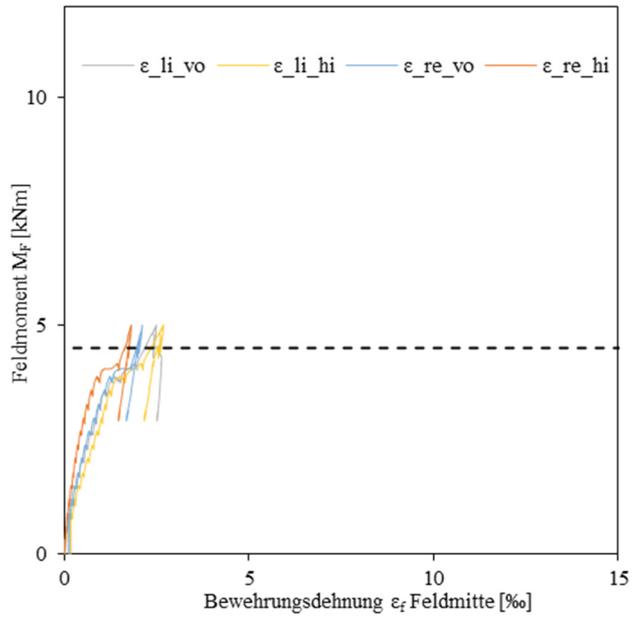
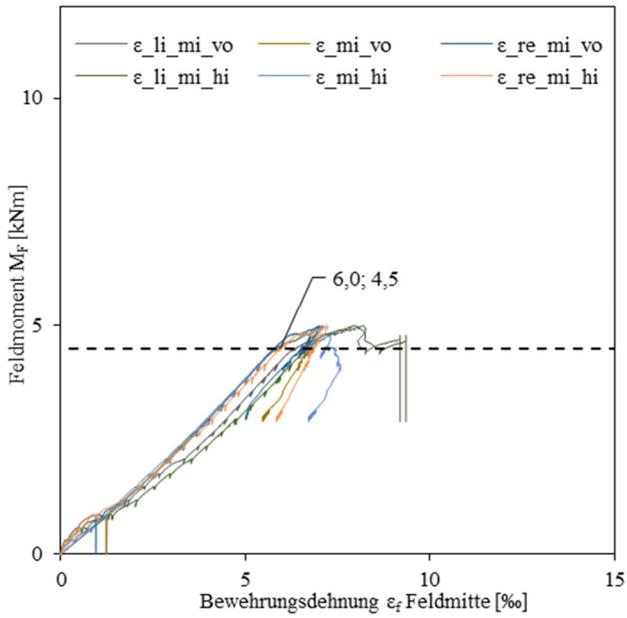
Durchbiegungen



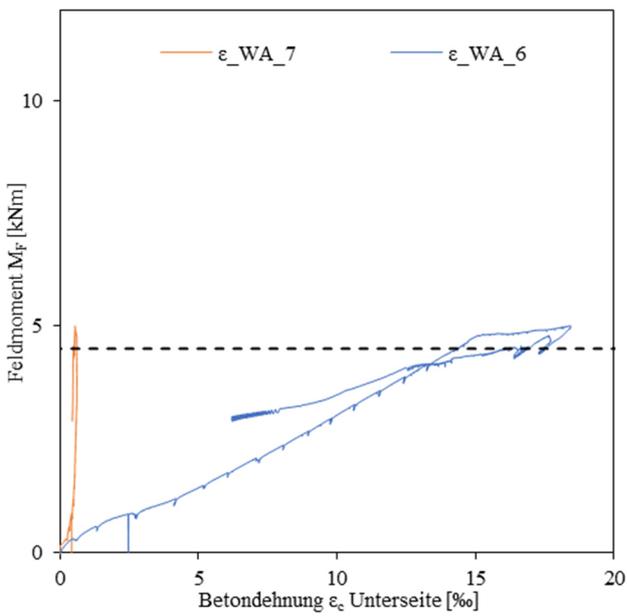
Betonstauchungen



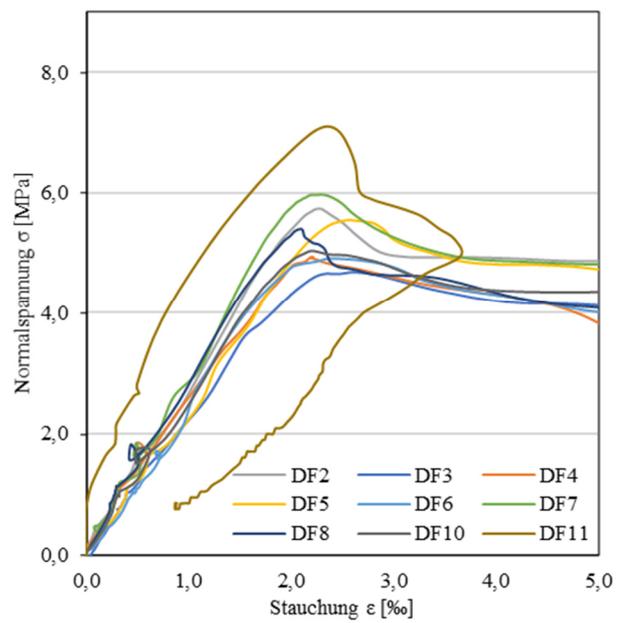
Bewehrungsdehnung



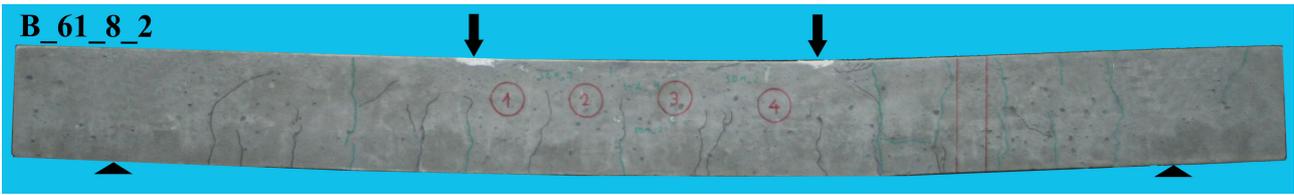
Betondehnungen



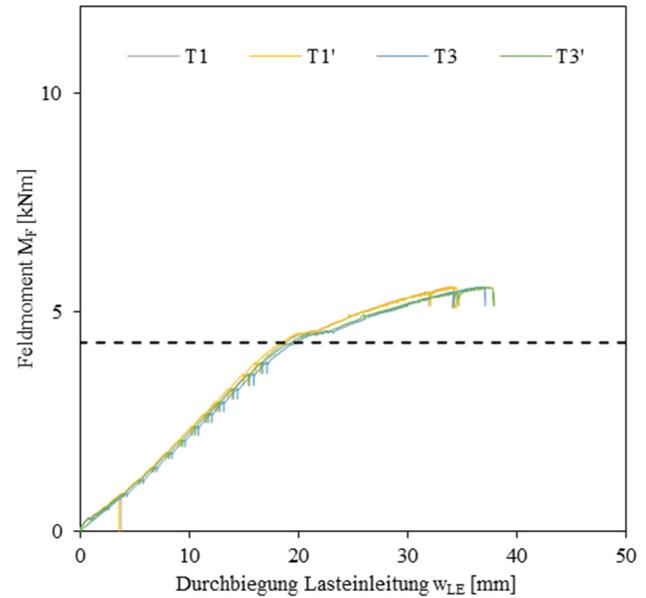
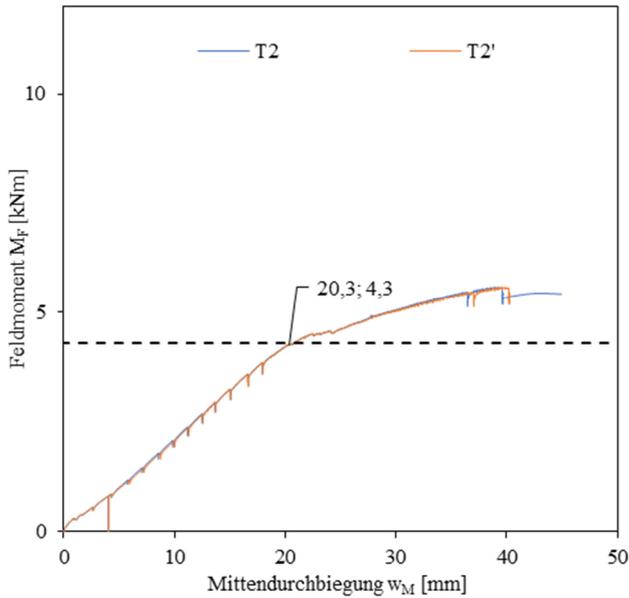
Arbeitslinie Betonzyylinder



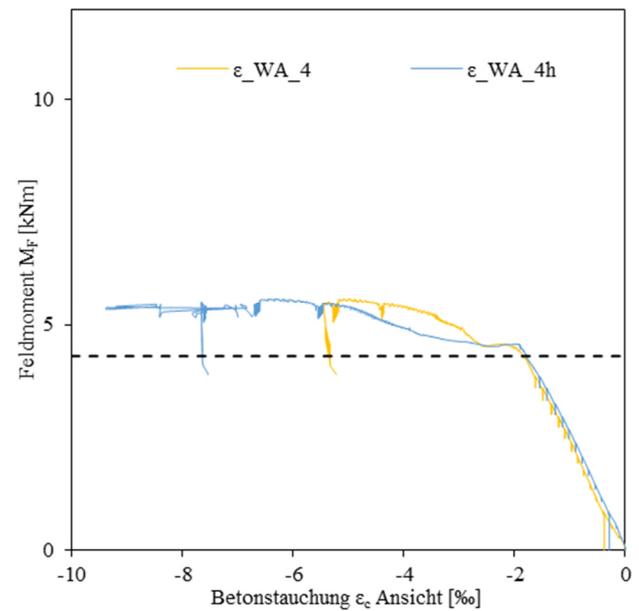
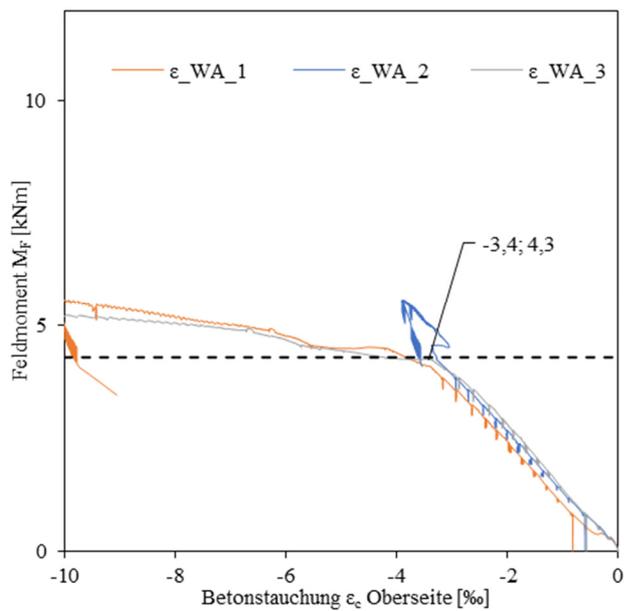
Rissbild nach Überlastung



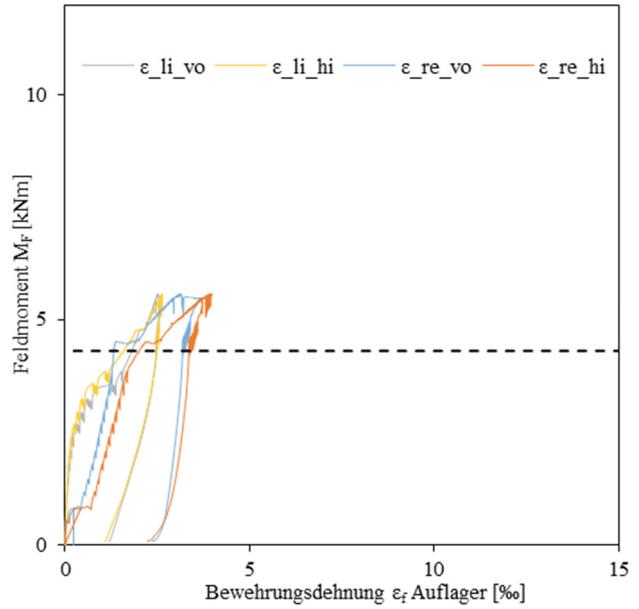
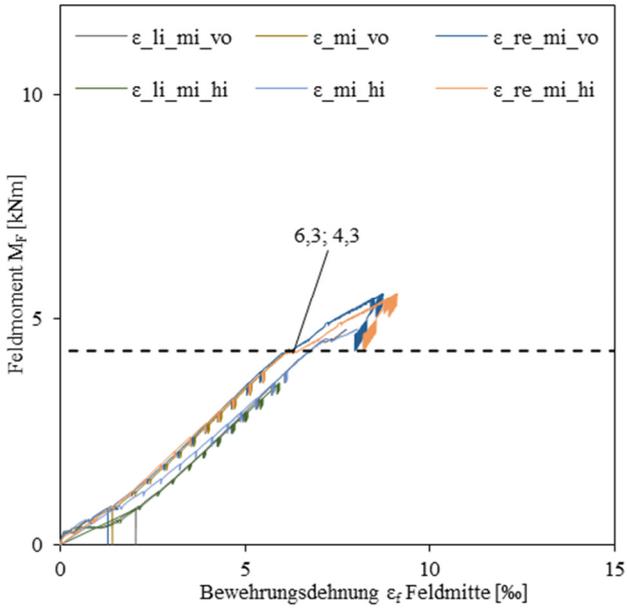
Durchbiegungen



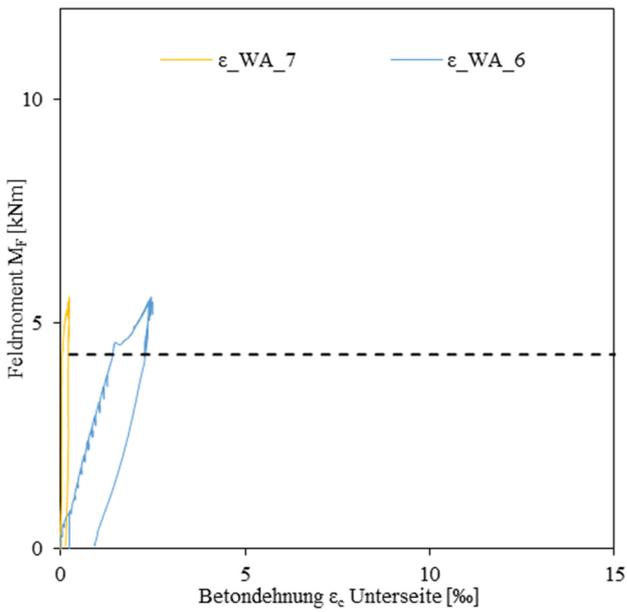
Betonstauchungen



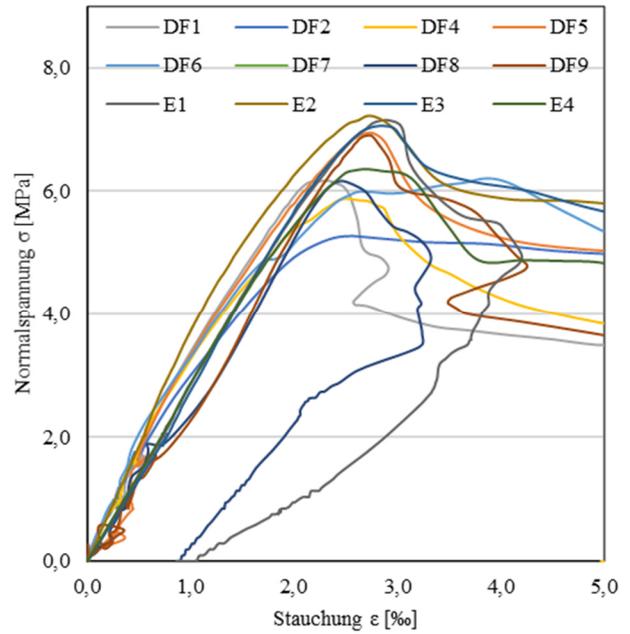
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen



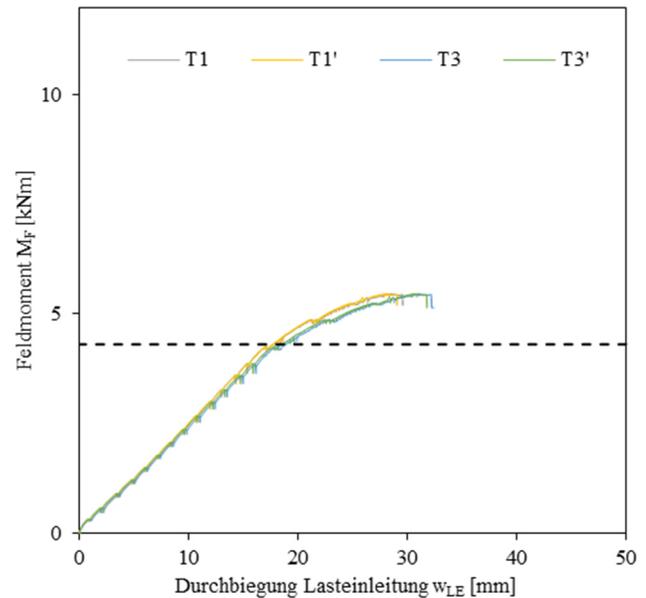
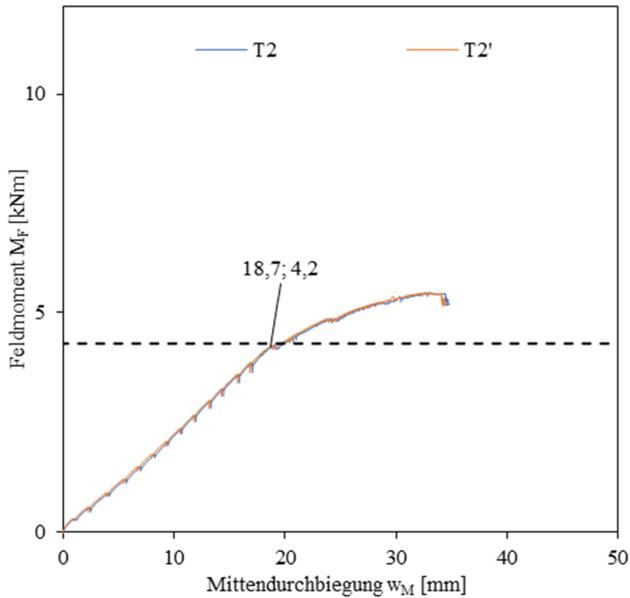
Arbeitslinie Betonzyylinder



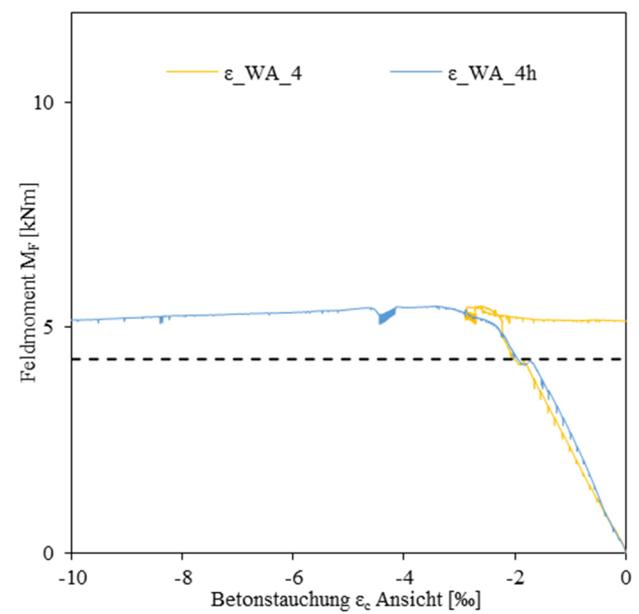
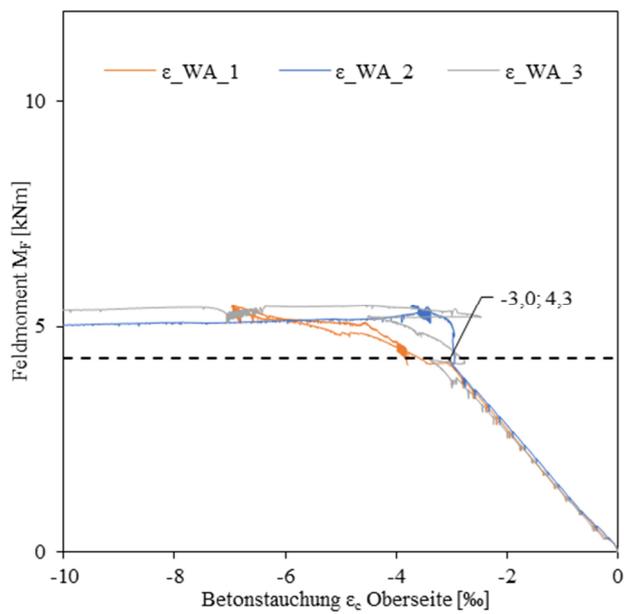
Rissbild nach Überlastung



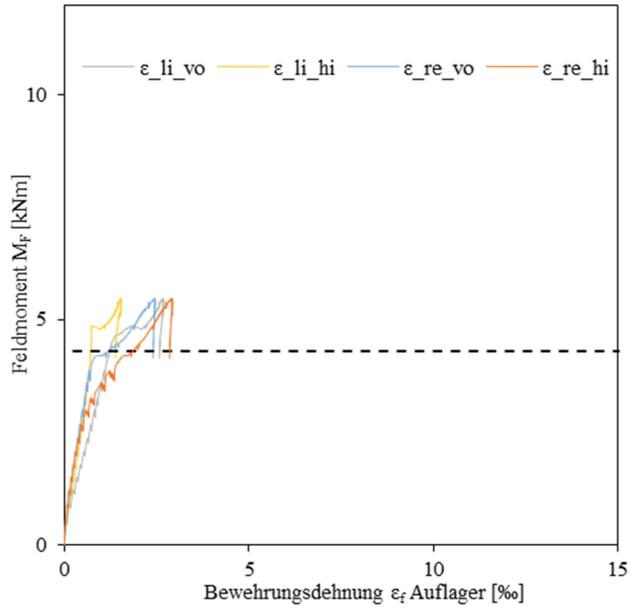
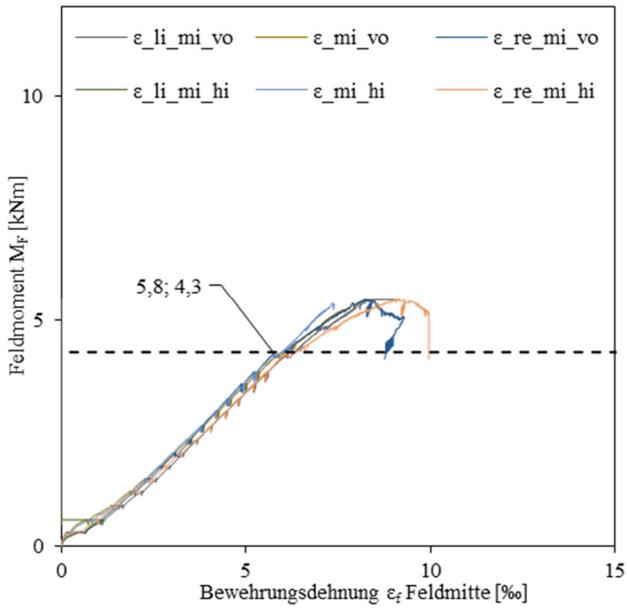
Durchbiegungen



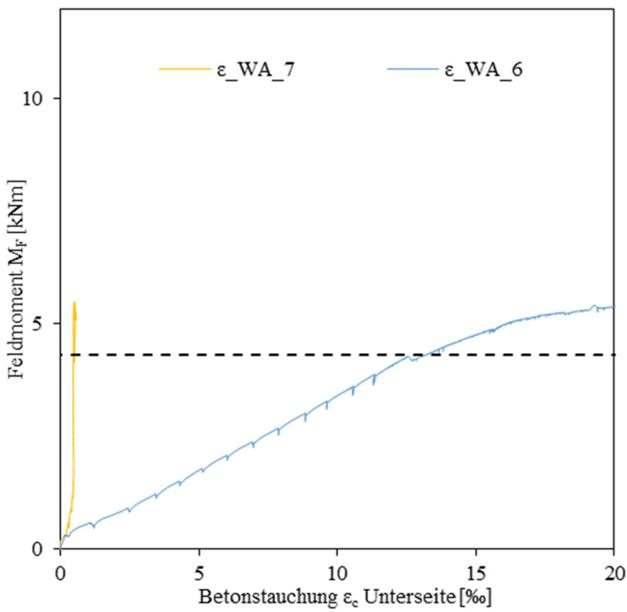
Betonstauchungen



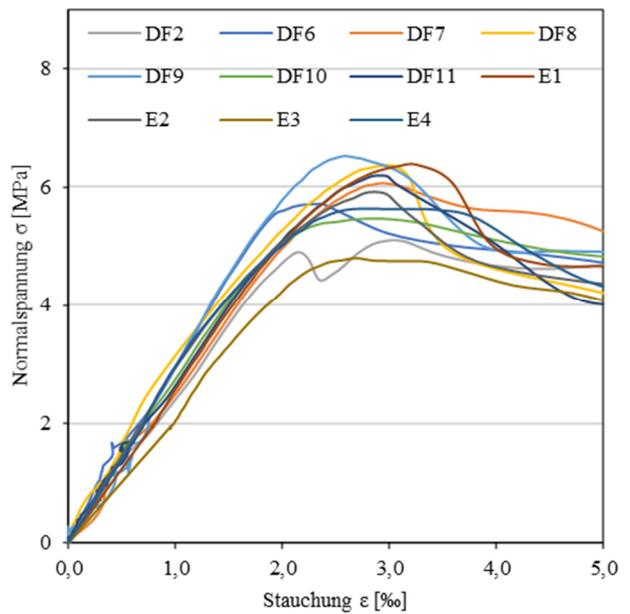
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen

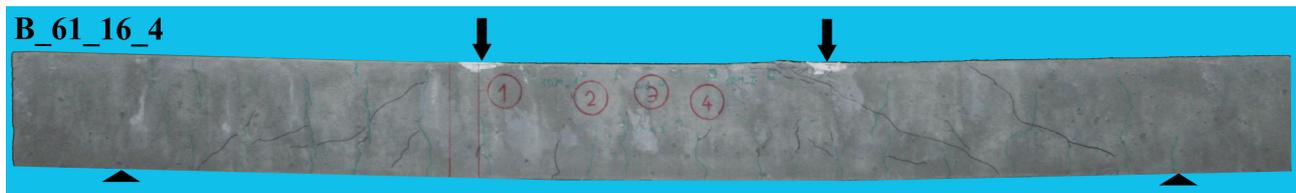


Arbeitslinie Betonzyylinder



A.3.3.10 ERGEBNISSE VERSUCH B_61_16_4

Rissbild nach Überlastung



Durchbiegungen

k.A.

Betonstauchungen

k.A.

Bewehrungsdehnung

k.A.

Betondehnungen

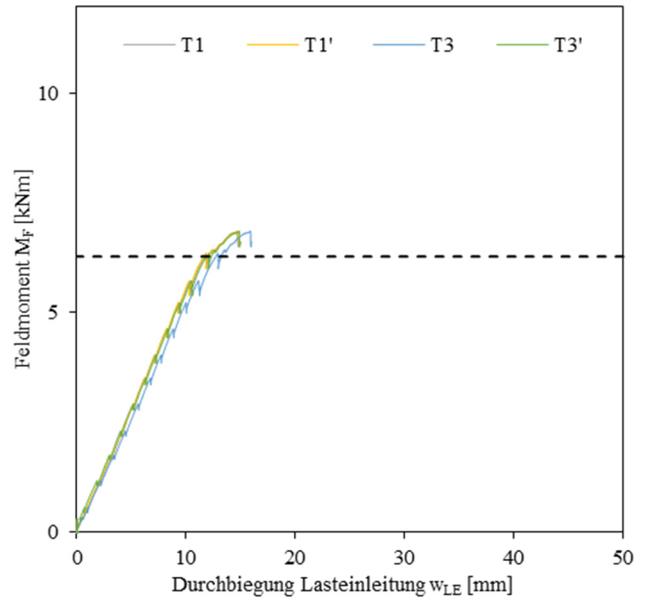
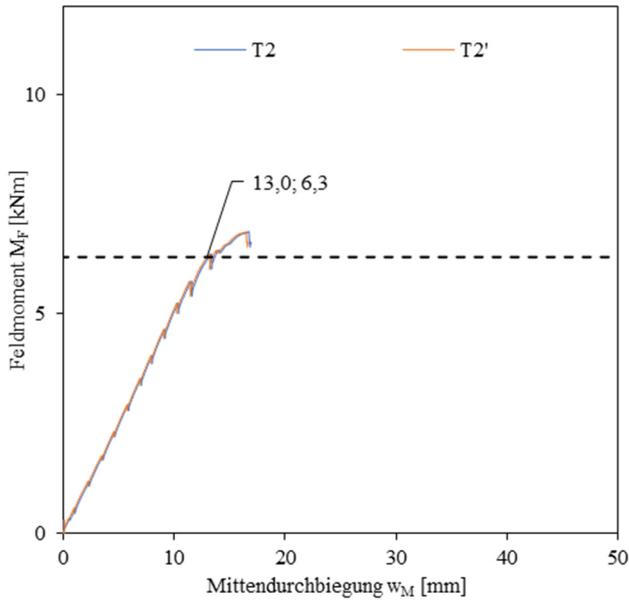
k.A.

A.3.3.11 ERGEBNISSE VERSUCH B_61_16_5

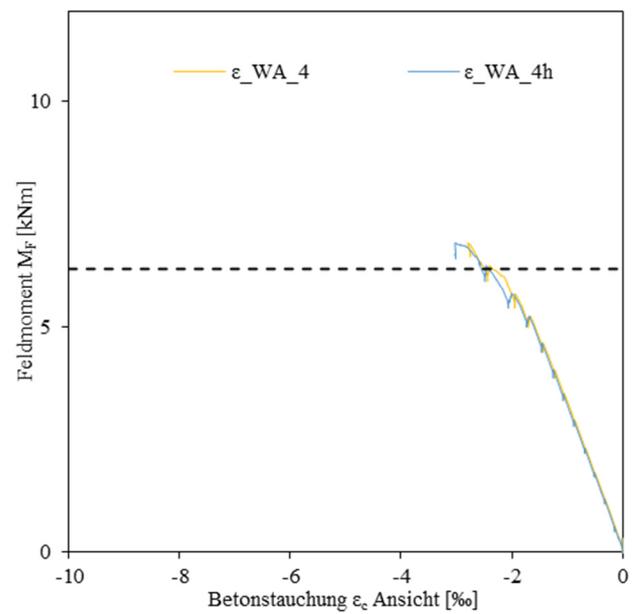
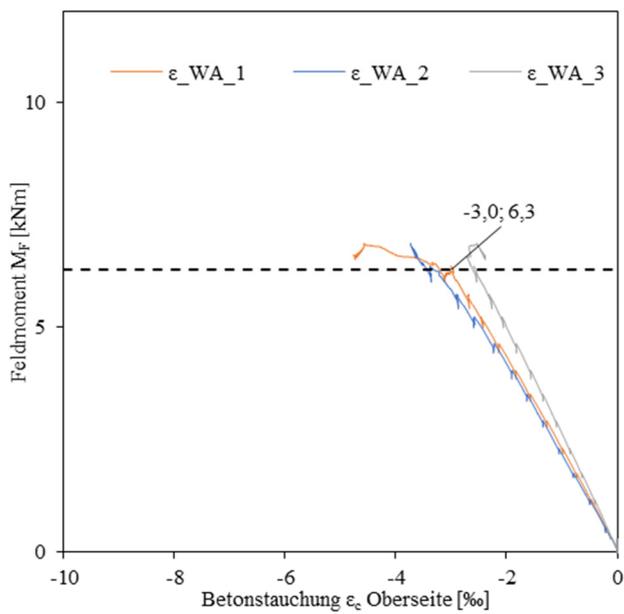
Rissbild nach Überlastung



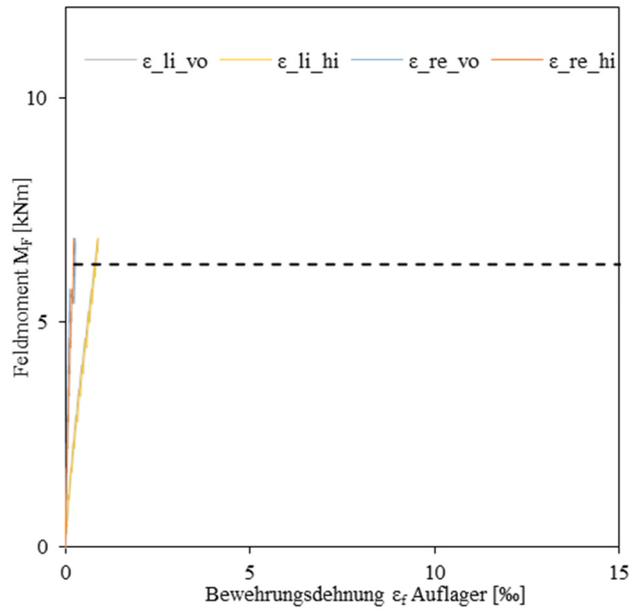
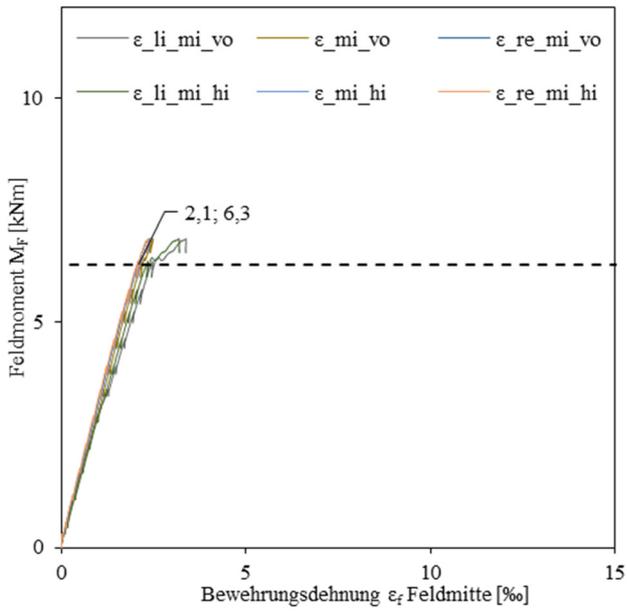
Durchbiegungen



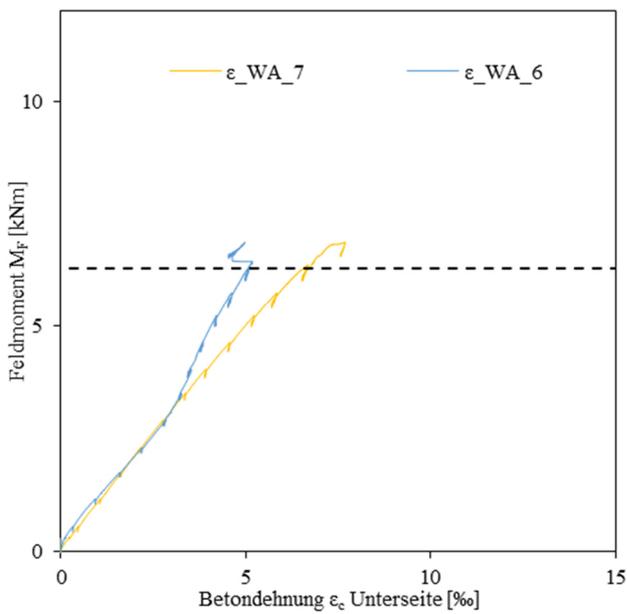
Betonstauchungen



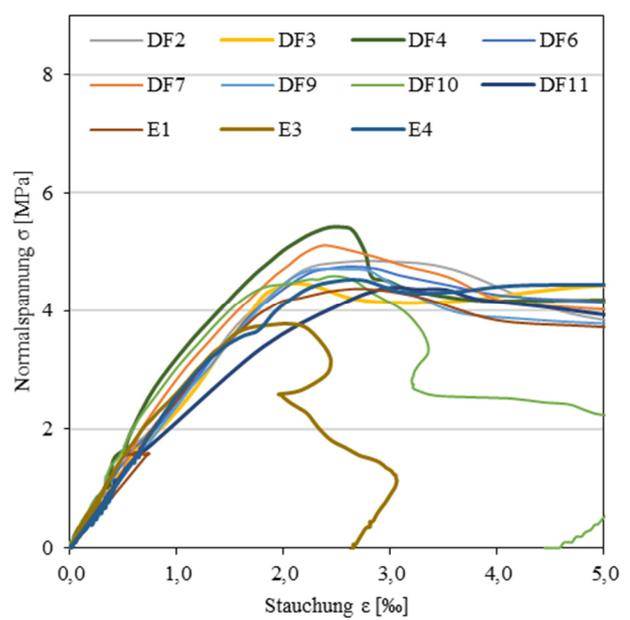
Bewehrungsdehnung



Betondehnungen



Arbeitslinie Betonzylinder

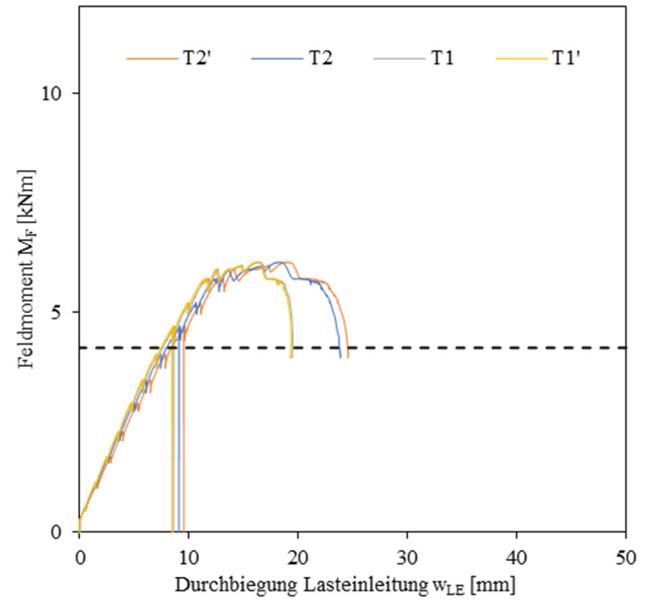
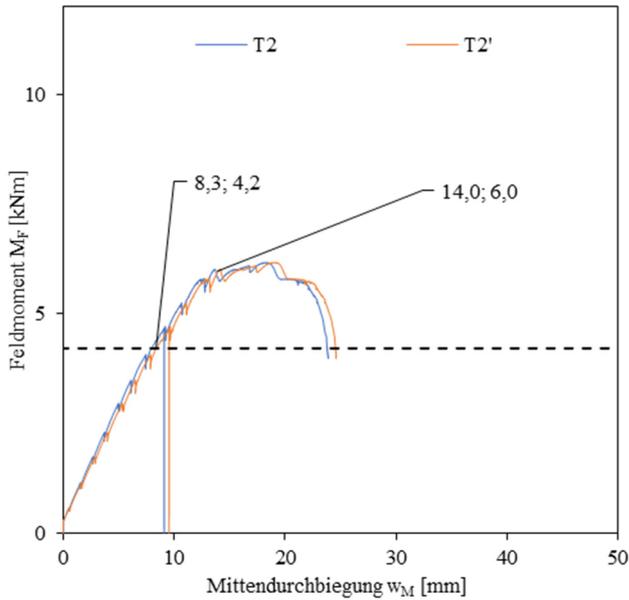


A.3.3.12 ERGEBNISSE VERSUCH B_61_16_6

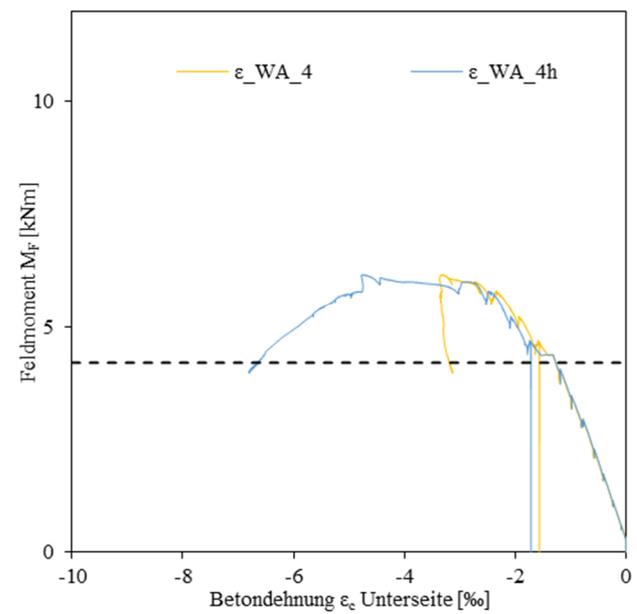
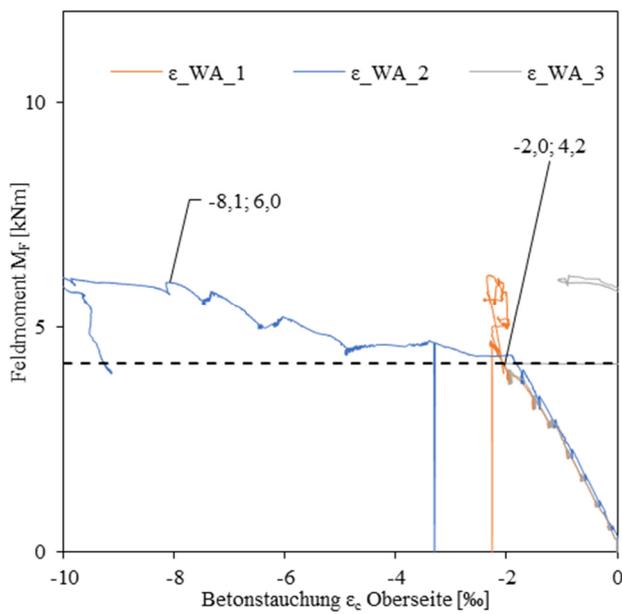
Rissbild nach Überlastung



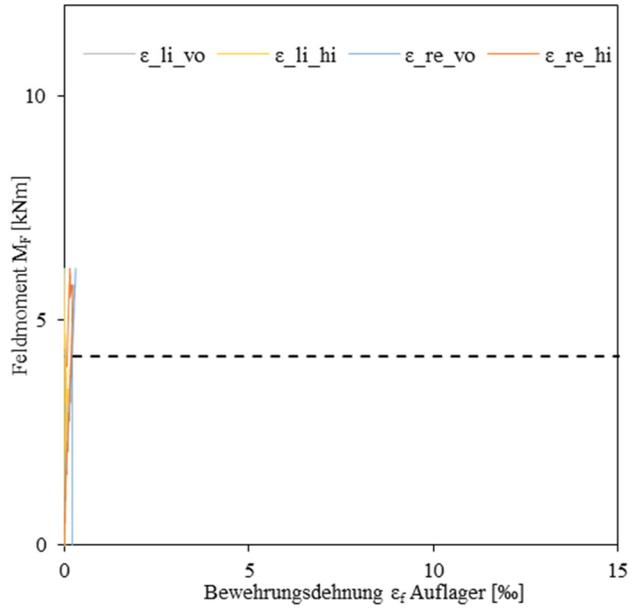
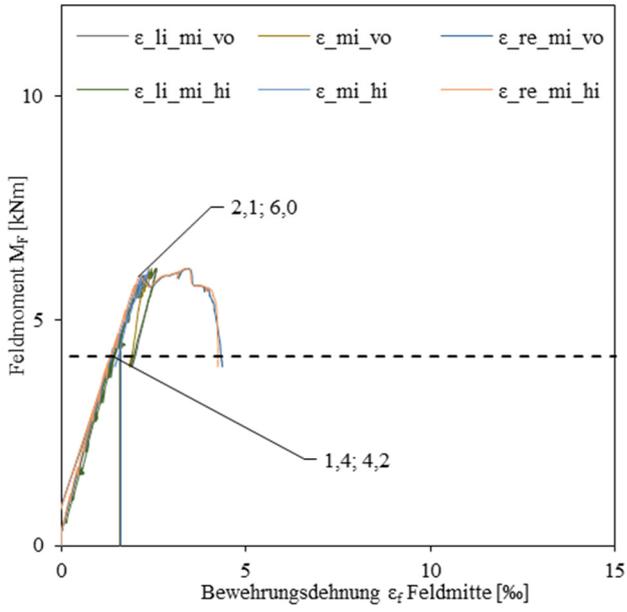
Durchbiegungen



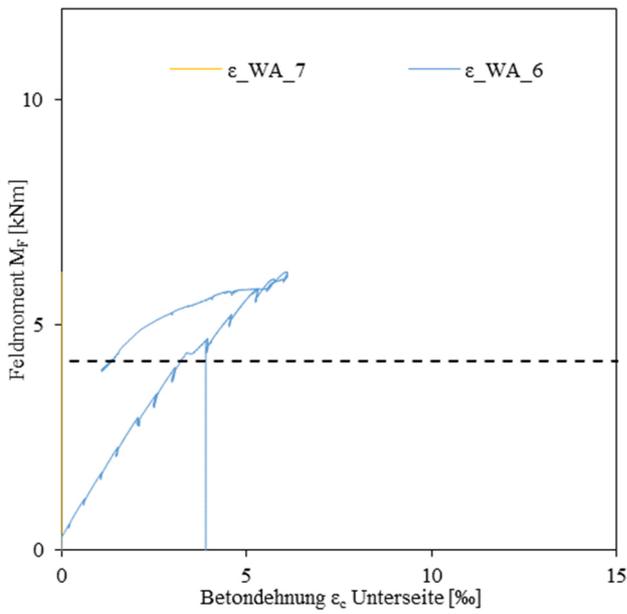
Betonstauchungen



Bewehrungsdehnung



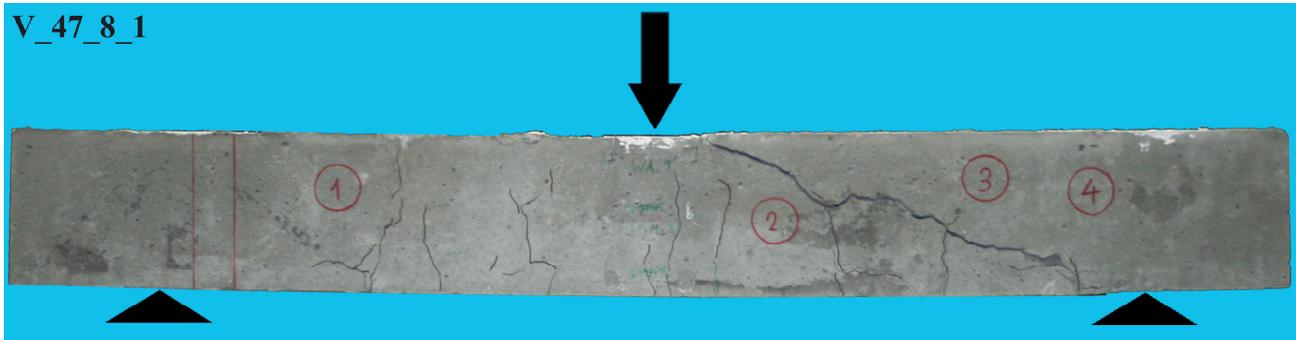
Betondehnungen



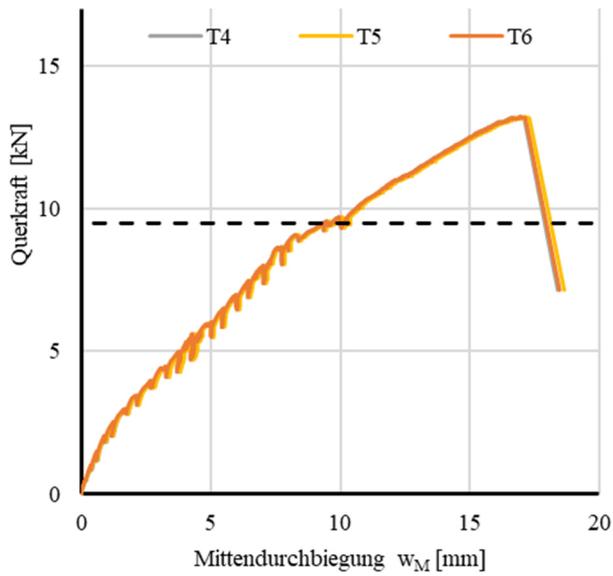
A.3.4 VERSUCHE ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

A.3.4.1 ERGEBNISSE VERSUCH V_47_8_1

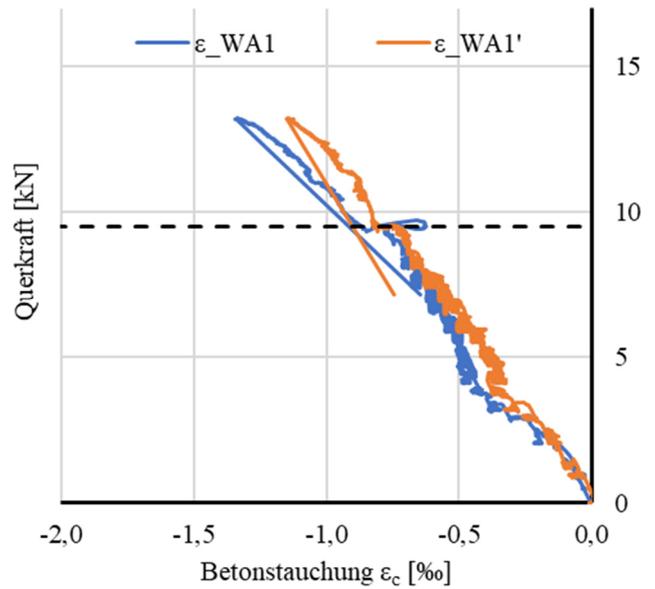
Rissbild nach Überlastung



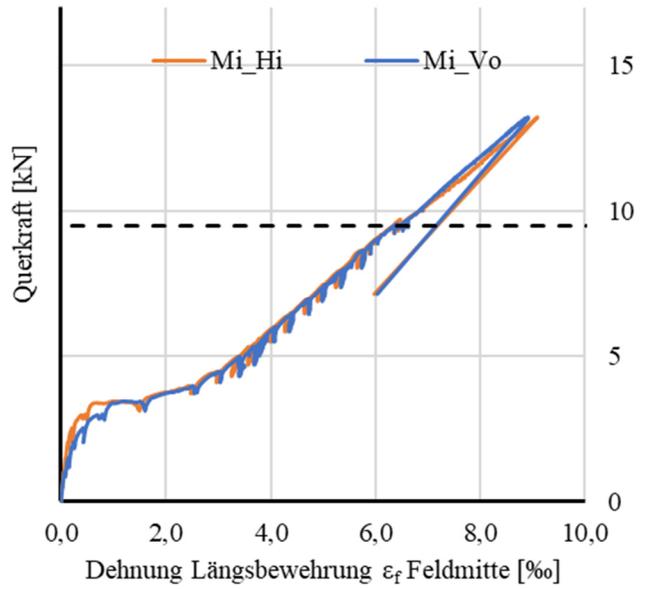
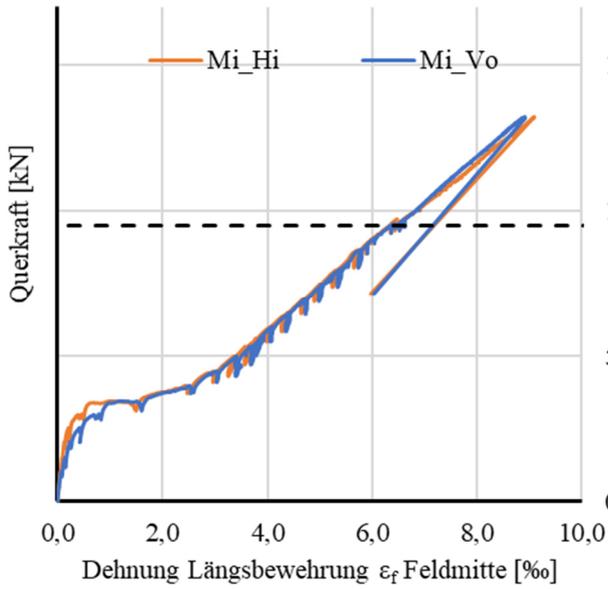
Durchbiegungen



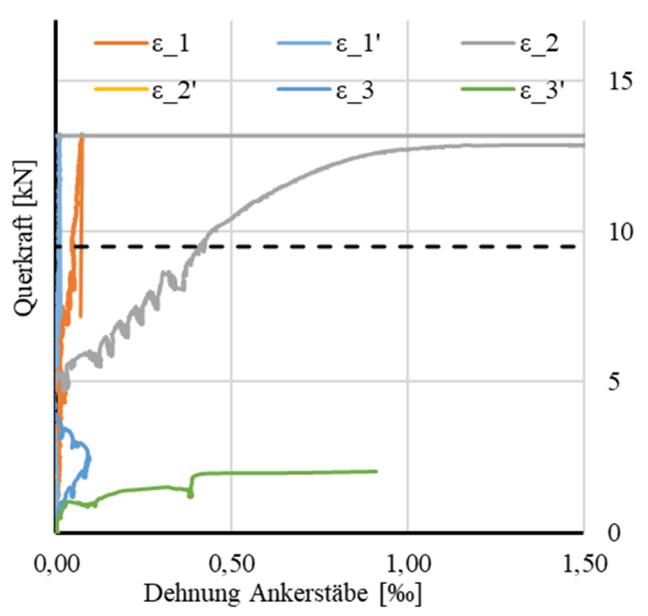
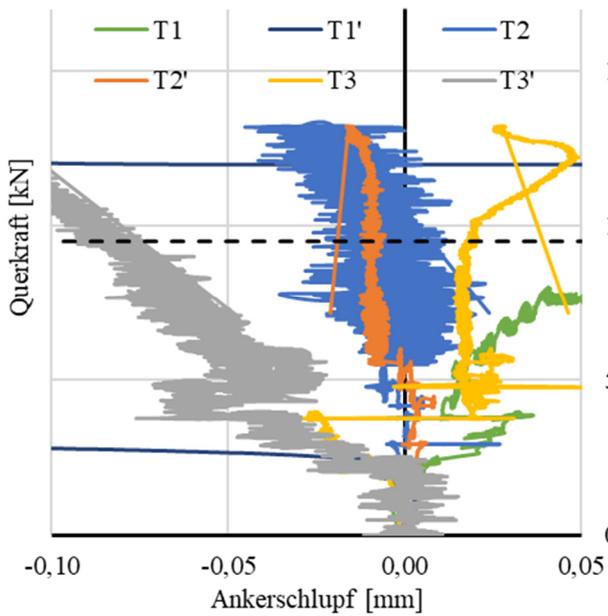
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

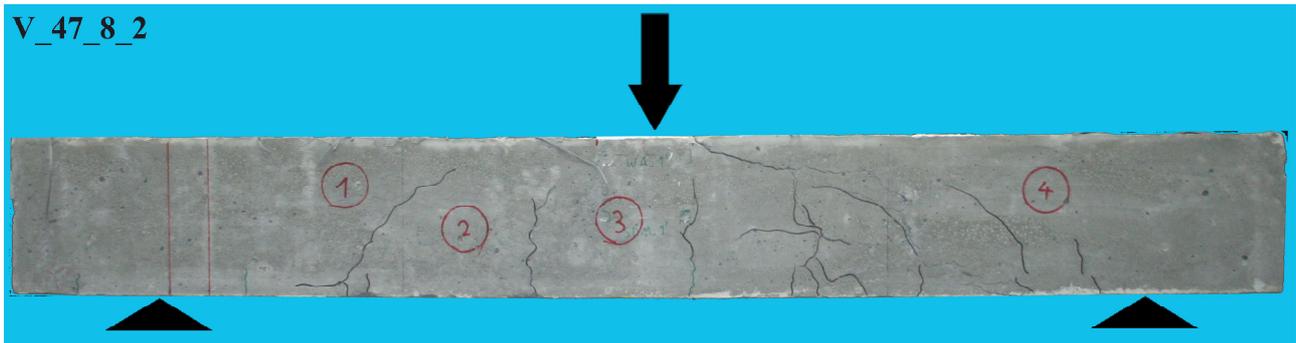


Querschnittshöhenänderung

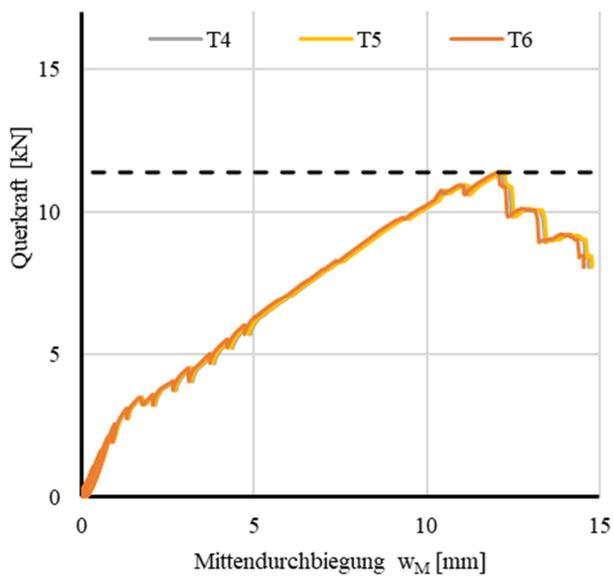
k.A.

A.3.4.2 ERGEBNISSE VERSUCH V_47_8_2

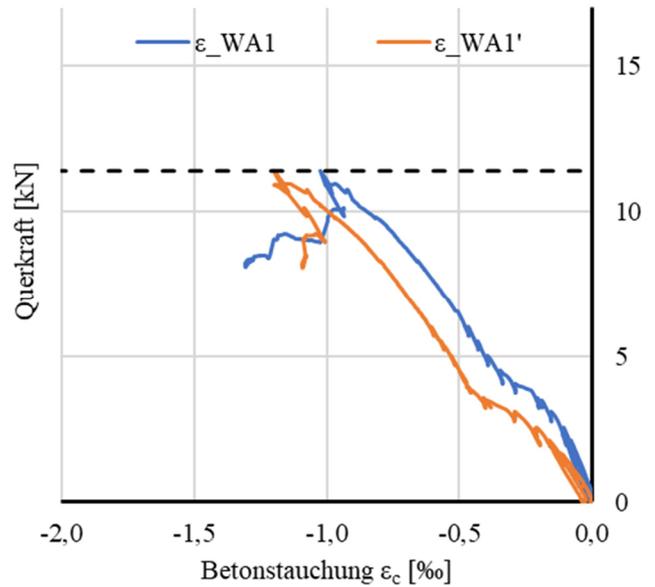
Rissbild nach Überlastung



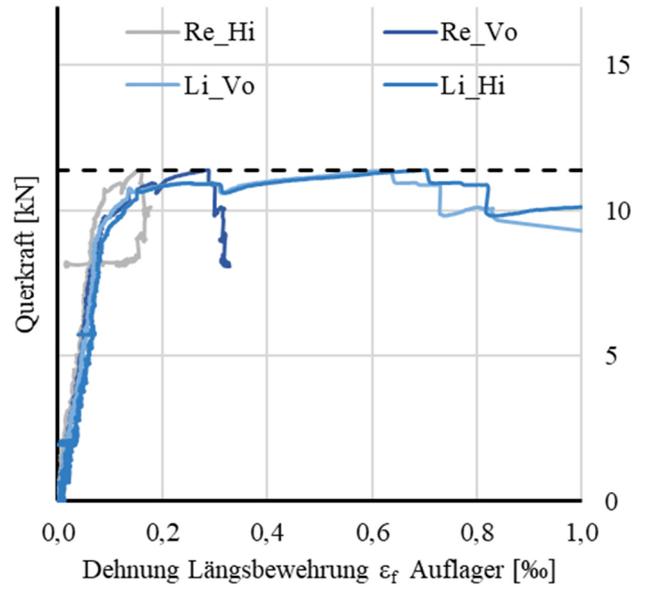
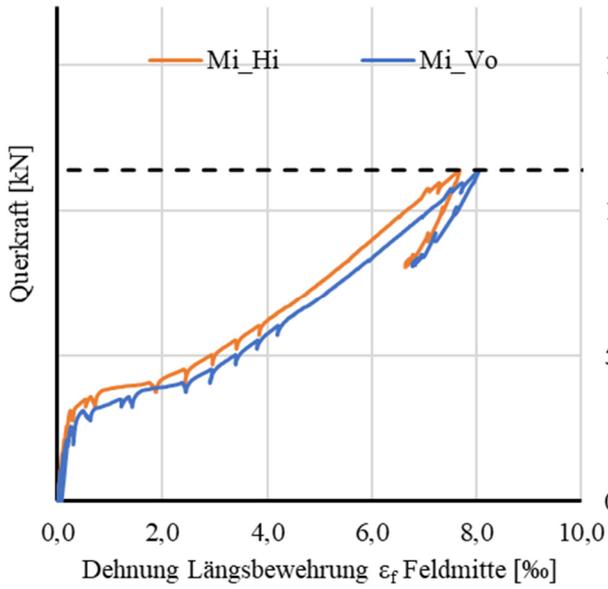
Durchbiegungen



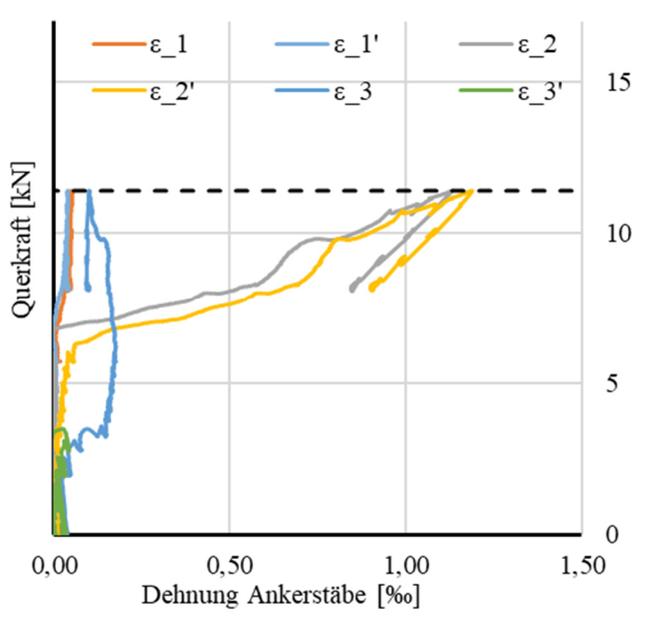
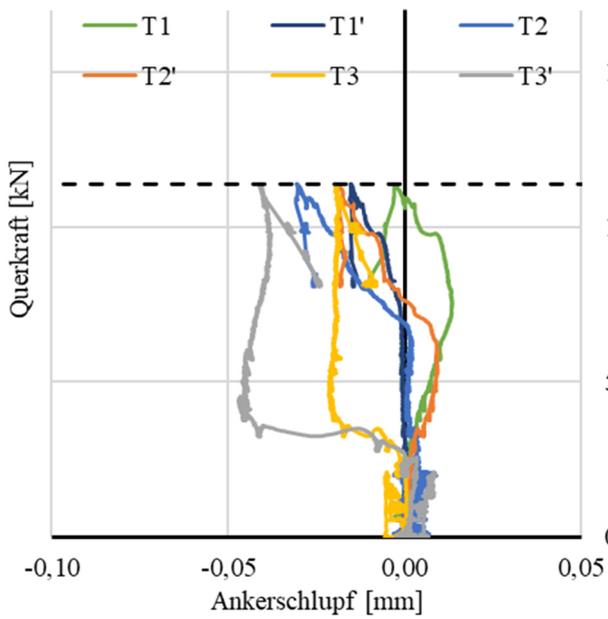
Betonstauchung

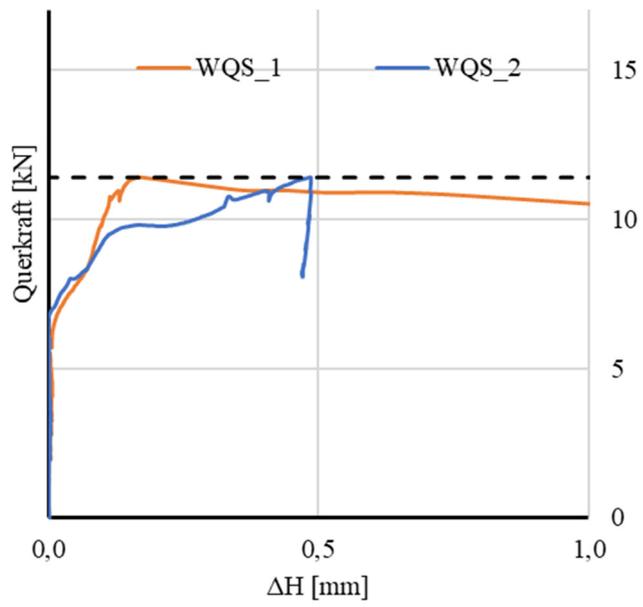


Bewehrungsdehnung

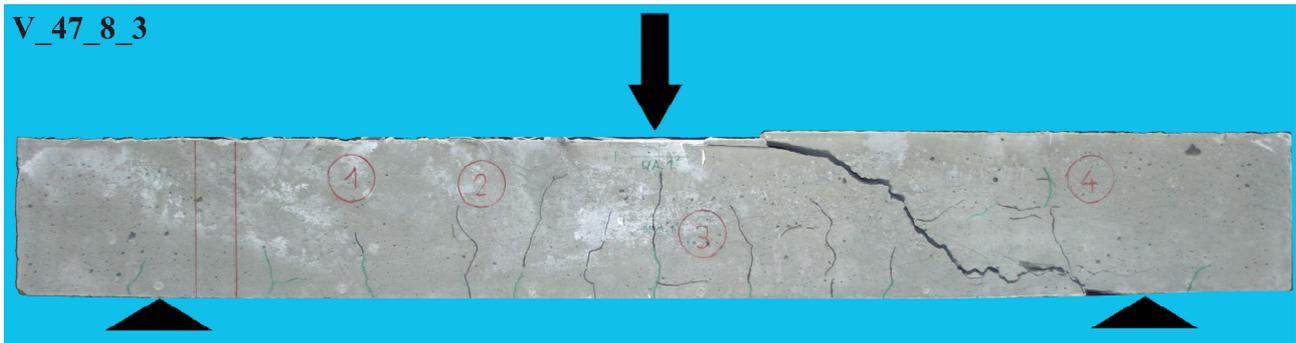


Tragverhalten DKB

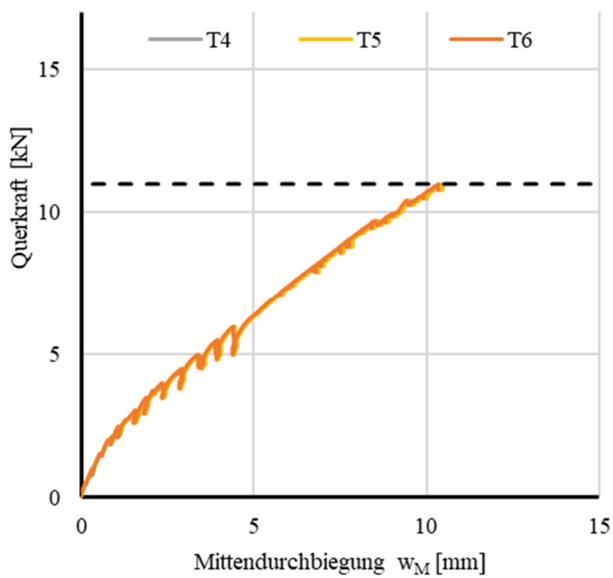


Querschnittshöhenänderung

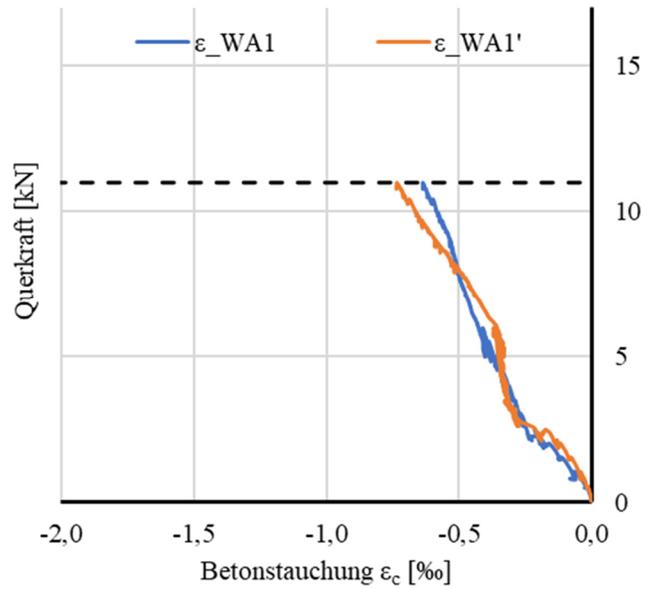
Rissbild nach Überlastung



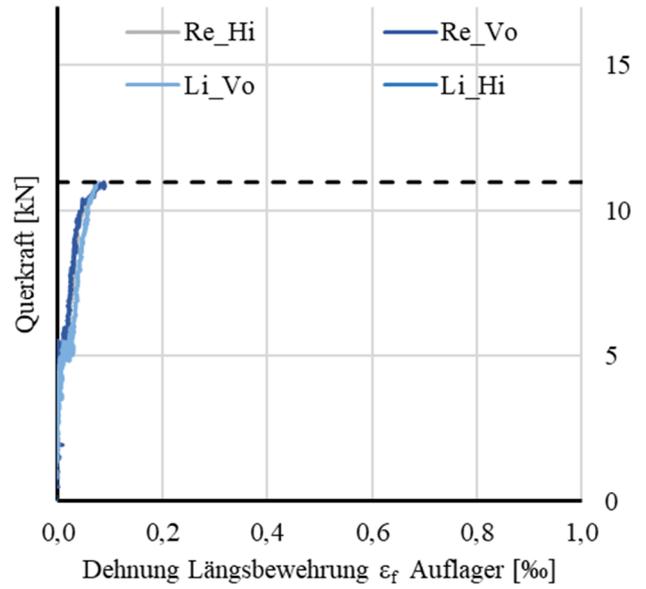
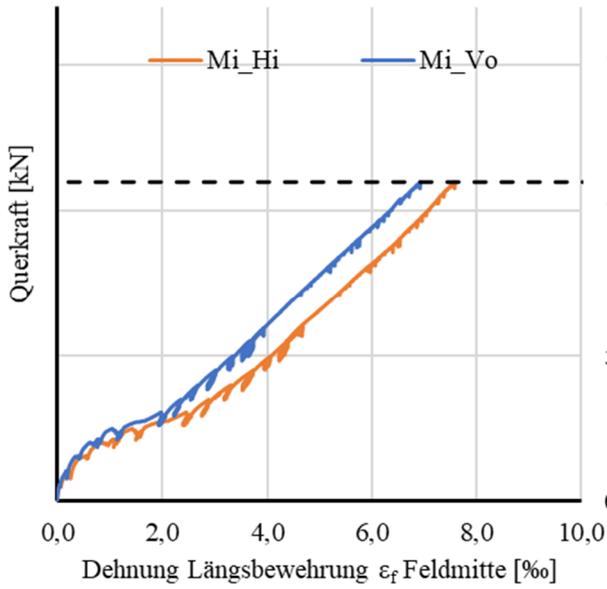
Durchbiegungen



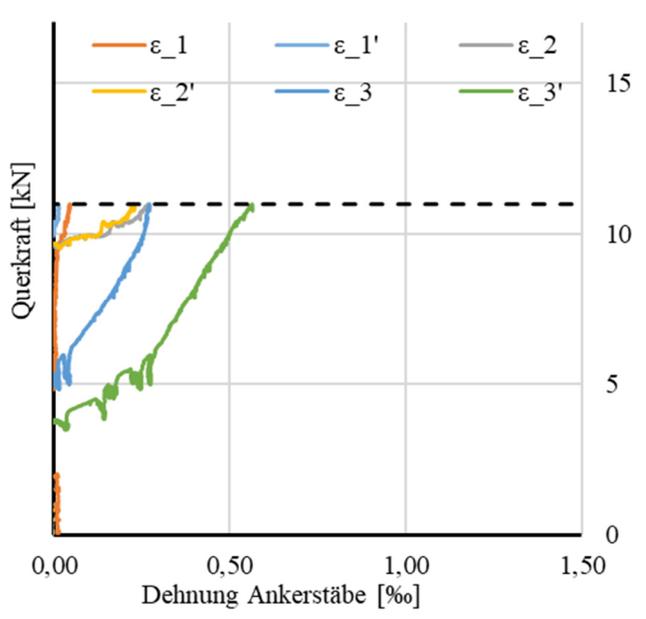
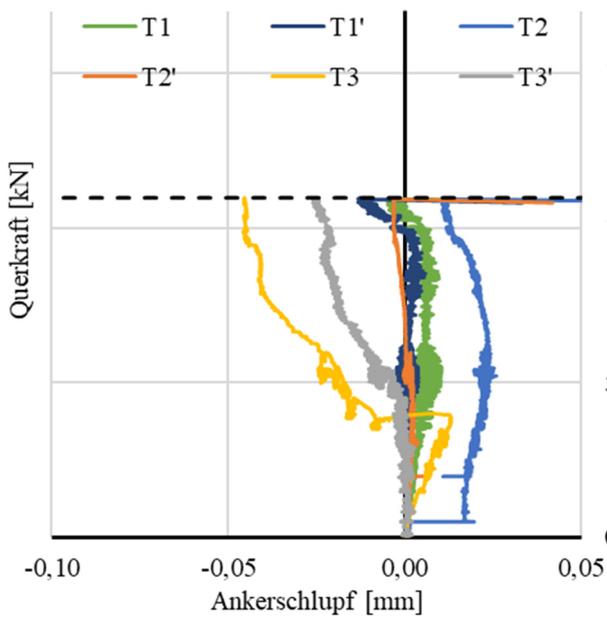
Betonstauchung



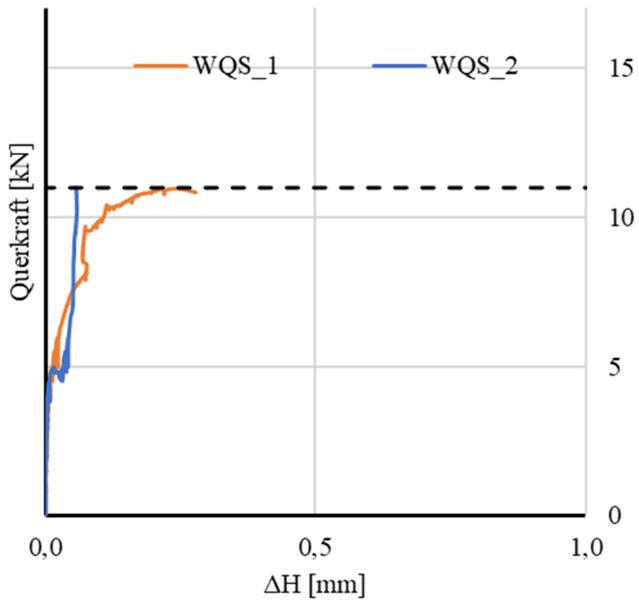
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

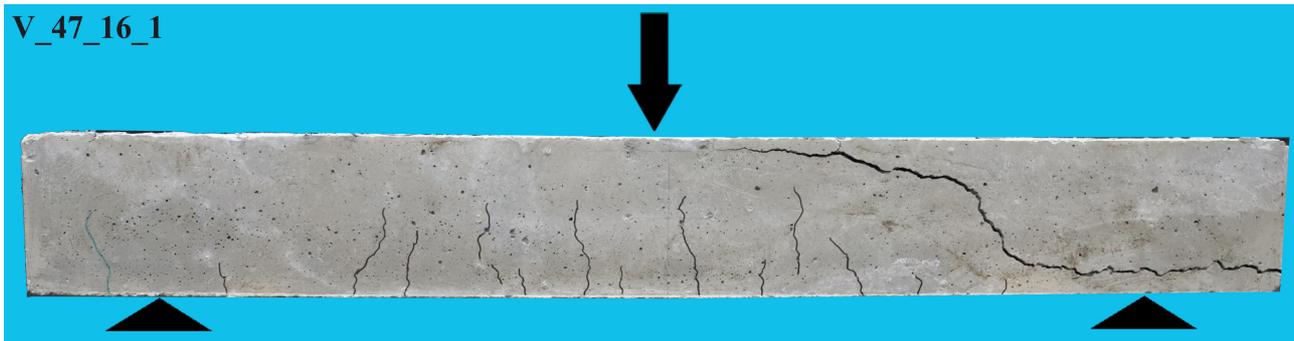


Querschnittshöhenänderung

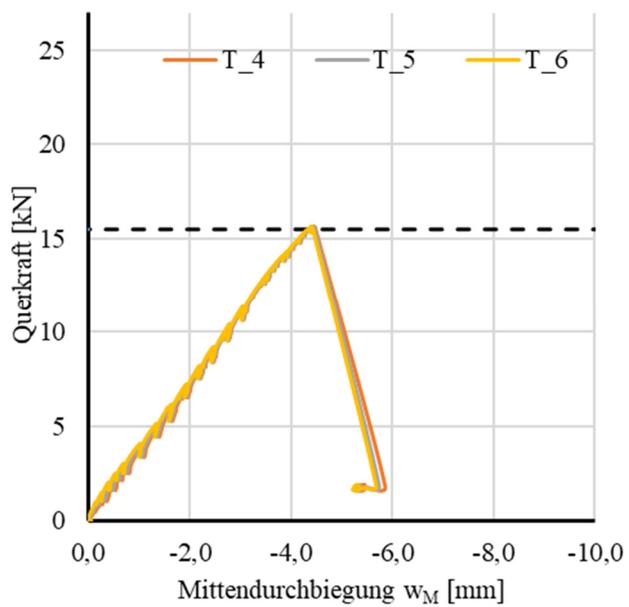


A.3.4.4 ERGEBNISSE VERSUCH V_47_16_1

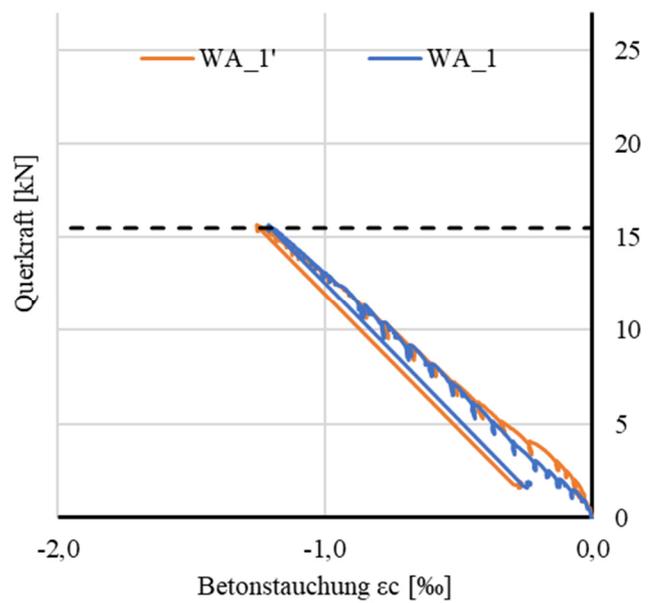
Rissbild nach Überlastung



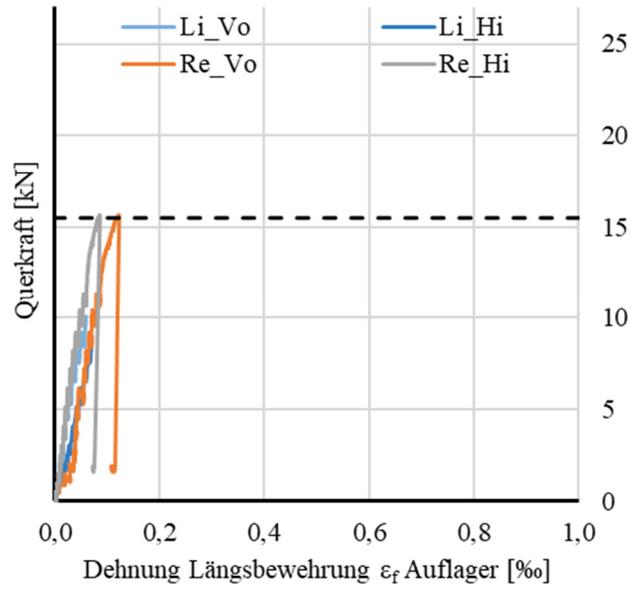
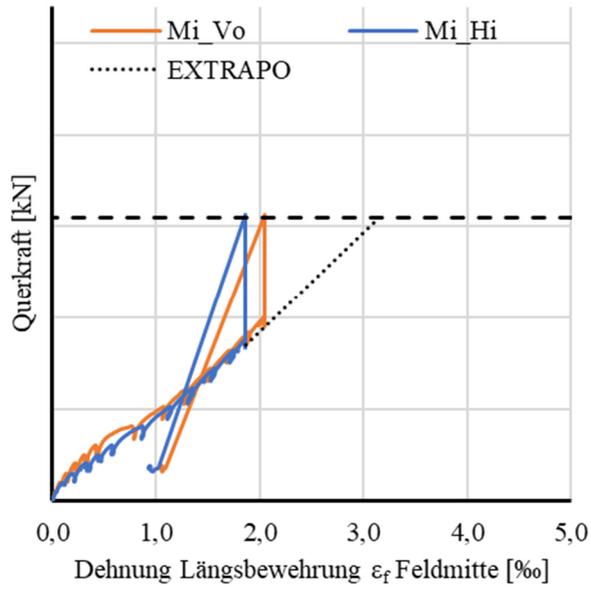
Durchbiegungen



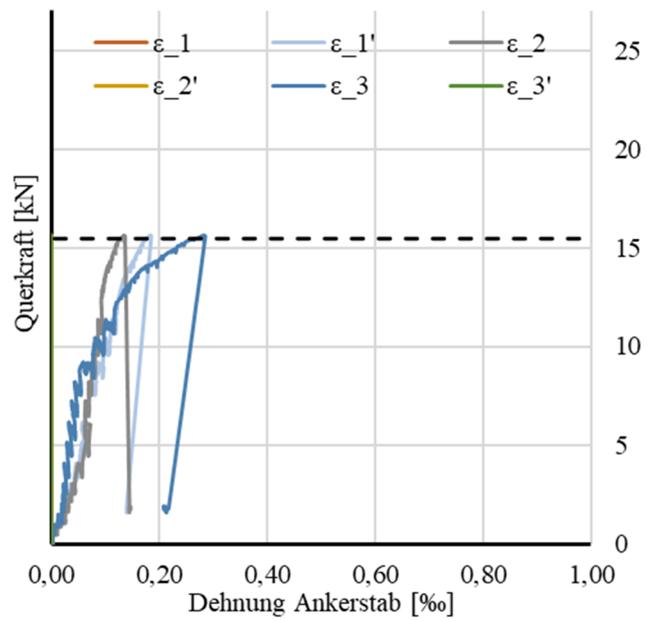
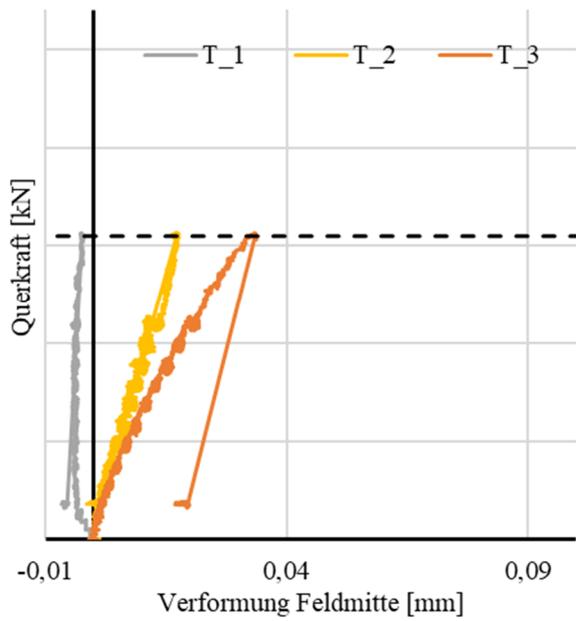
Betonstauchung

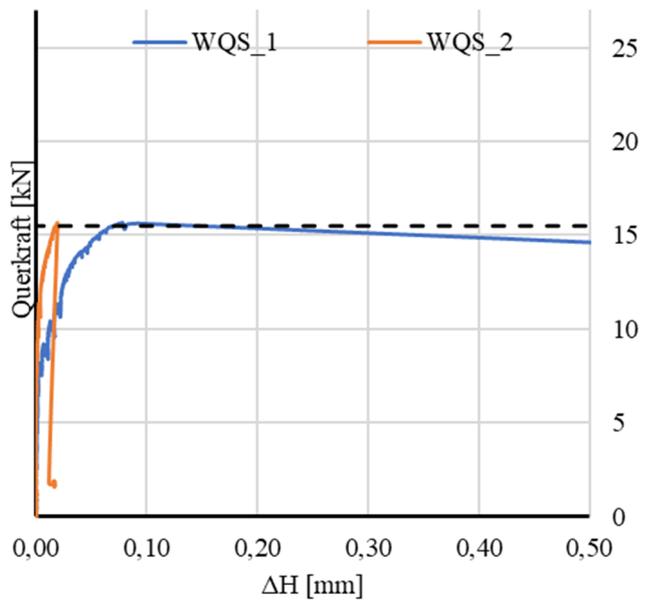


Bewehrungsdehnung

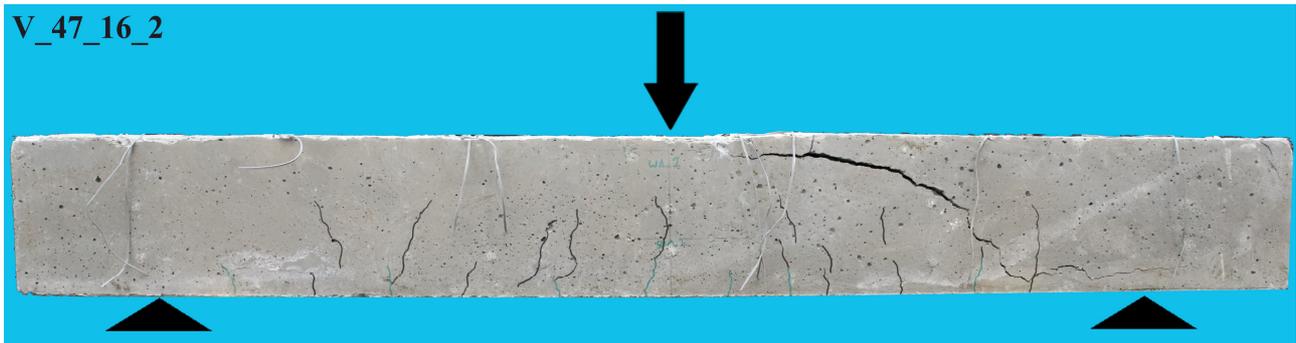


Tragverhalten DKB

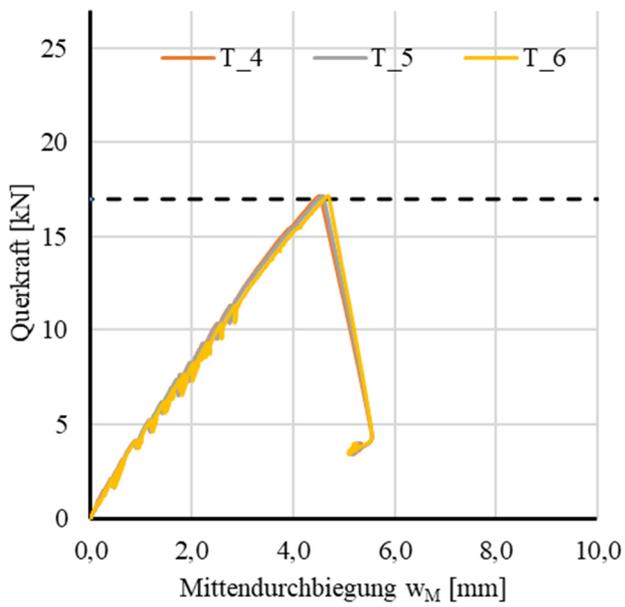


Querschnittshöhenänderung

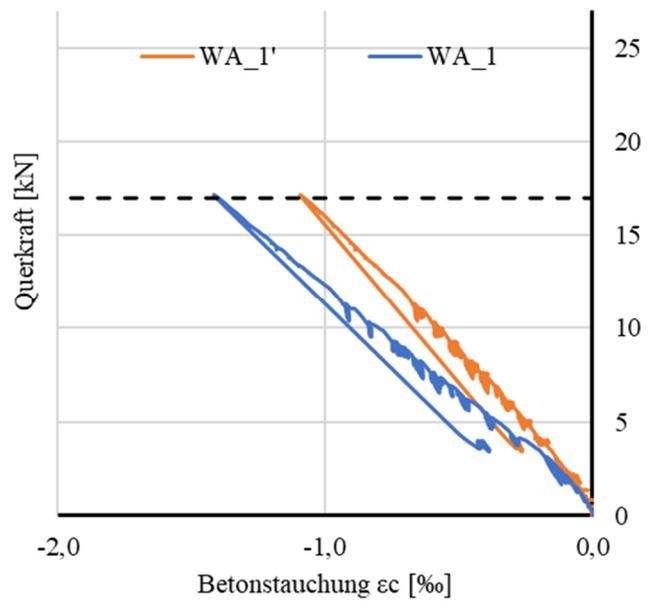
Rissbild nach Überlastung



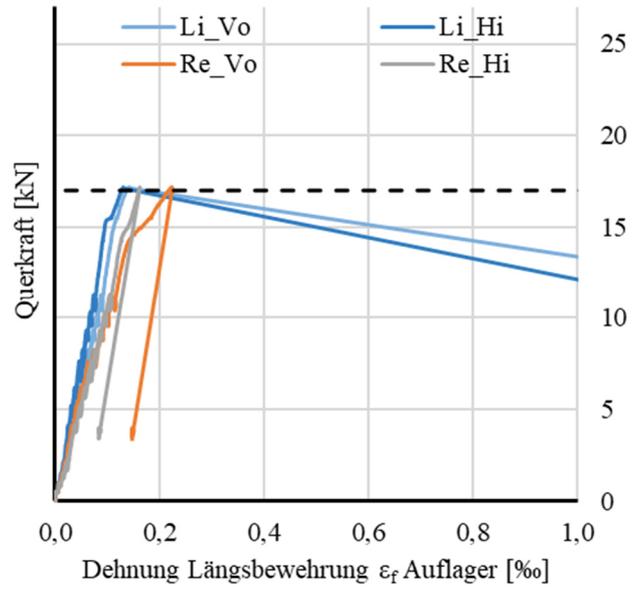
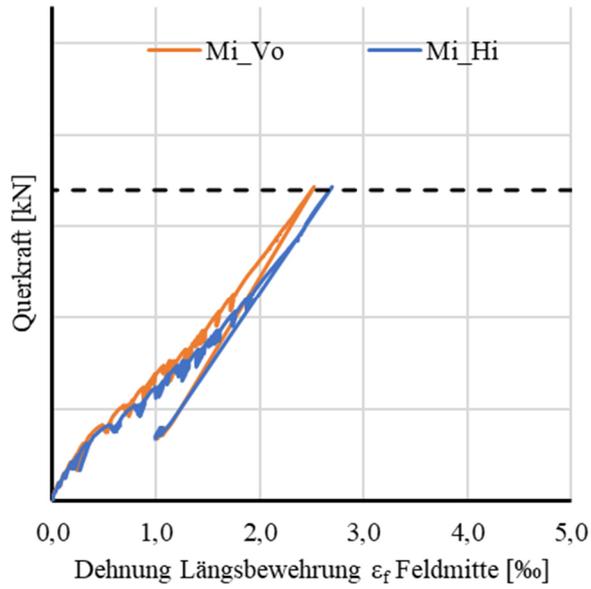
Durchbiegungen



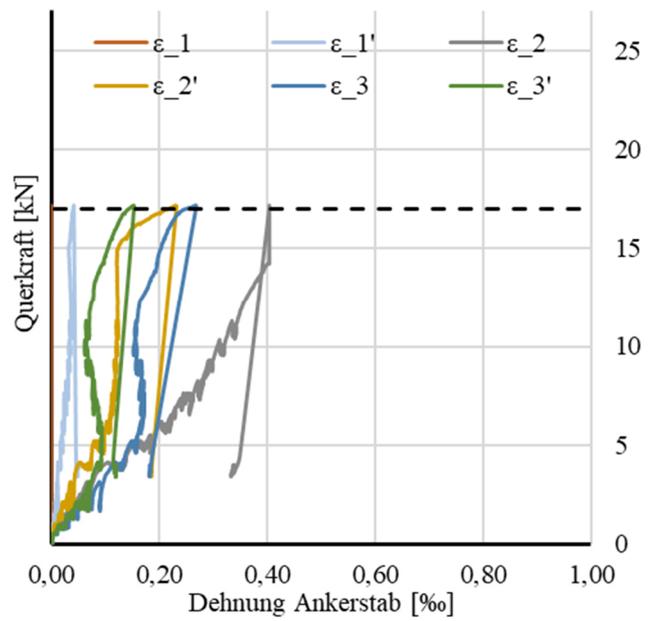
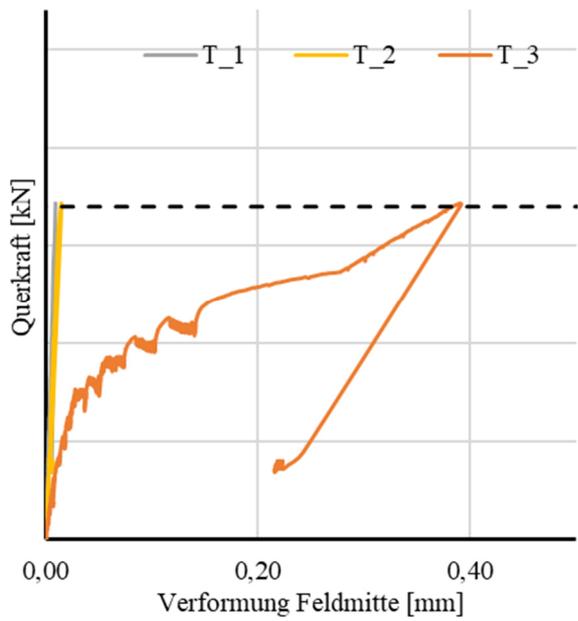
Betonstauchung



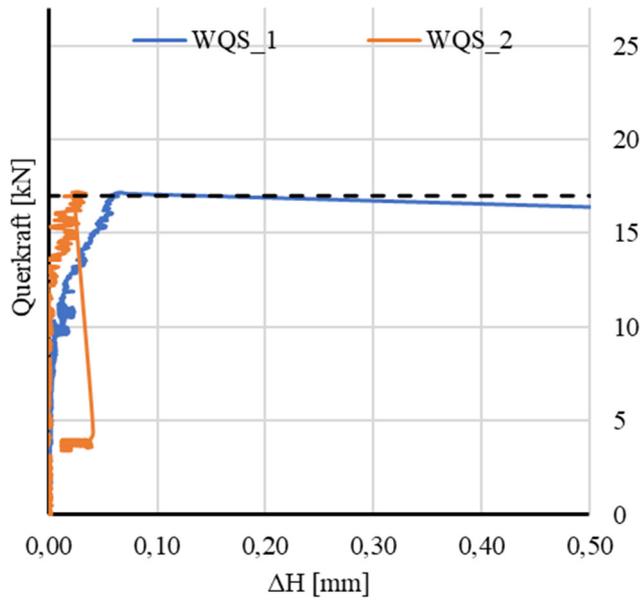
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

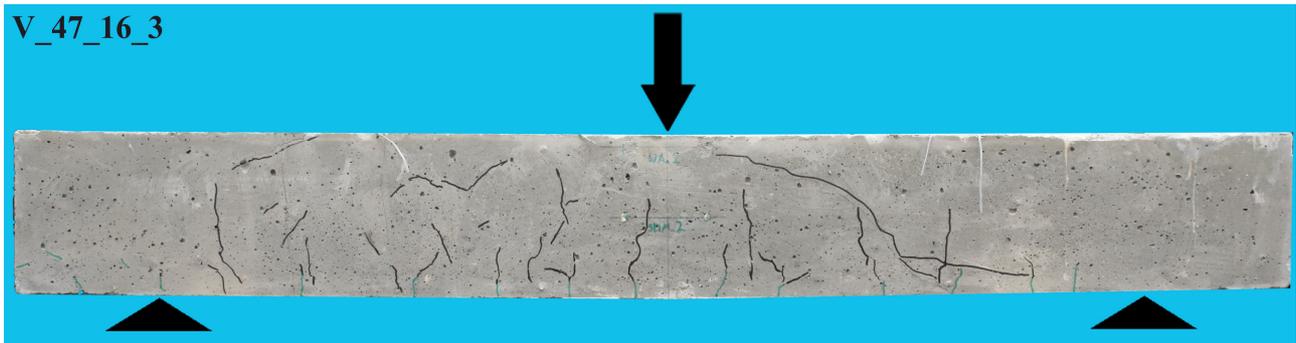


Querschnittshöhenänderung

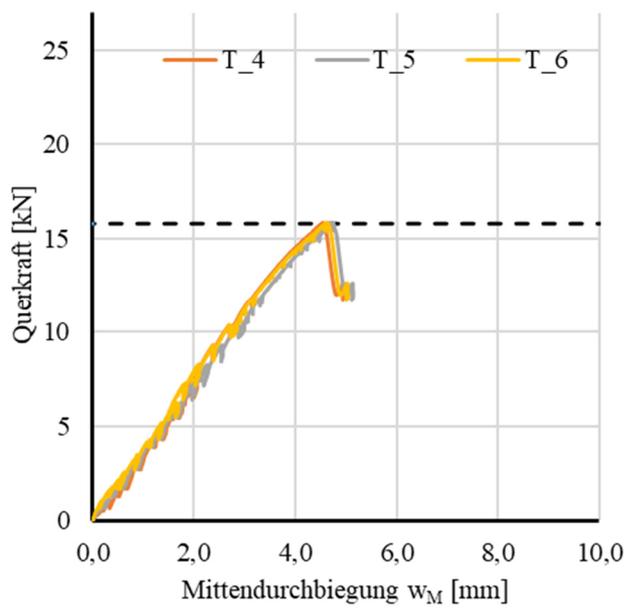


A.3.4.6 ERGEBNISSE VERSUCH V_47_16_3

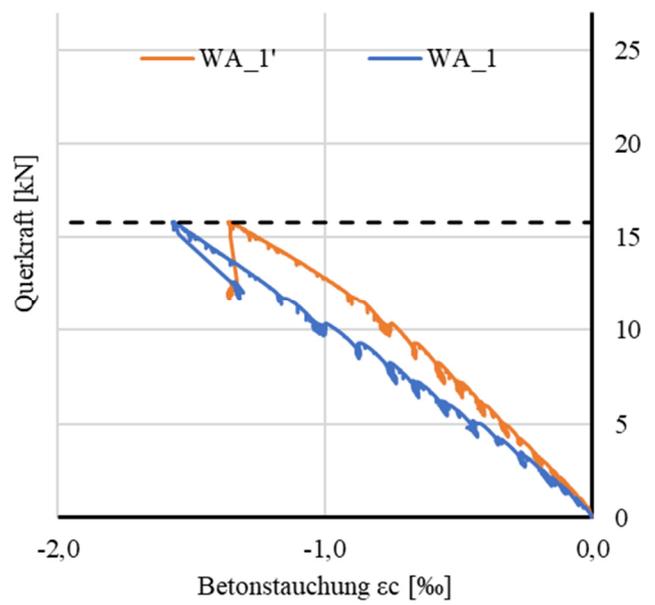
Rissbild nach Überlastung



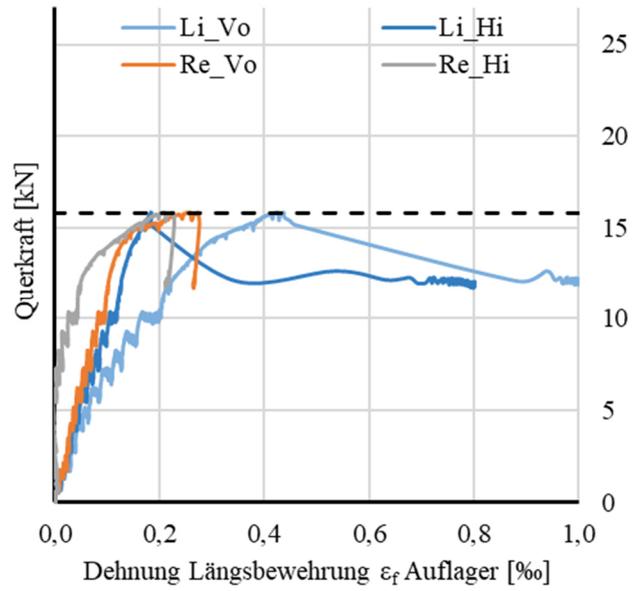
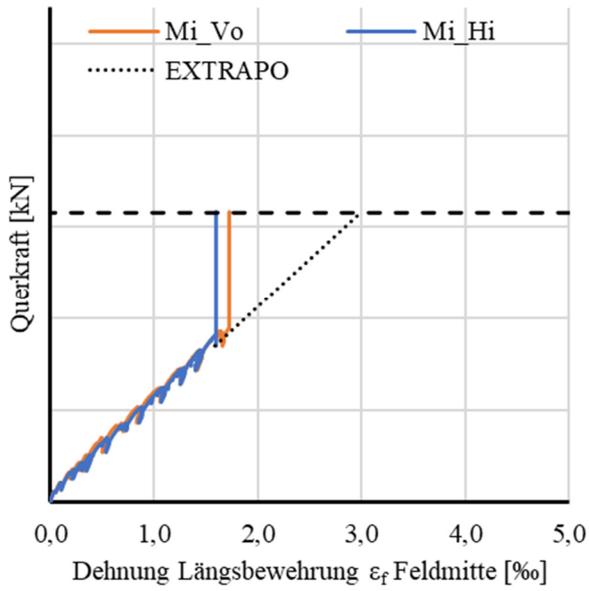
Durchbiegungen



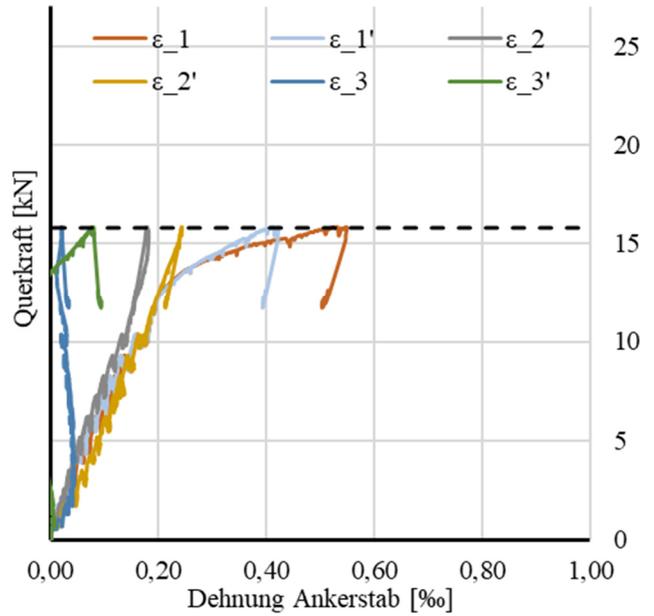
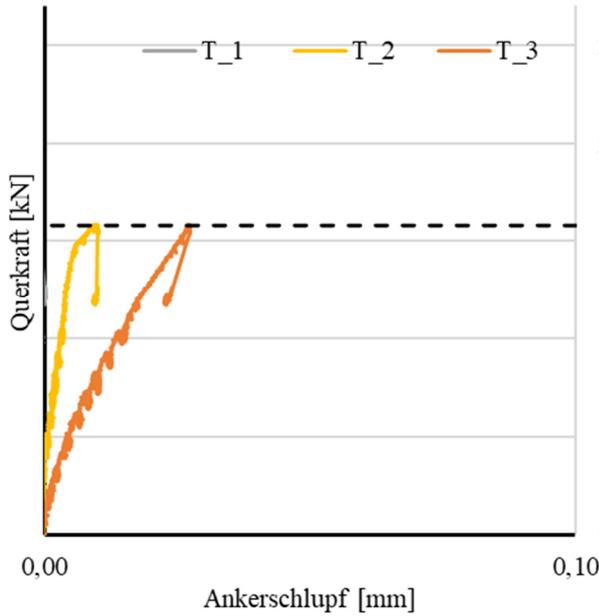
Betonstauchung

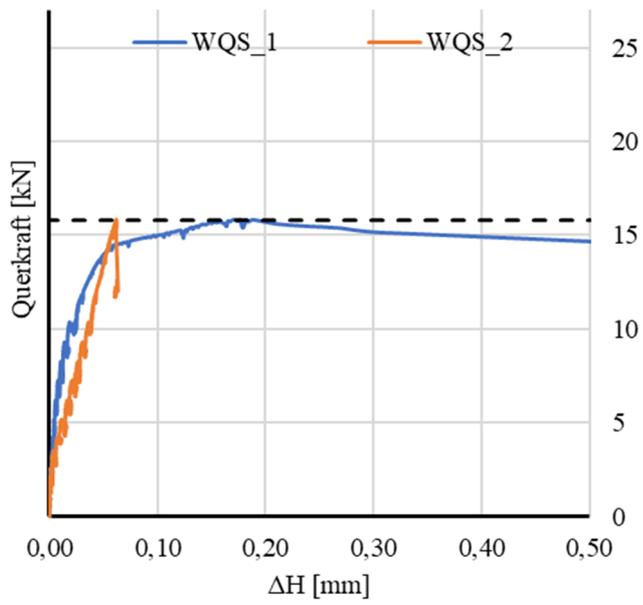


Bewehrungsdehnung

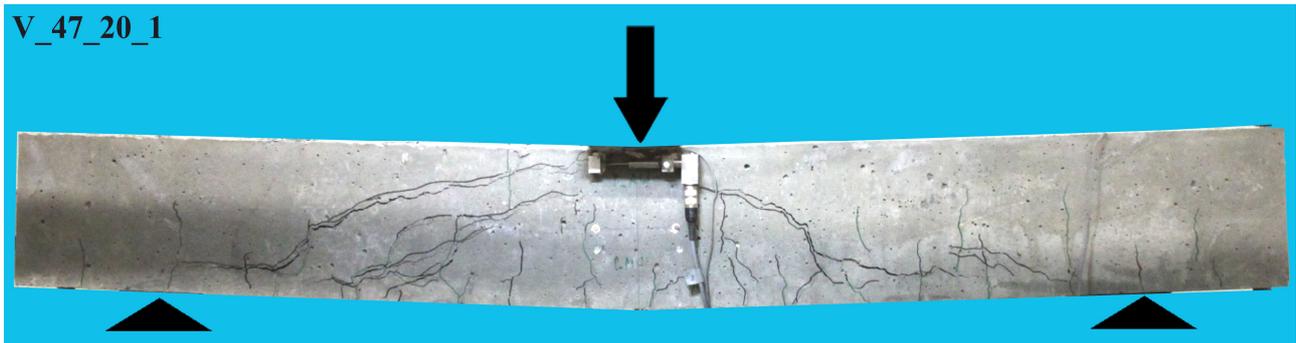


Tragverhalten DKB

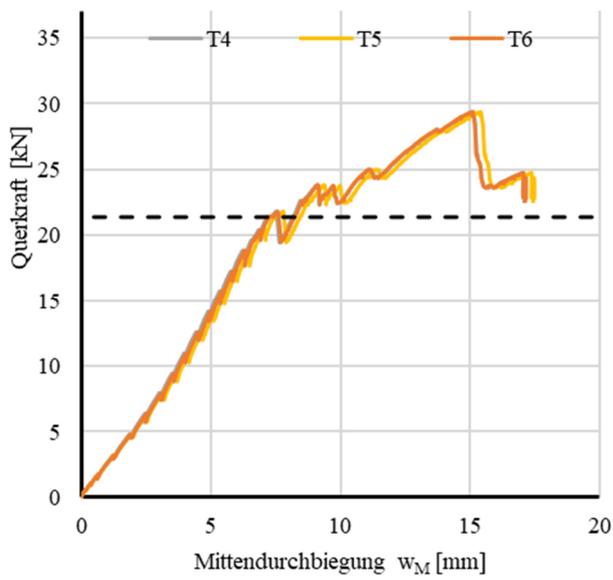


Querschnittshöhenänderung

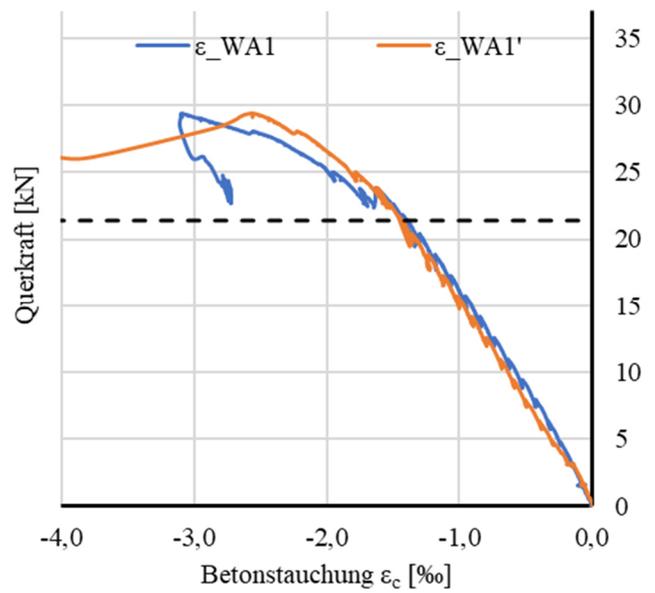
Rissbild nach Überlastung



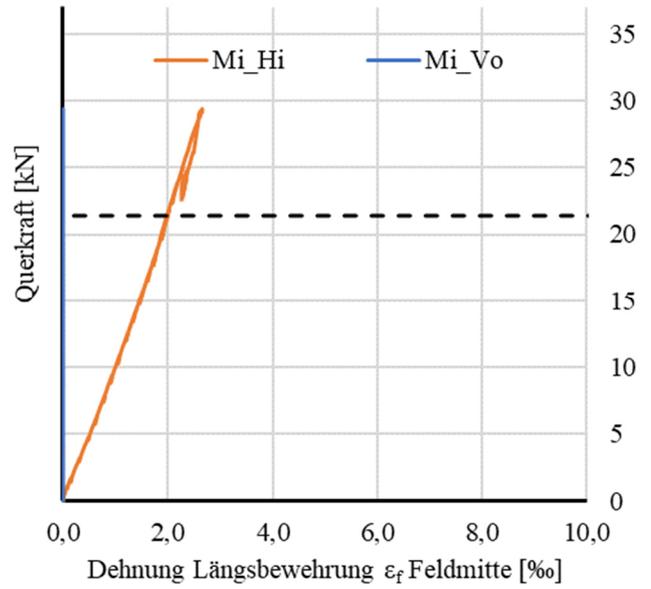
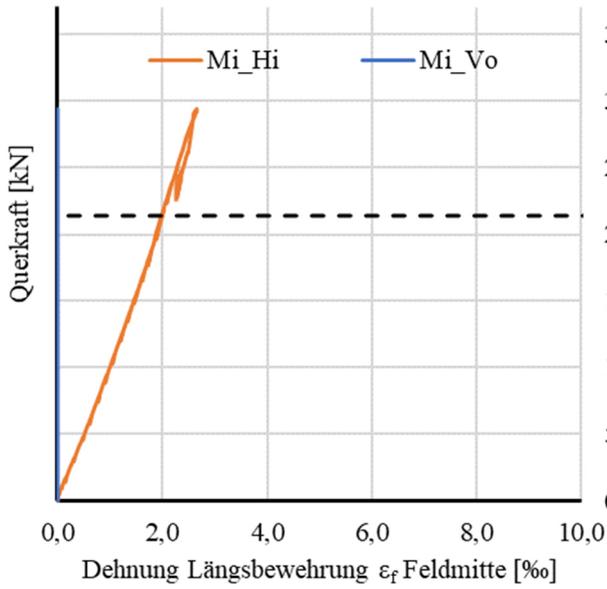
Durchbiegungen



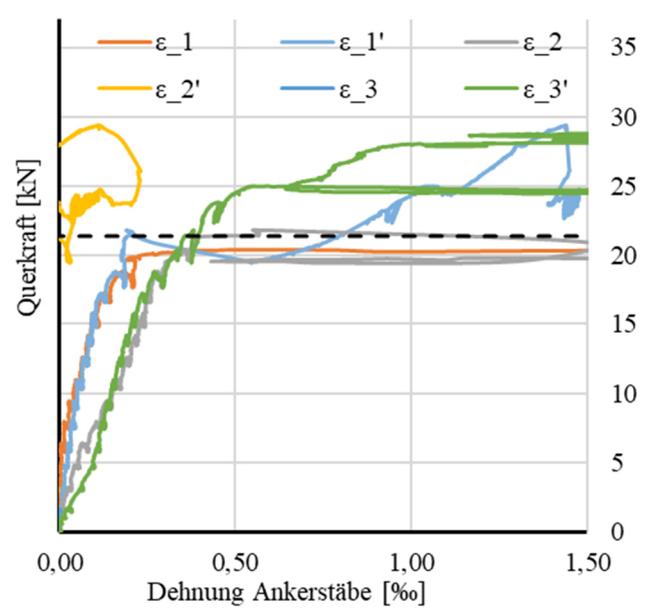
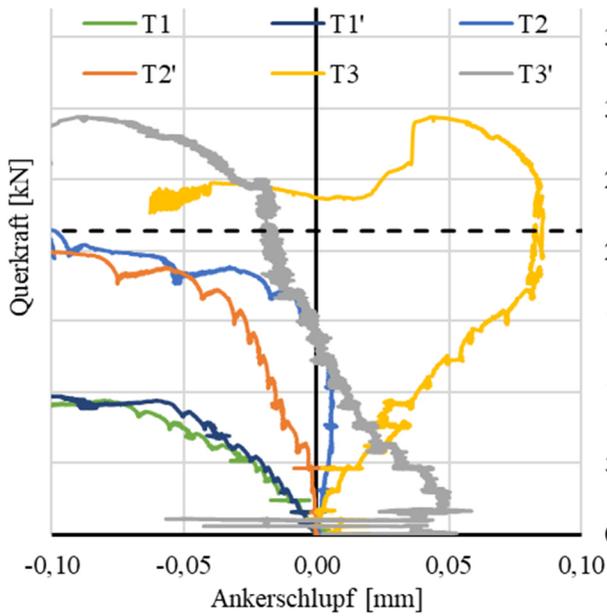
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung



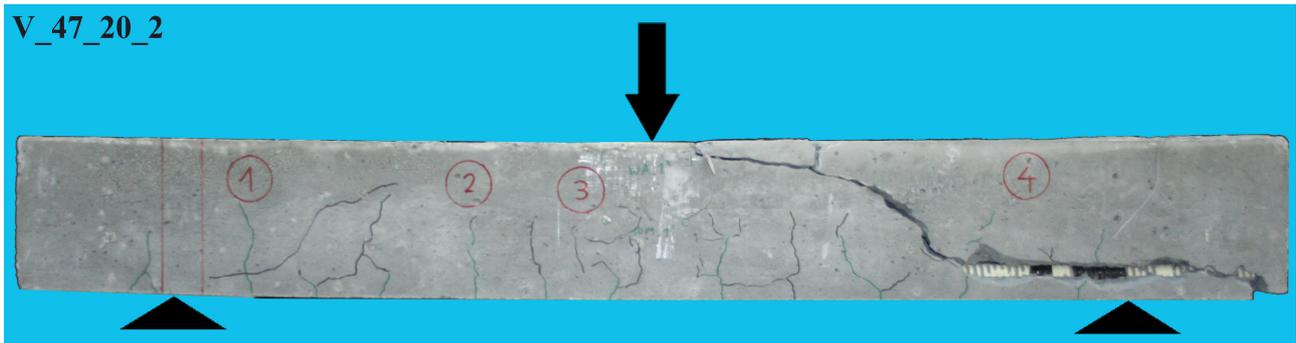
Tragverhalten DKB



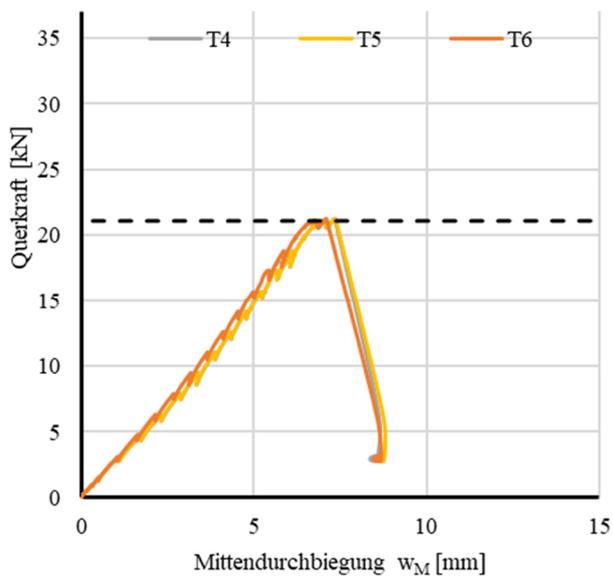
Querschnittshöhenänderung

k.A.

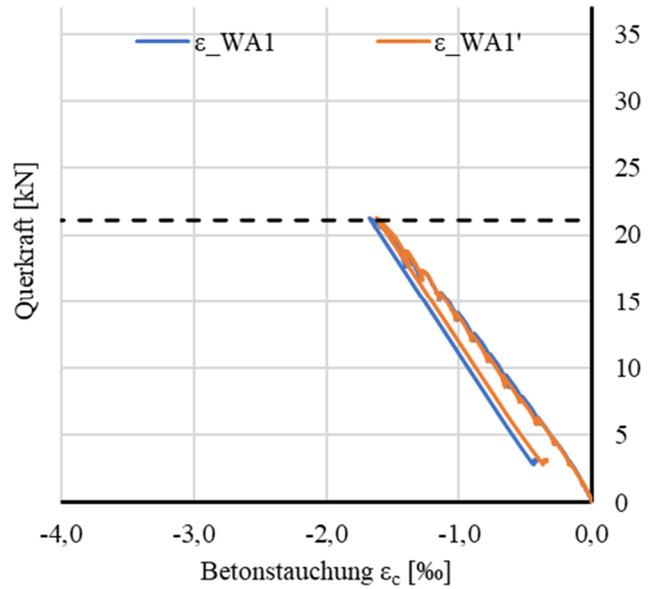
Rissbild nach Überlastung



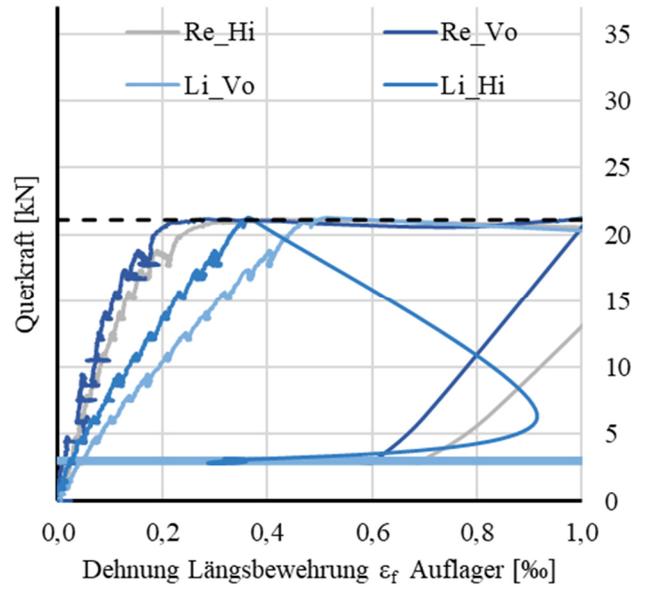
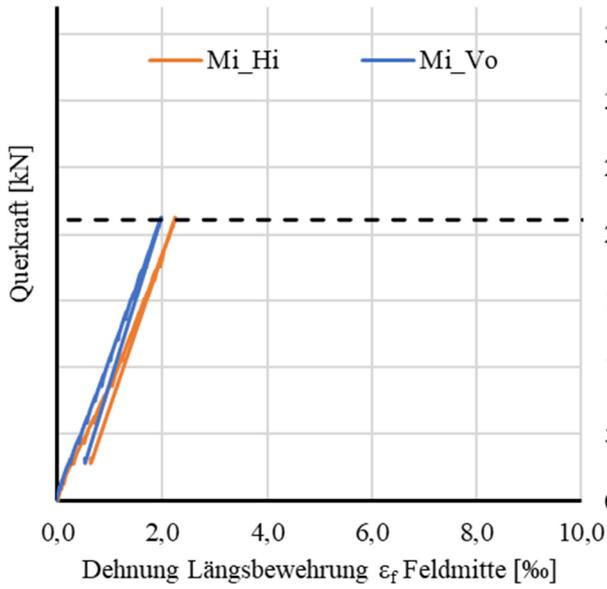
Durchbiegungen



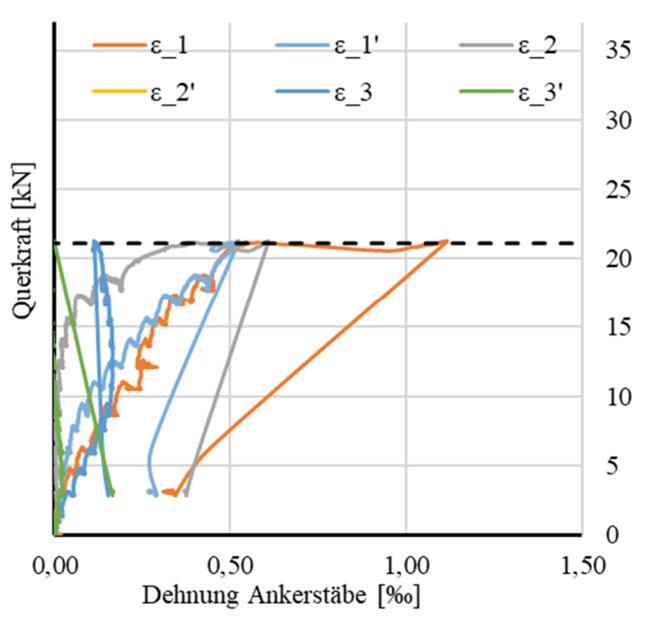
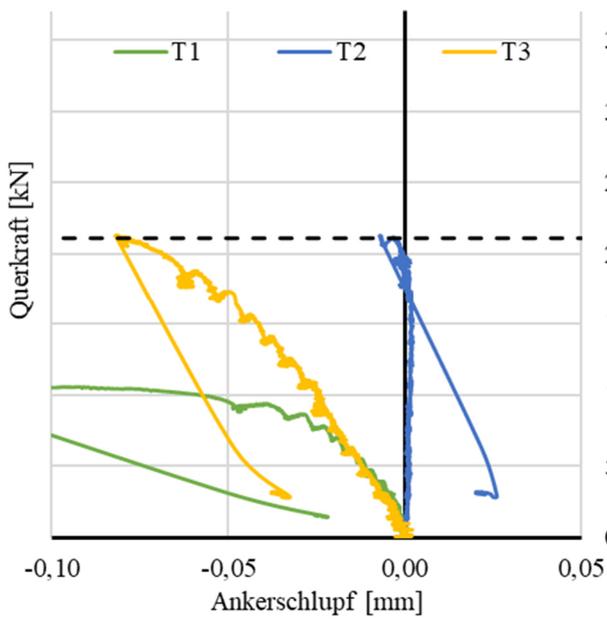
Betonstauchung



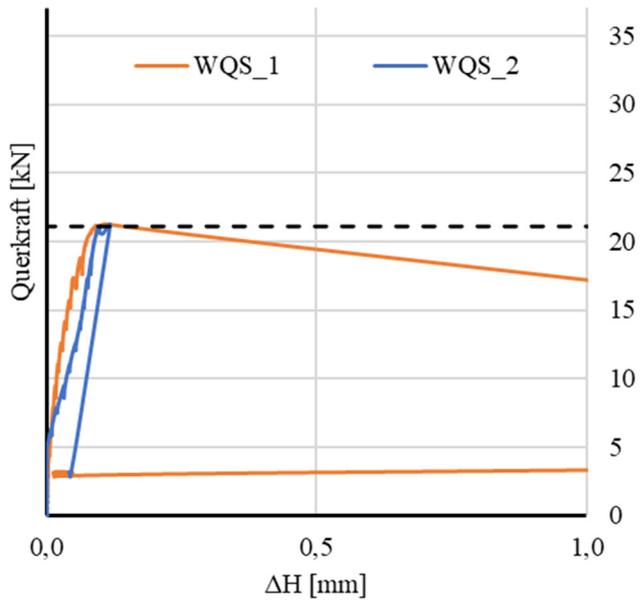
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

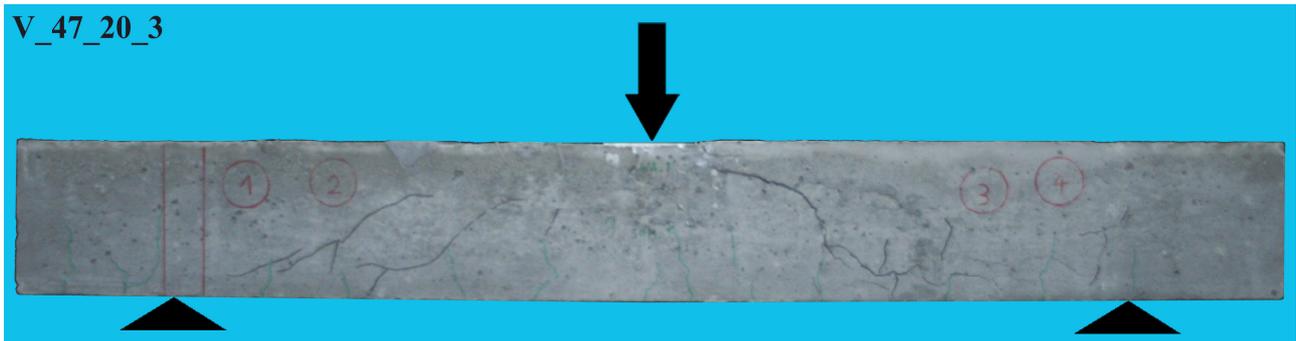


Querschnittshöhenänderung

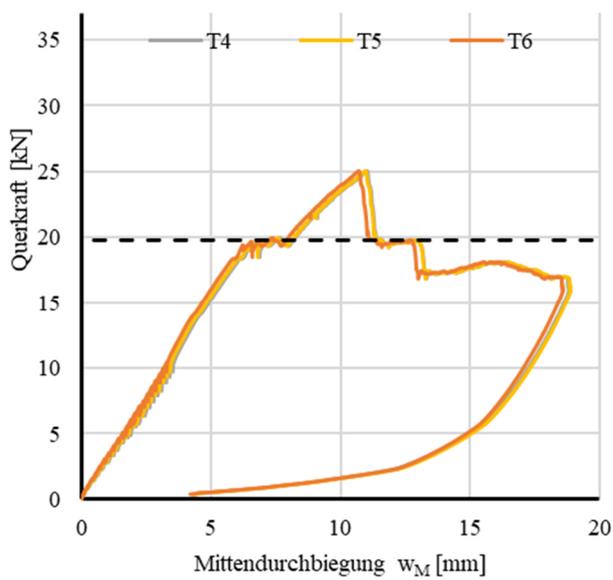


A.3.4.9 ERGEBNISSE VERSUCH V_47_20_3

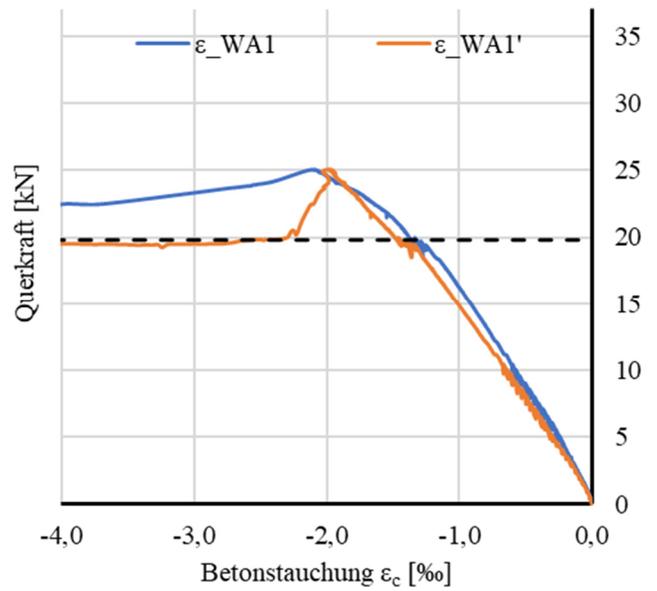
Rissbild nach Überlastung



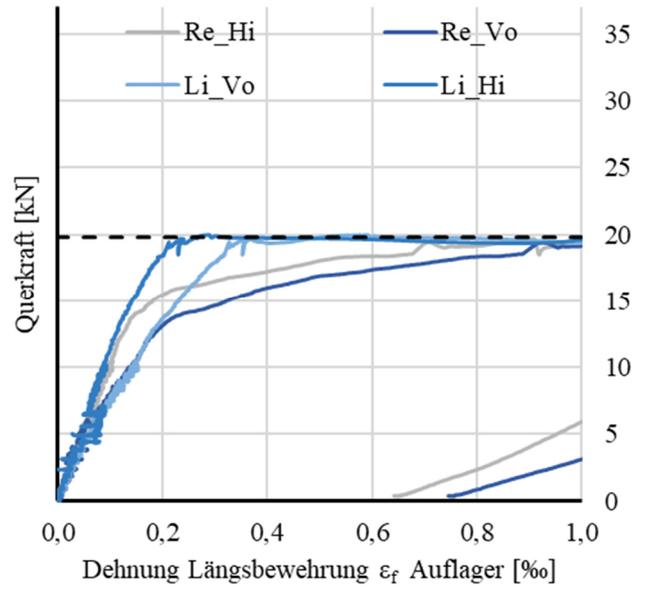
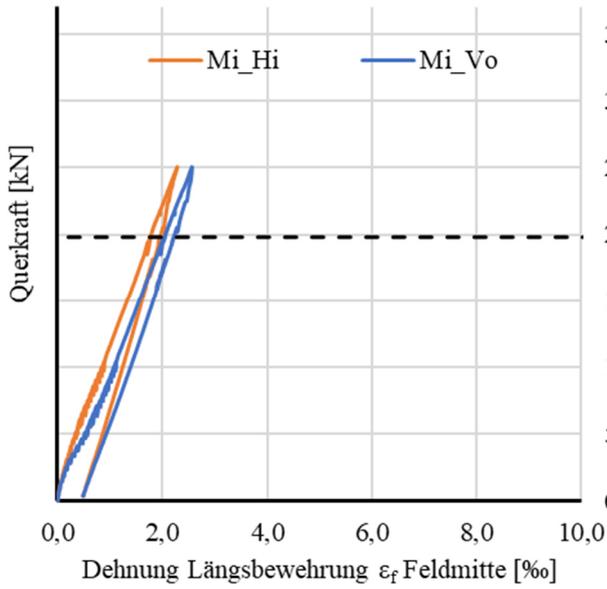
Durchbiegungen



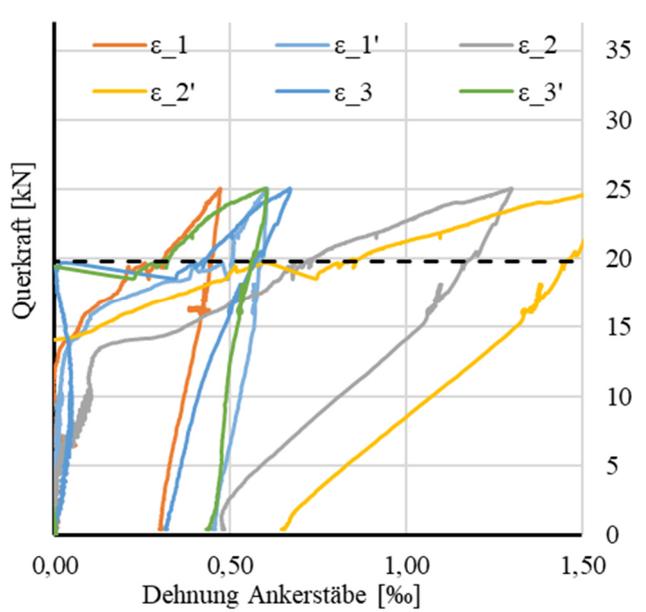
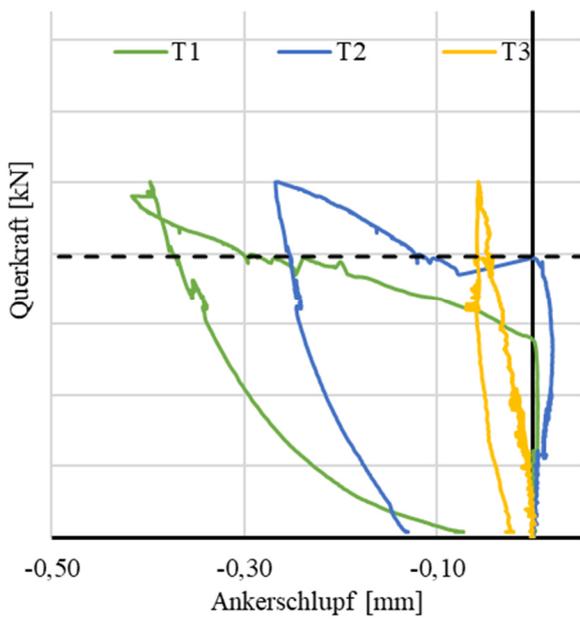
Betonstauchung

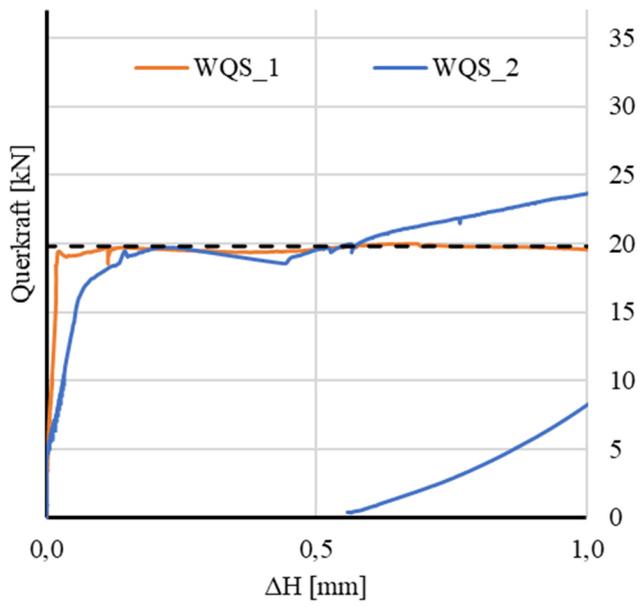


Bewehrungsdehnung



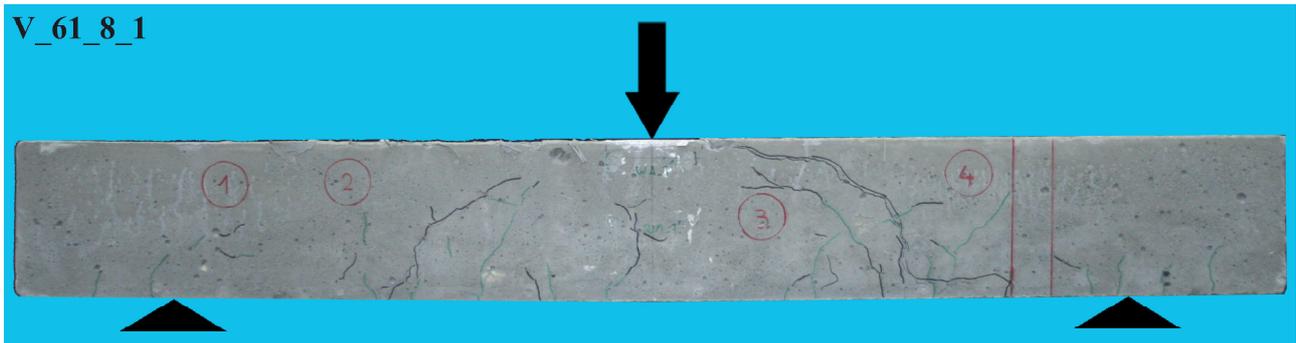
Tragverhalten DKB



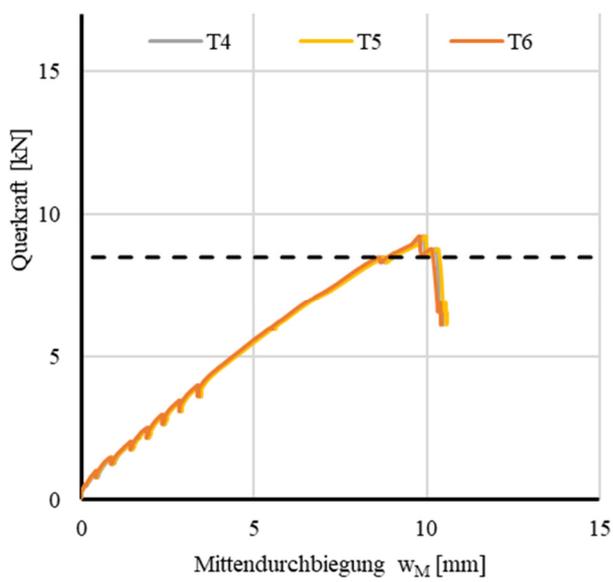
Querschnittshöhenänderung

A.3.4.10 ERGEBNISSE VERSUCH V_61_8_1

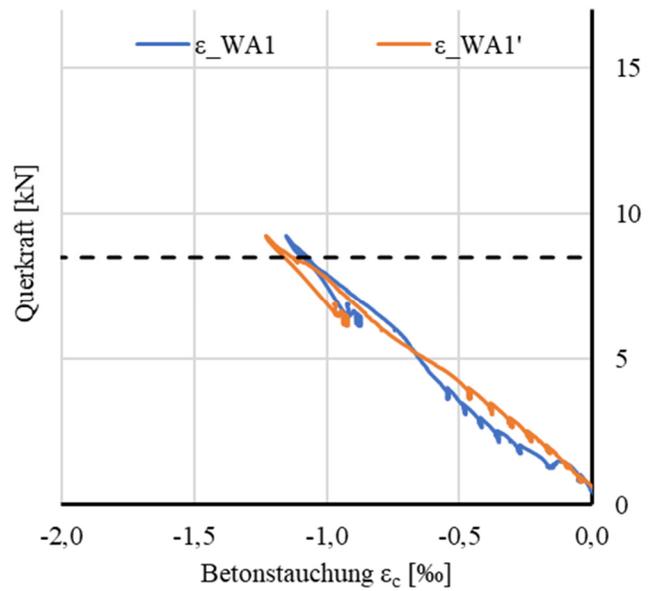
Rissbild nach Überlastung



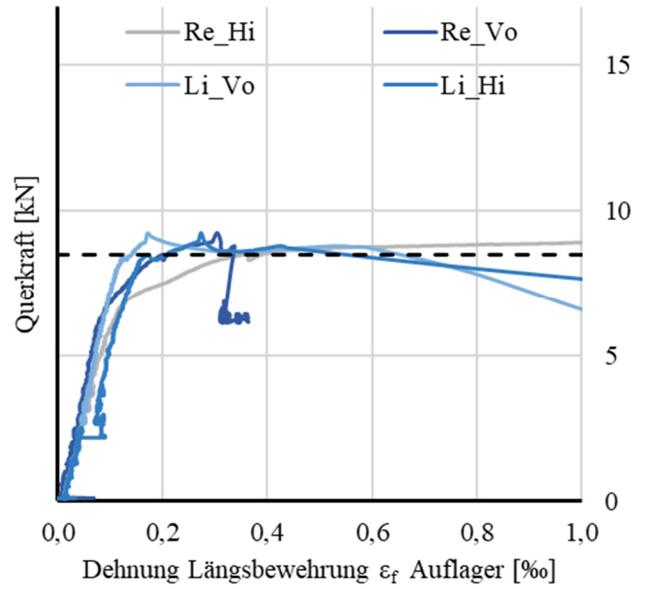
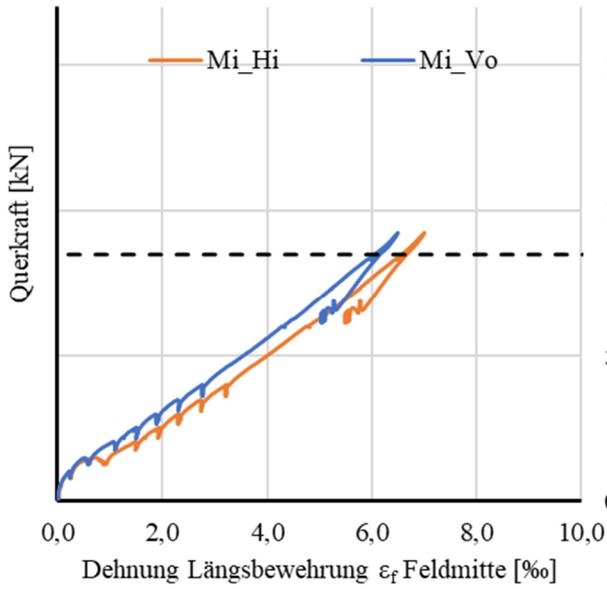
Durchbiegungen



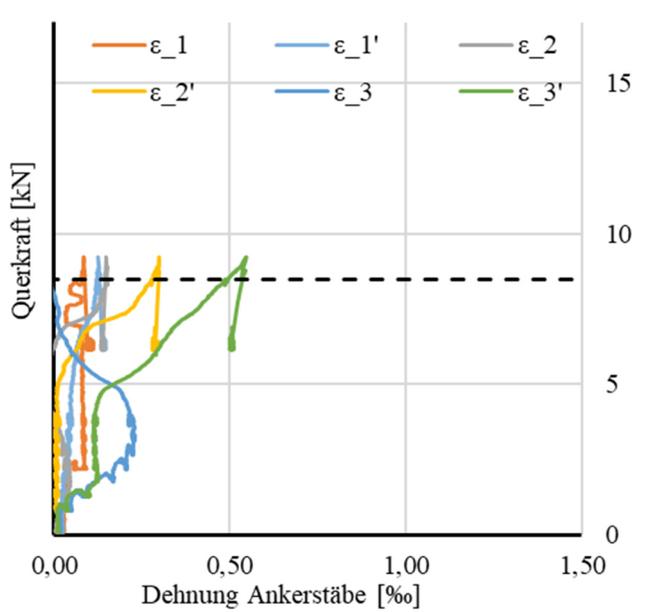
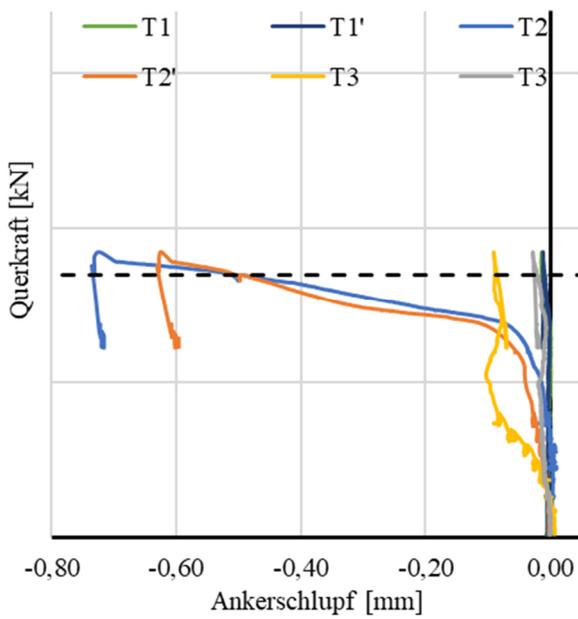
Betonstauchung



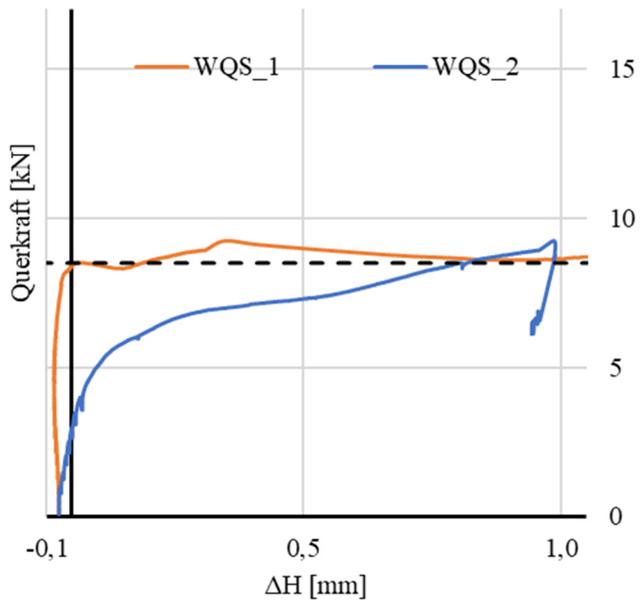
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

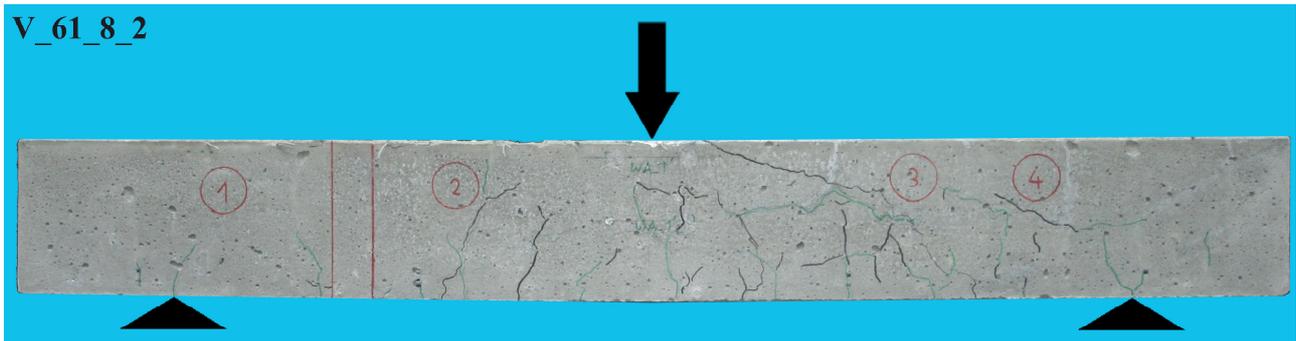


Querschnittshöhenänderung

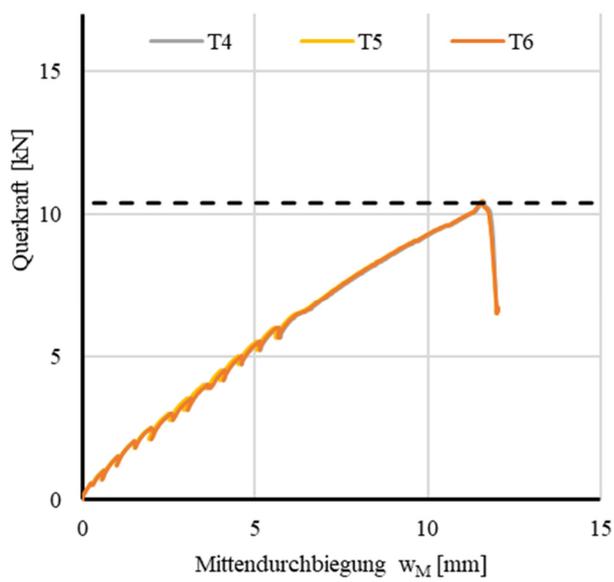


A.3.4.11 ERGEBNISSE VERSUCH V_61_8_2

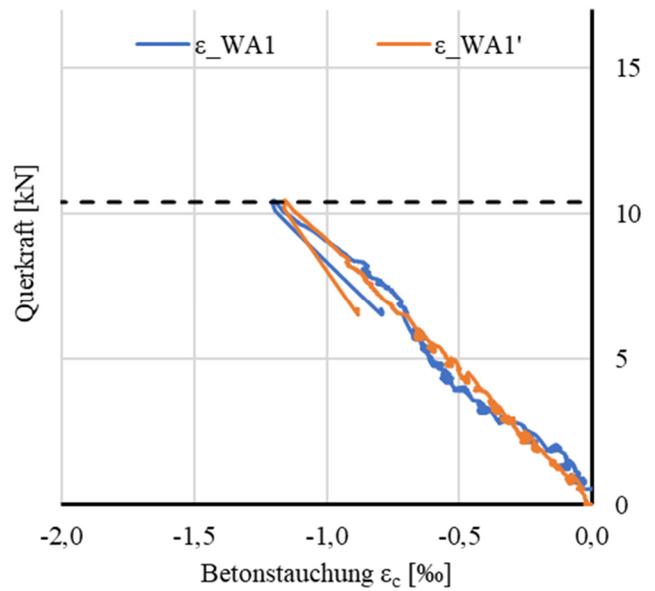
Rissbild nach Überlastung



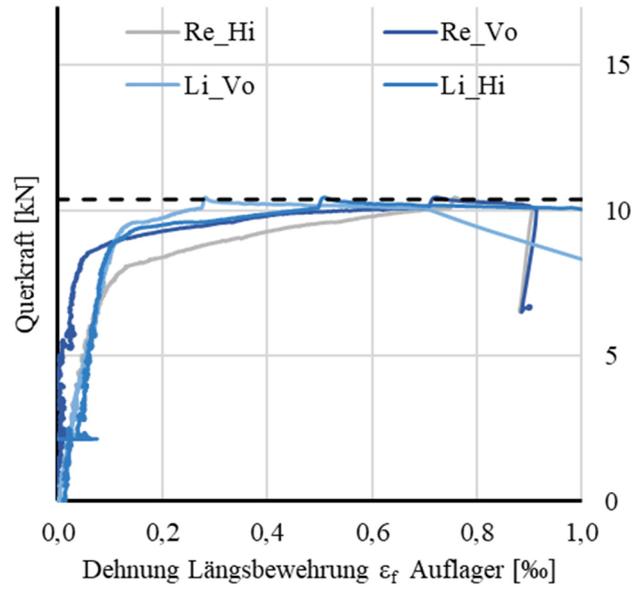
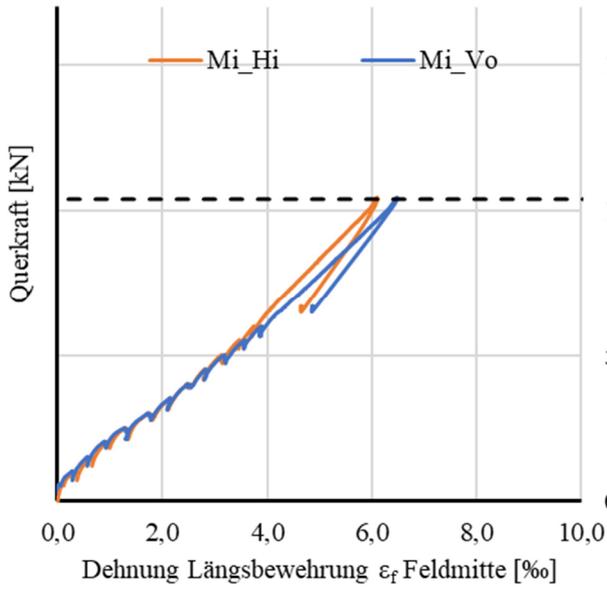
Durchbiegungen



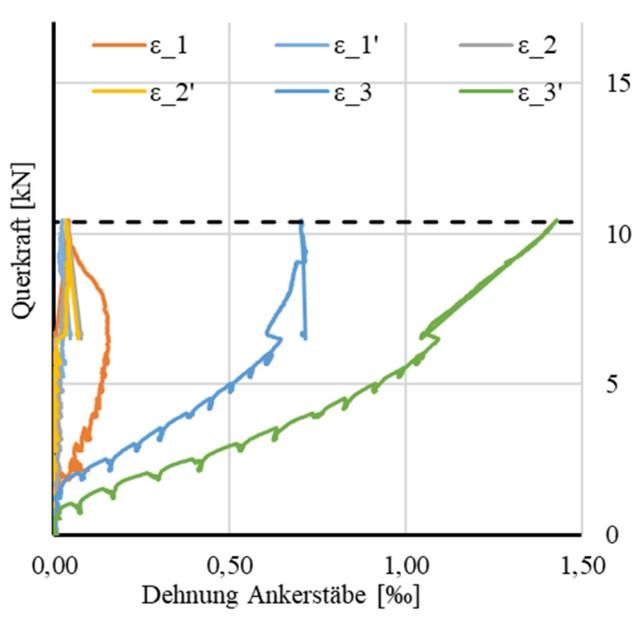
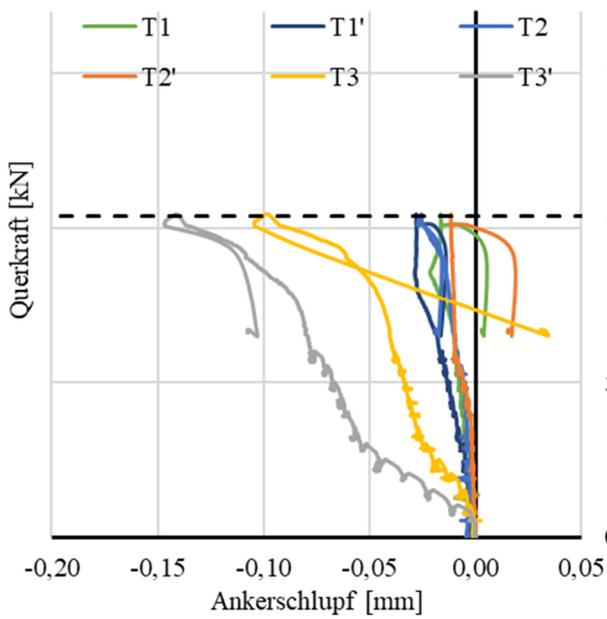
Betonstauchung

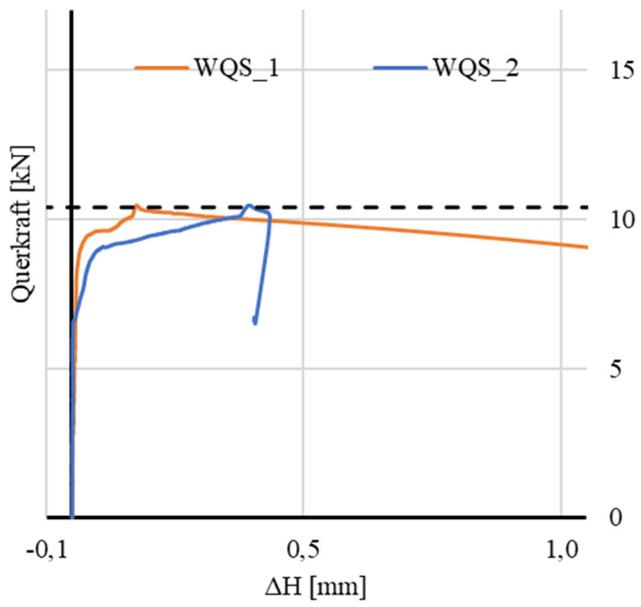


Bewehrungsdehnung

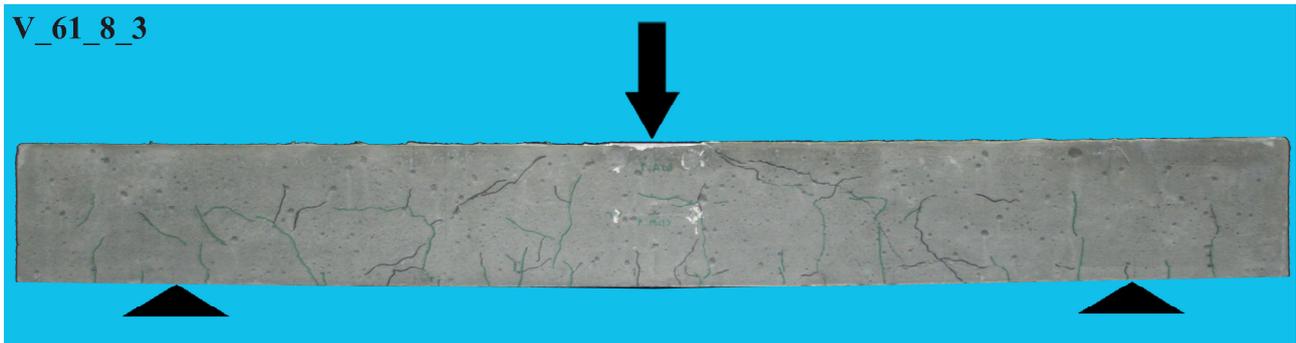


Tragverhalten DKB

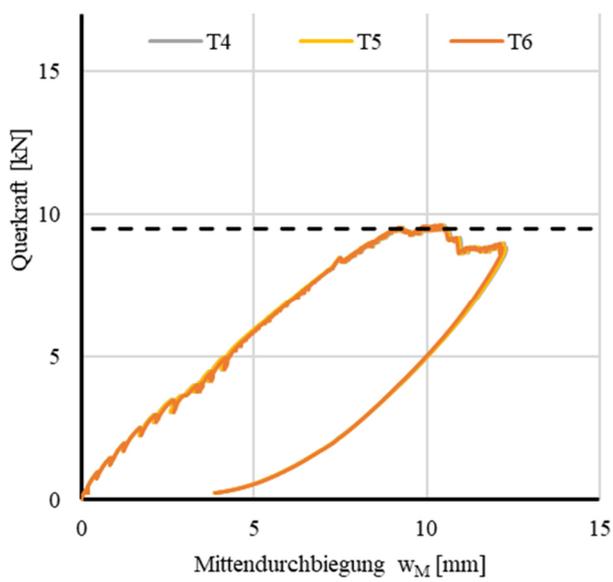


Querschnittshöhenänderung

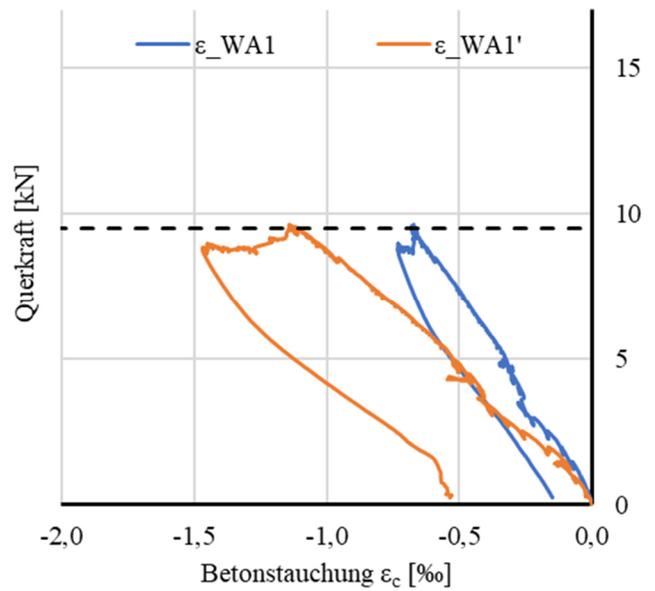
Rissbild nach Überlastung



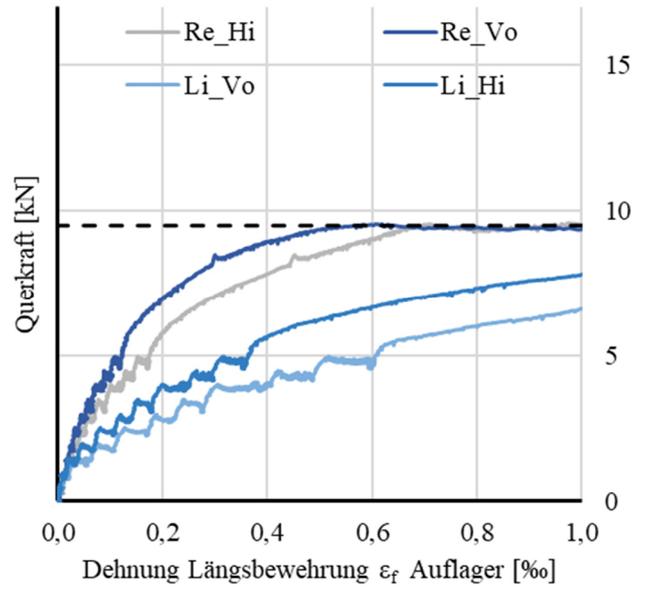
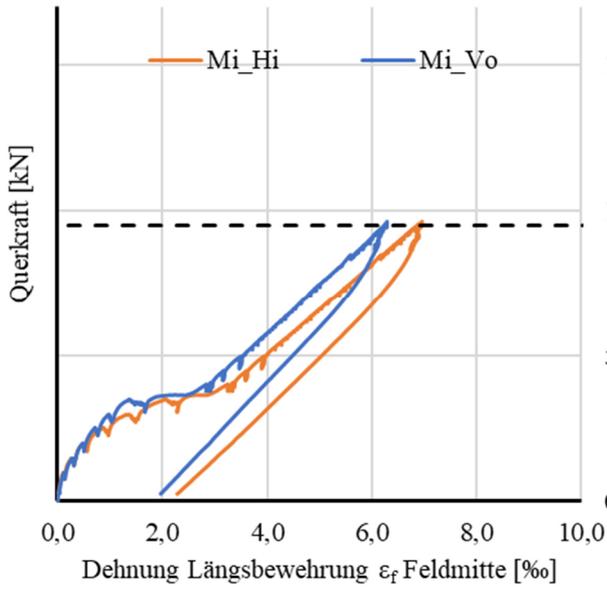
Durchbiegungen



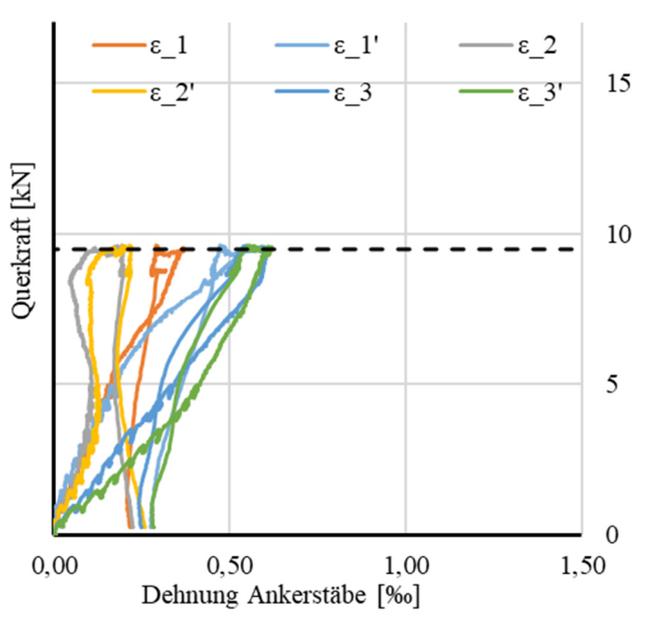
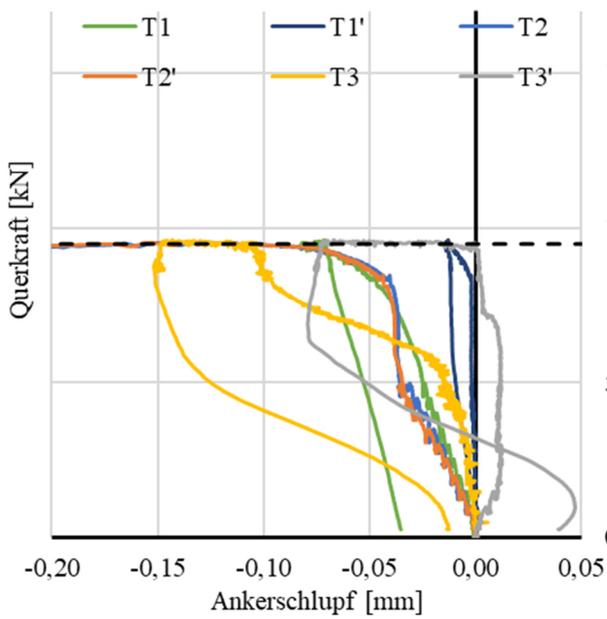
Betonstauchung



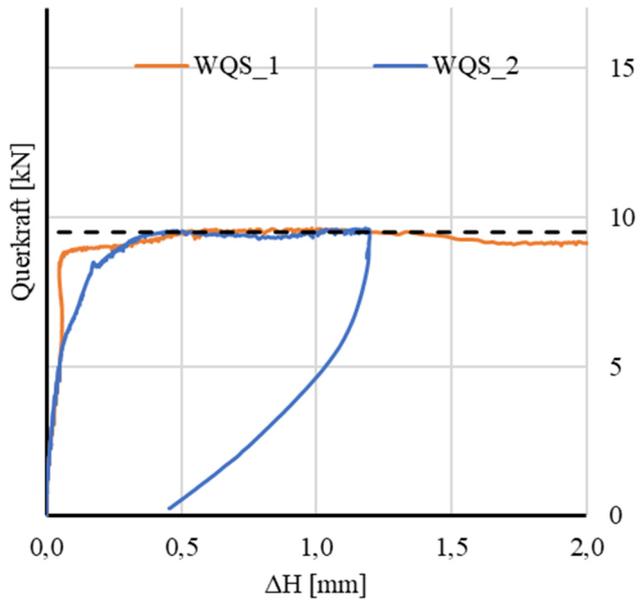
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

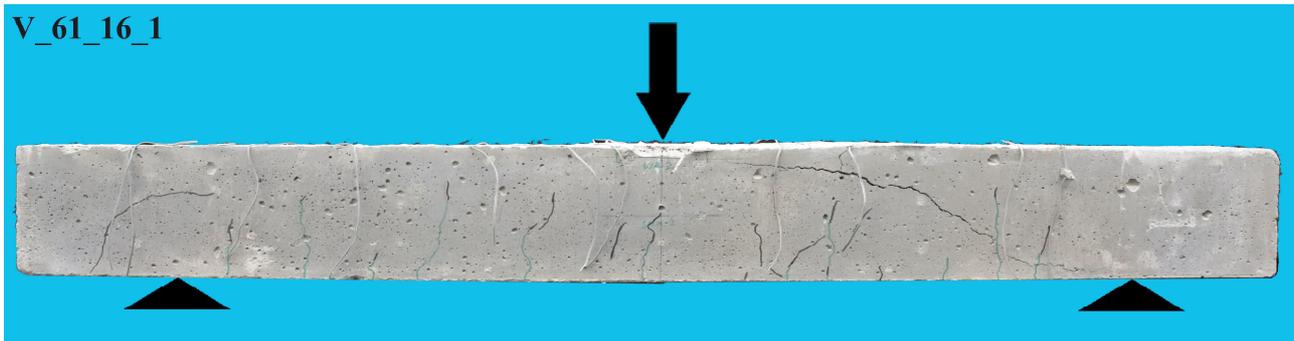


Querschnittshöhenänderung

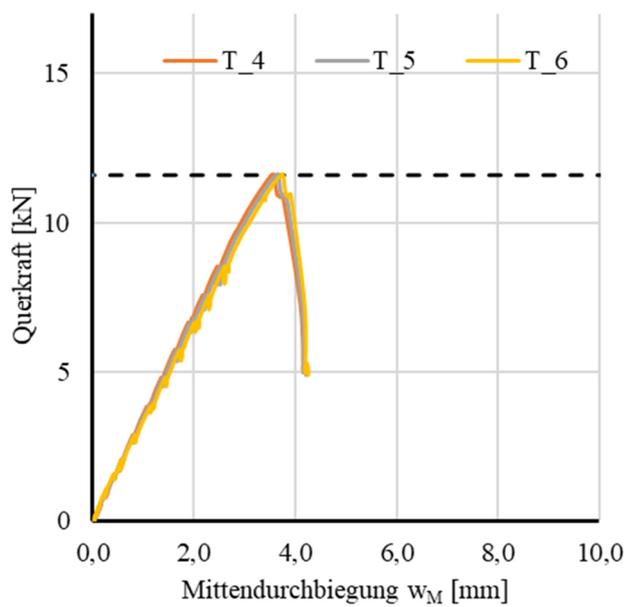


A.3.4.13 ERGEBNISSE VERSUCH V_61_16_1

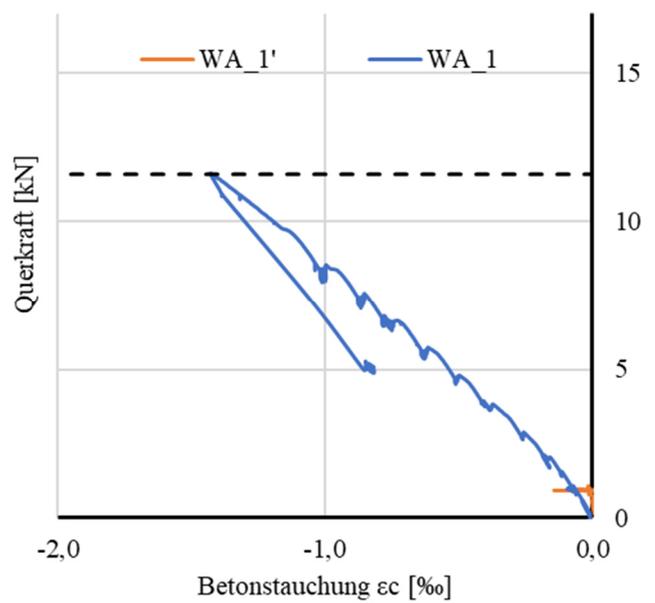
Rissbild nach Überlastung



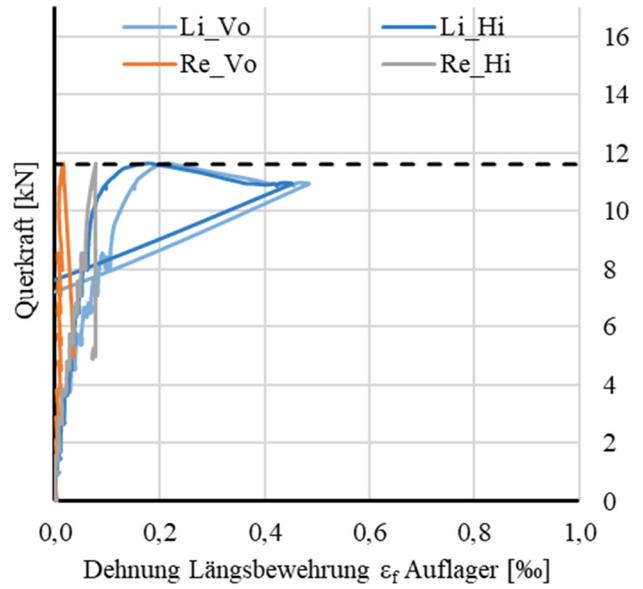
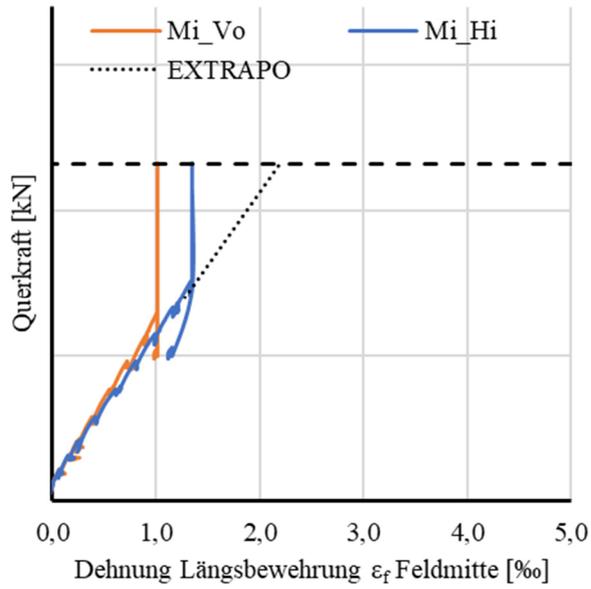
Durchbiegungen



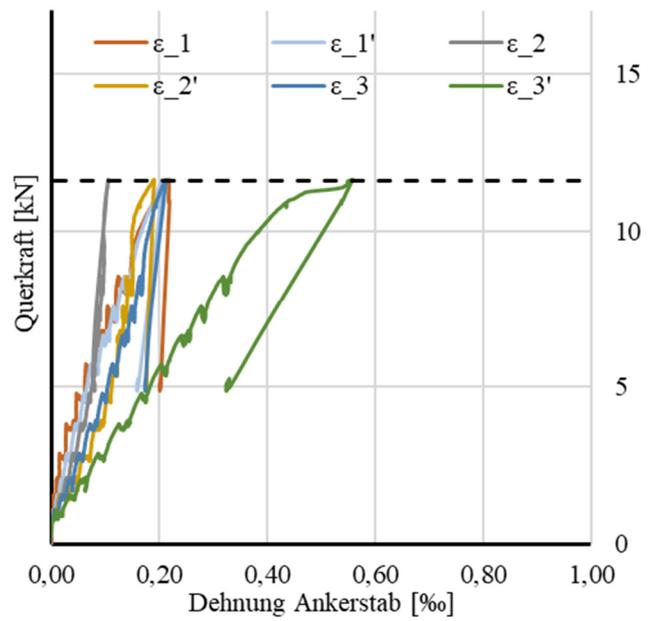
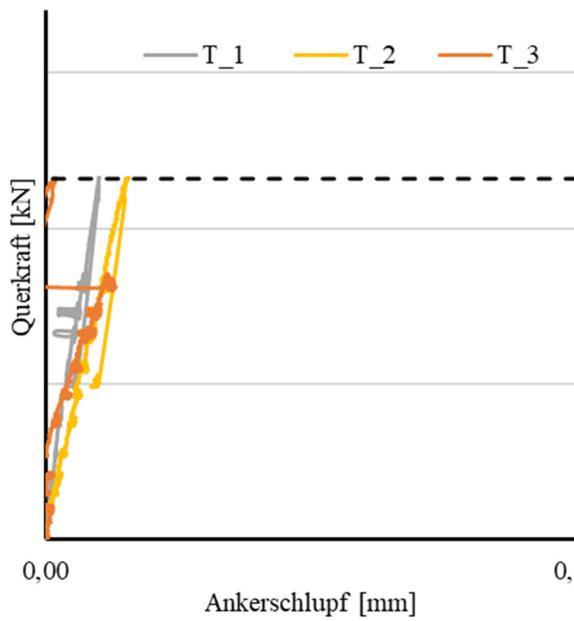
Betonstauchung

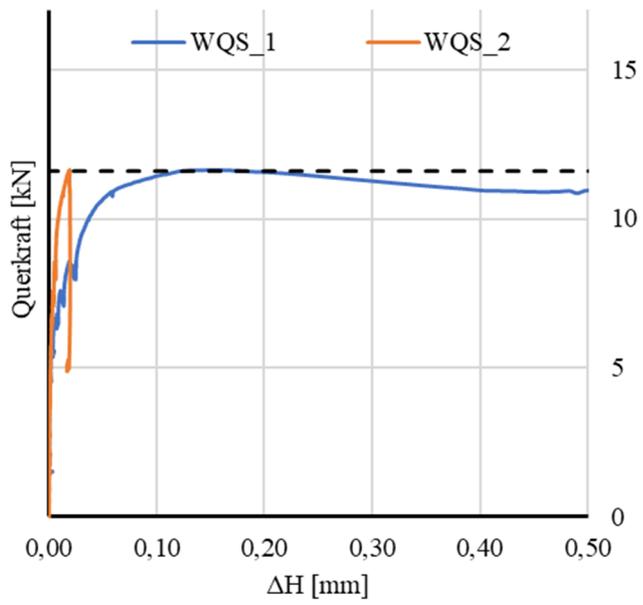


Bewehrungsdehnung

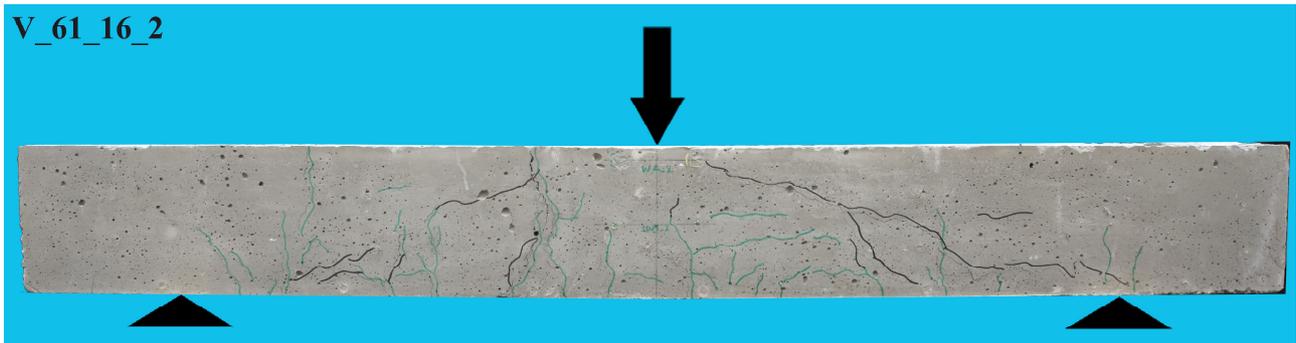


Tragverhalten DKB

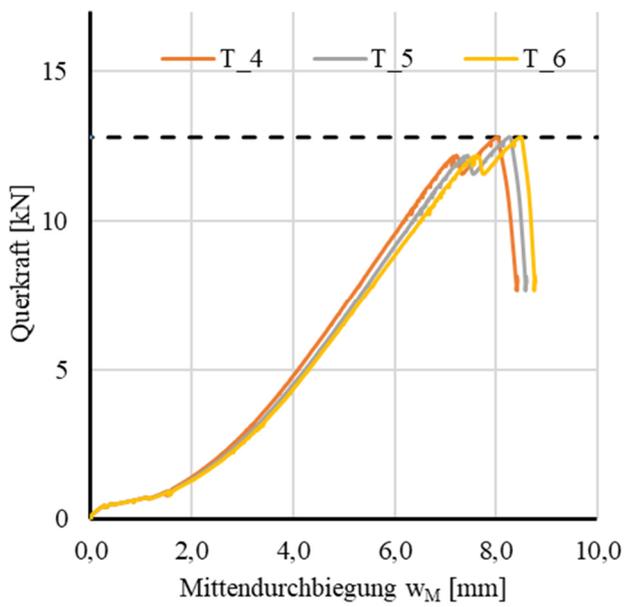


Querschnittshöhenänderung

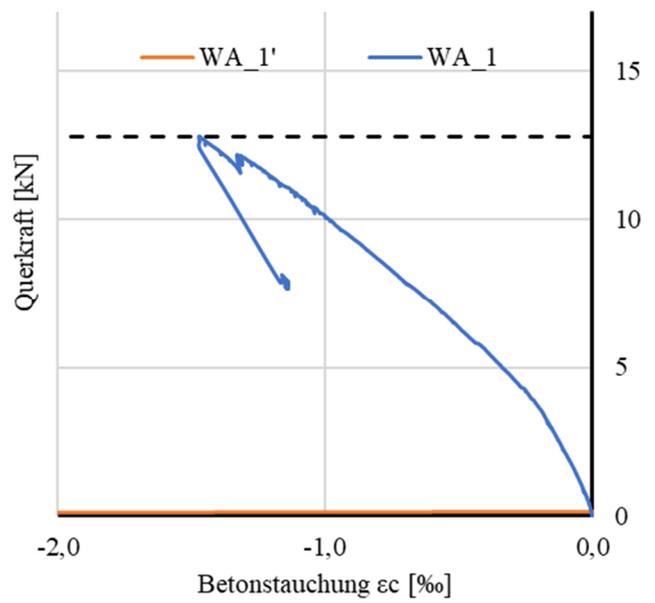
Rissbild nach Überlastung



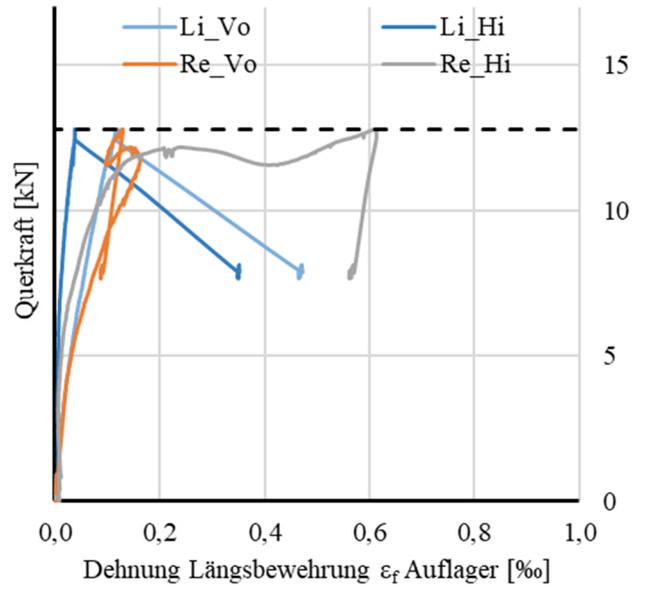
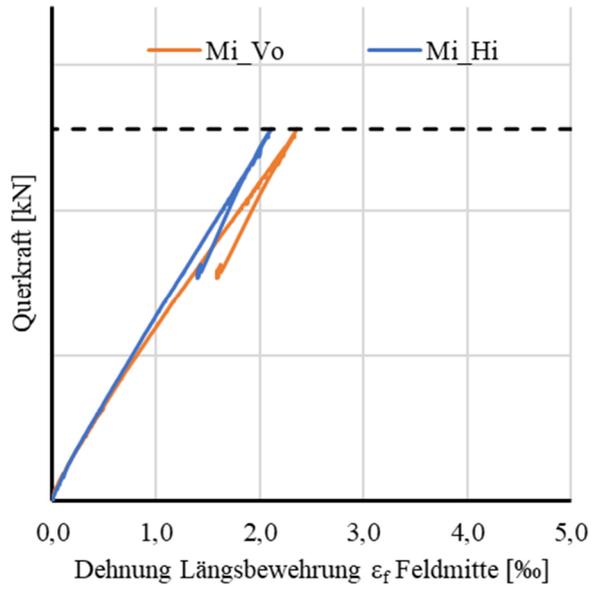
Durchbiegungen



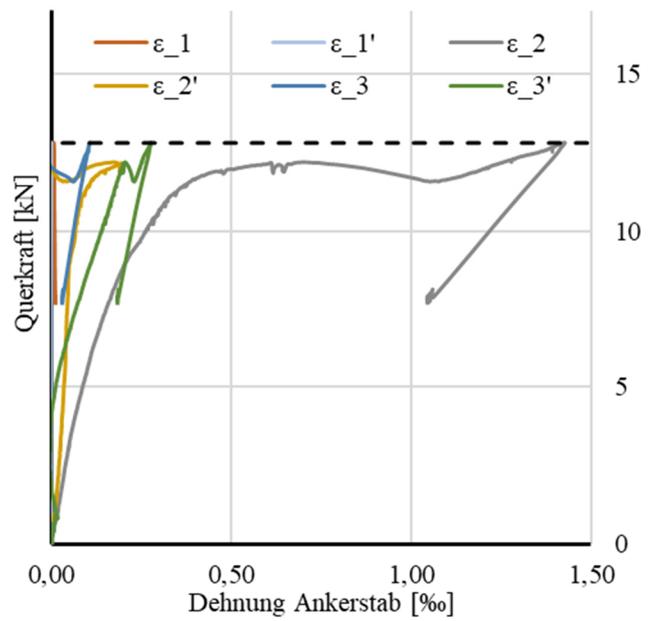
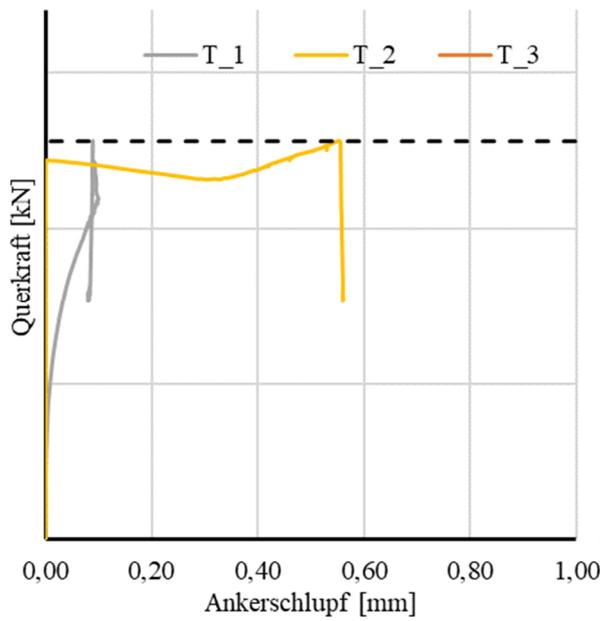
Betonstauchung



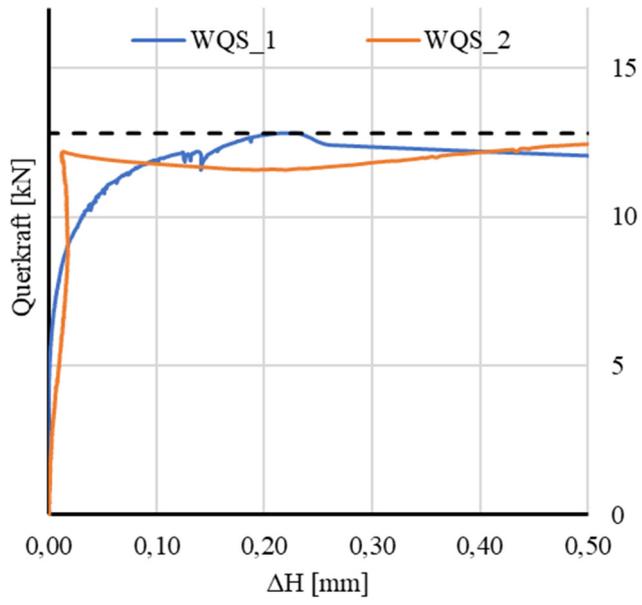
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

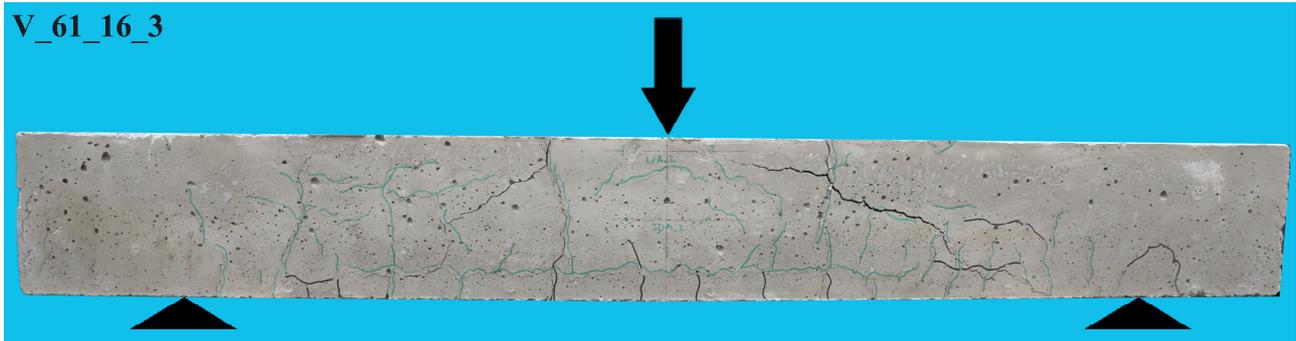


Querschnittshöhenänderung

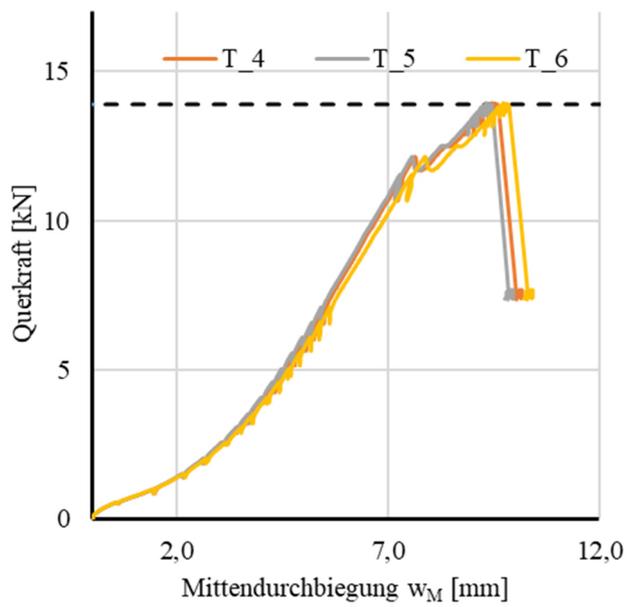


A.3.4.15 ERGEBNISSE VERSUCH V_61_16_3

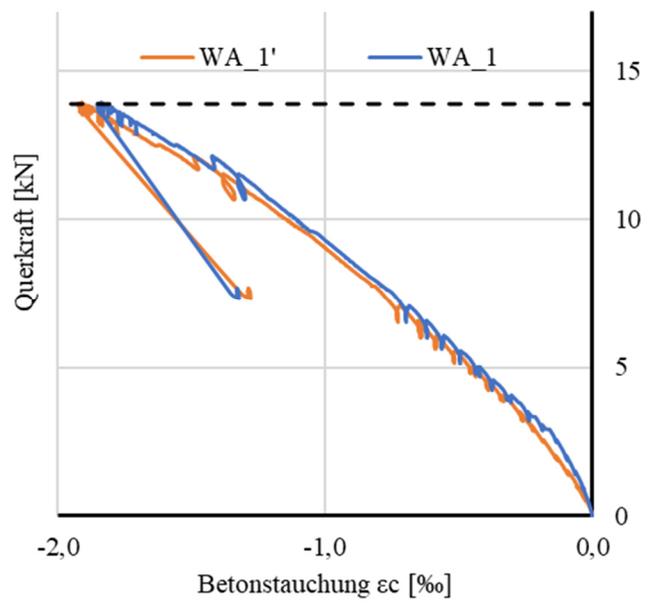
Rissbild nach Überlastung



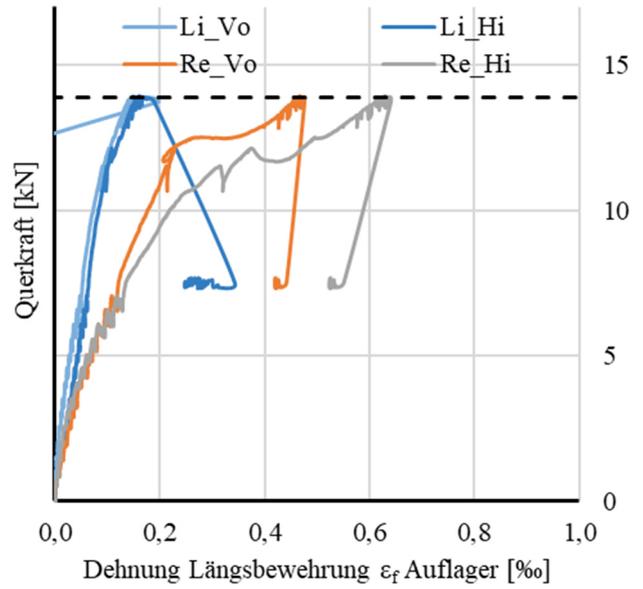
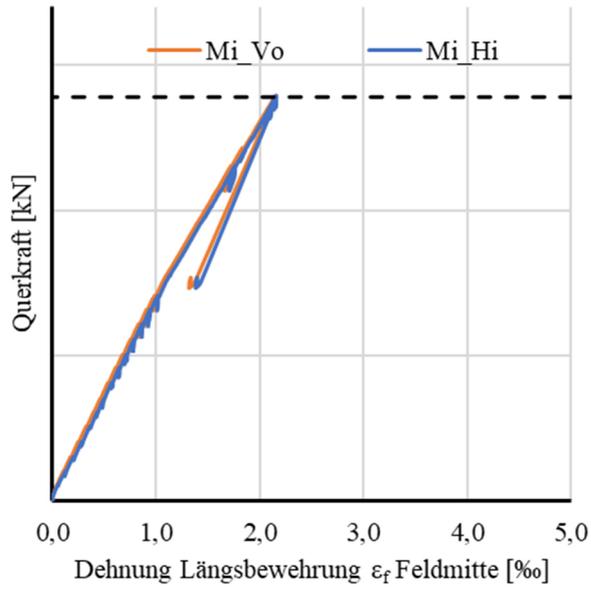
Durchbiegungen



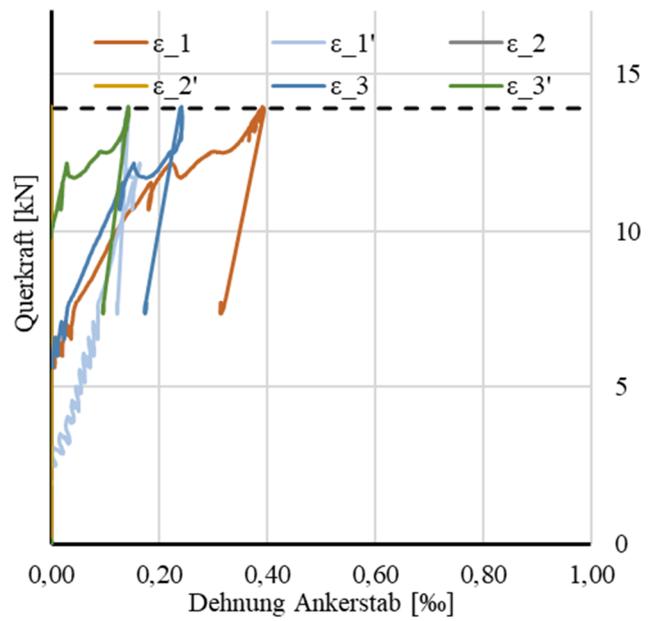
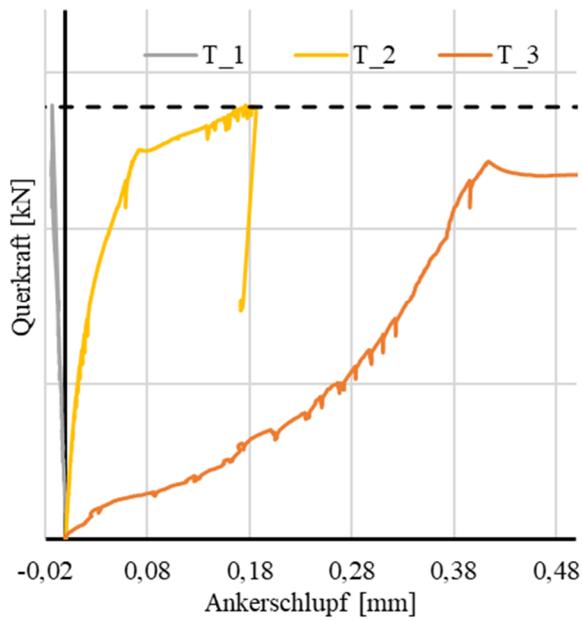
Betonstauchung

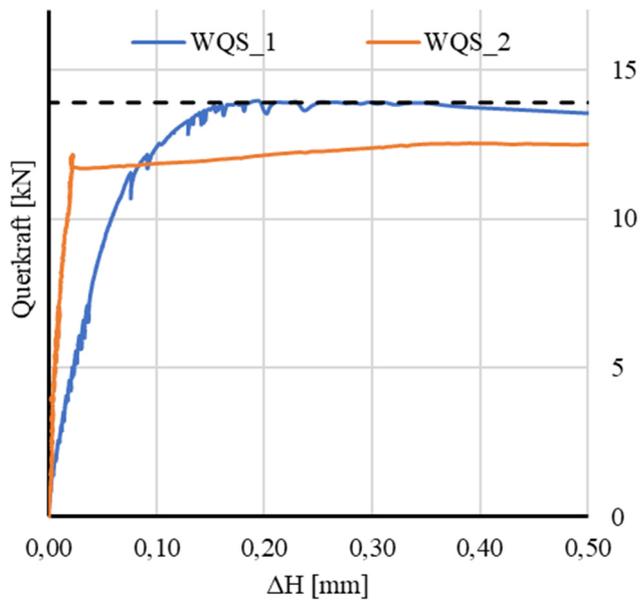


Bewehrungsdehnung

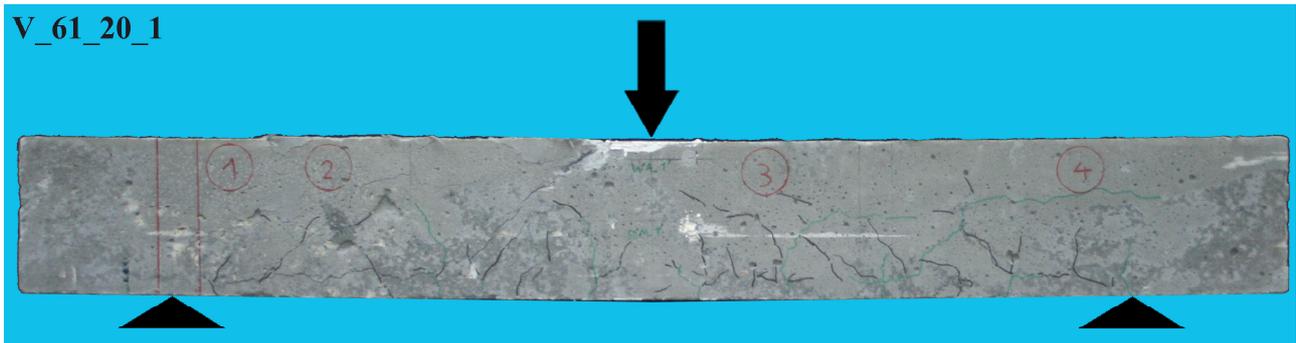


Tragverhalten DKB

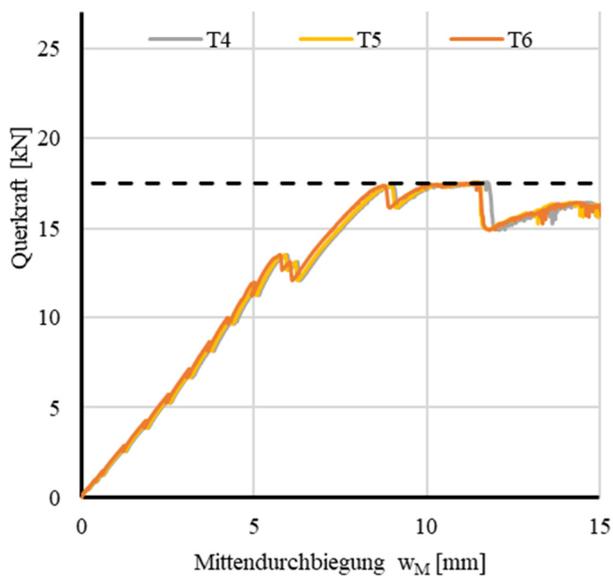


Querschnittshöhenänderung

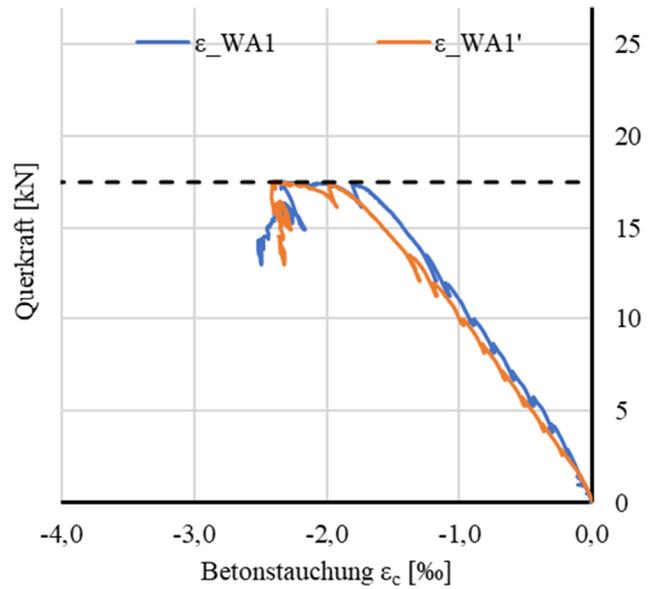
Rissbild nach Überlastung



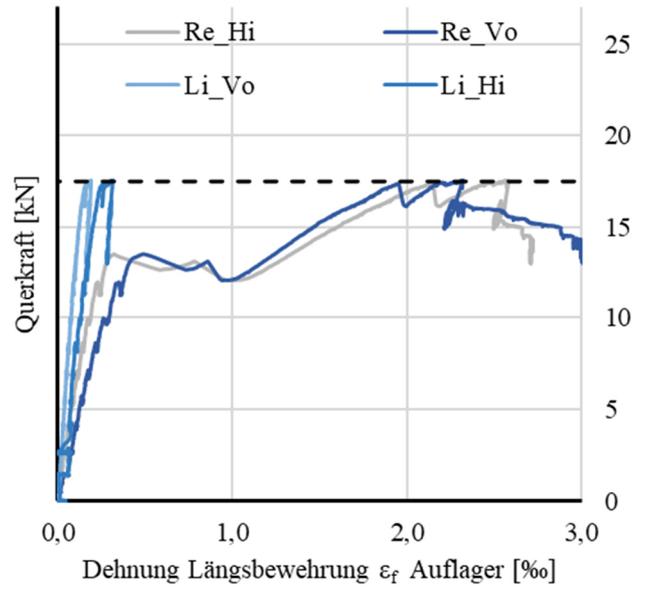
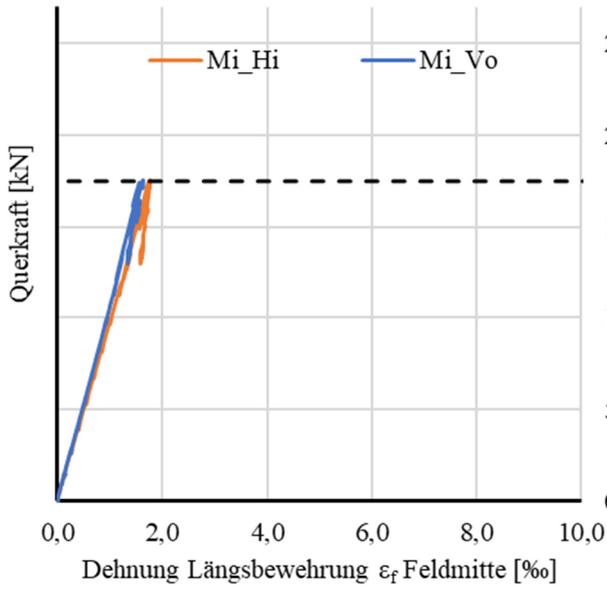
Durchbiegungen



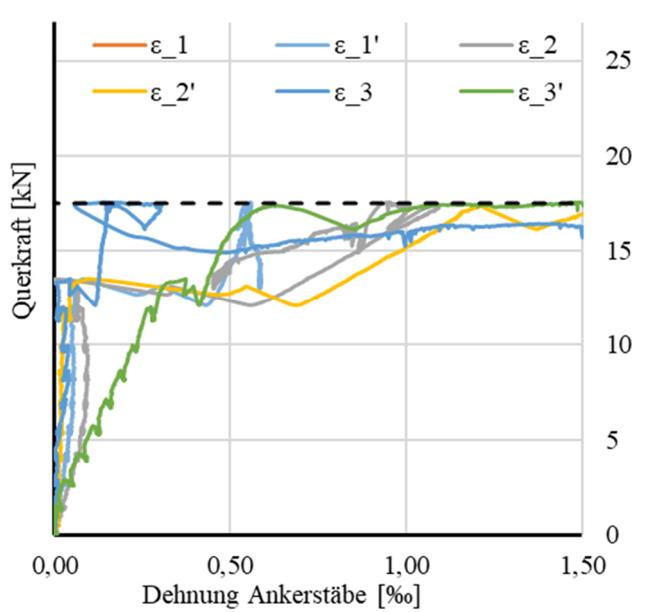
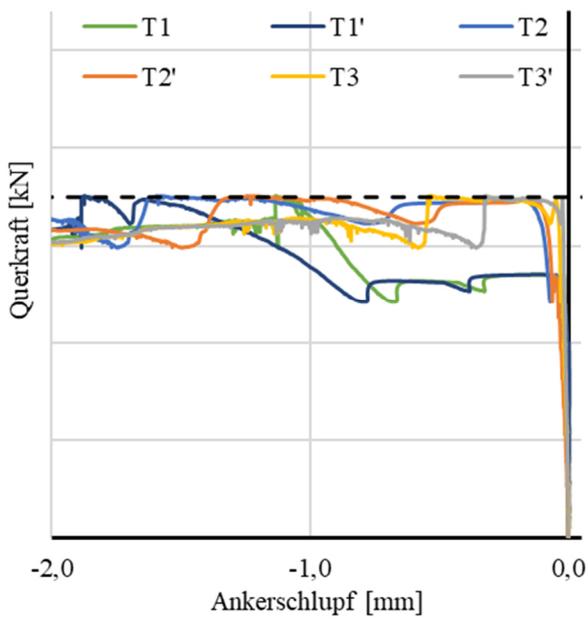
Betonstauchung



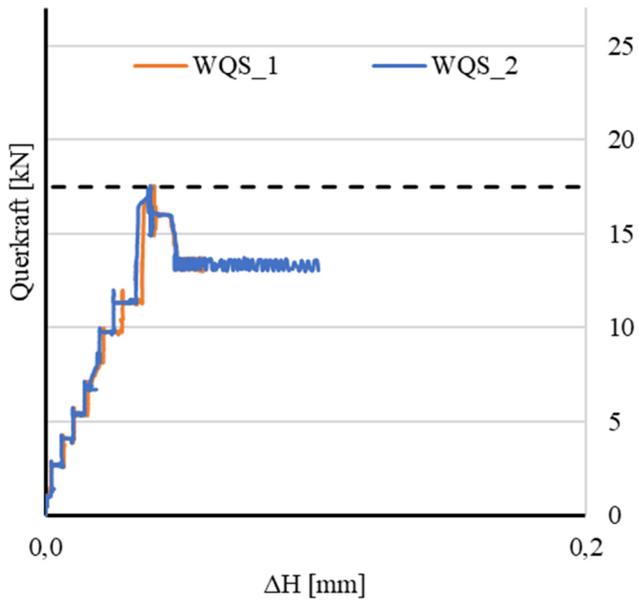
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

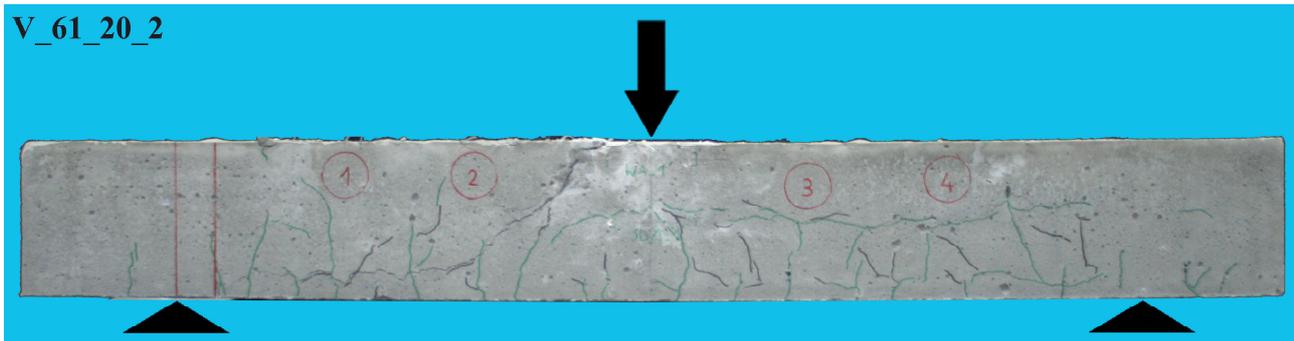


Querschnittshöhenänderung

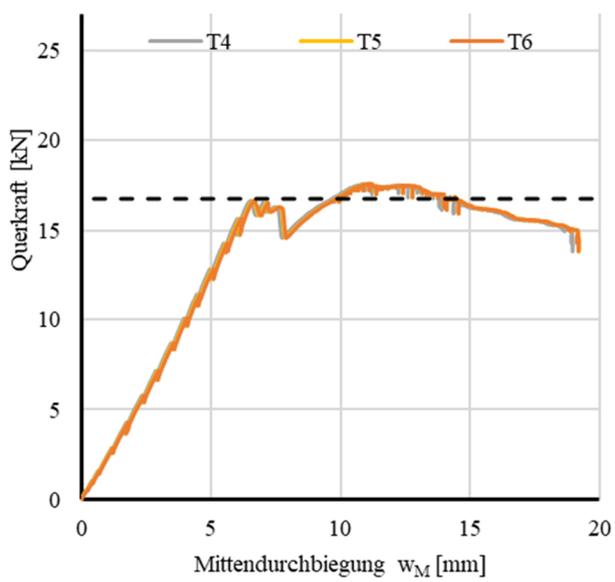


A.3.4.17 ERGEBNISSE VERSUCH V_61_20_2

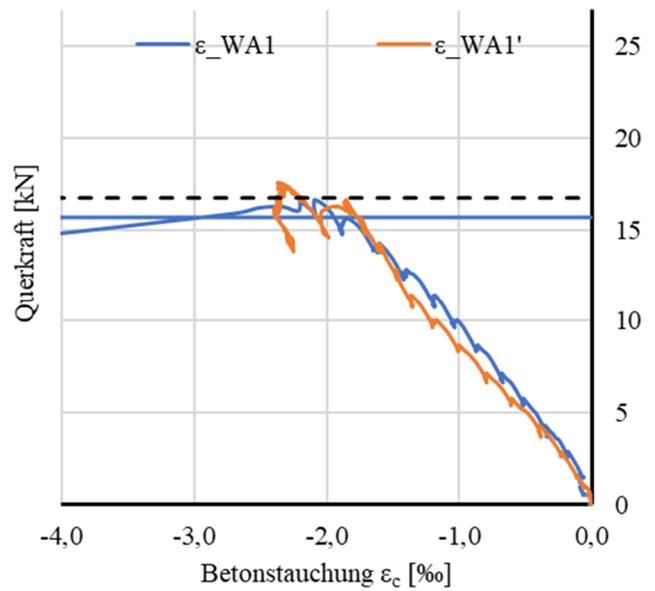
Rissbild nach Überlastung



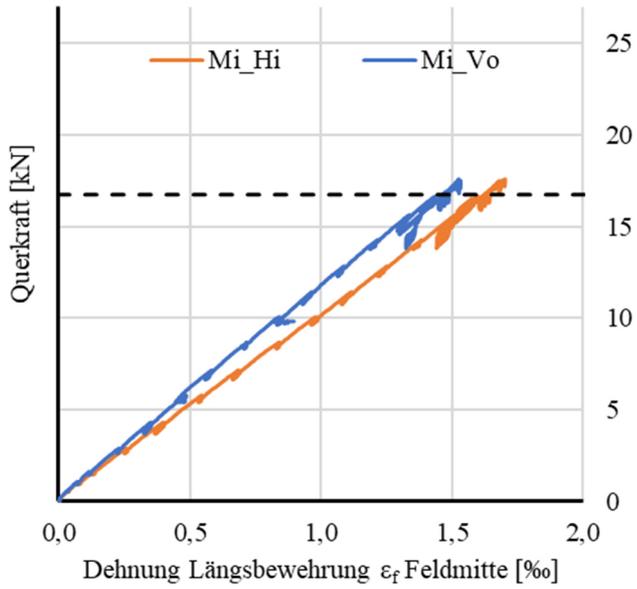
Durchbiegungen



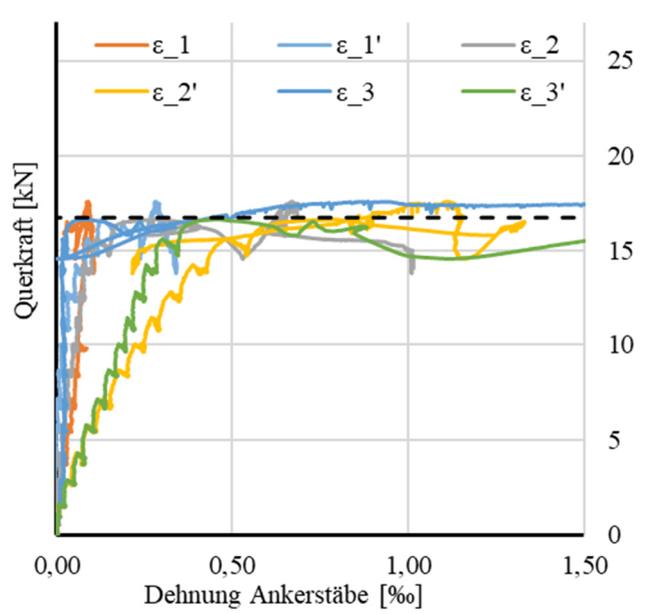
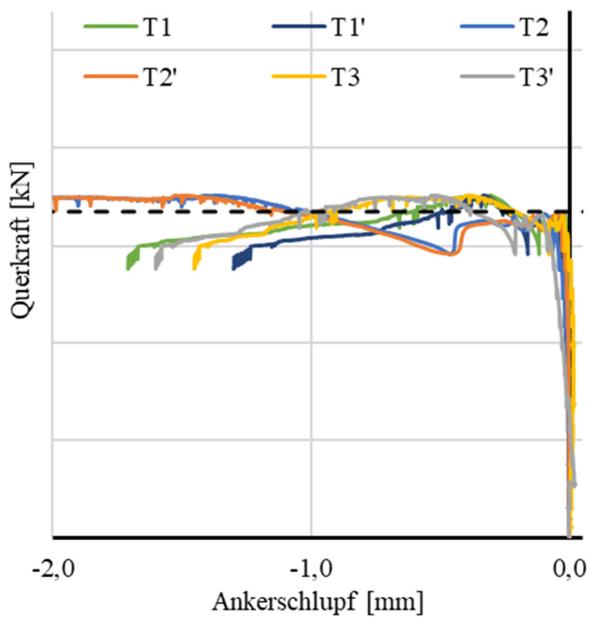
Betonstauchung

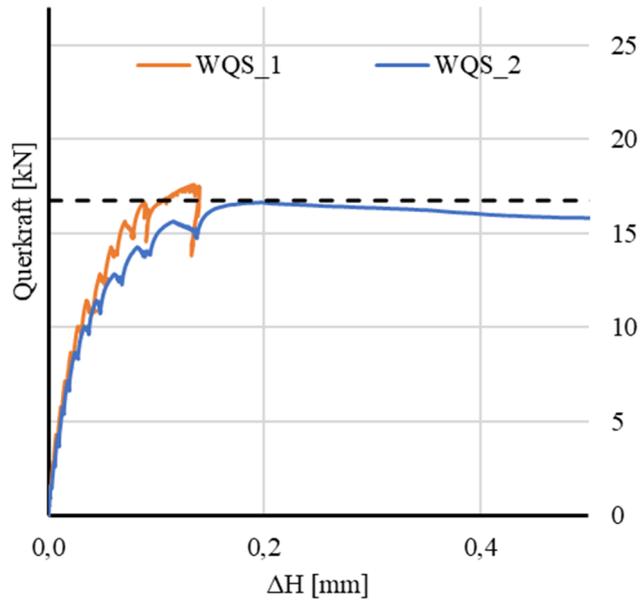


Bewehrungsdehnung

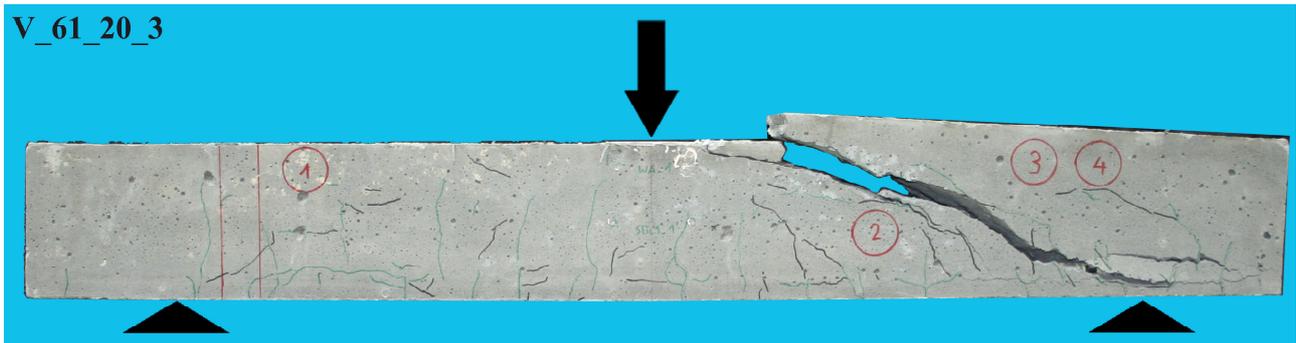


Tragverhalten DKB

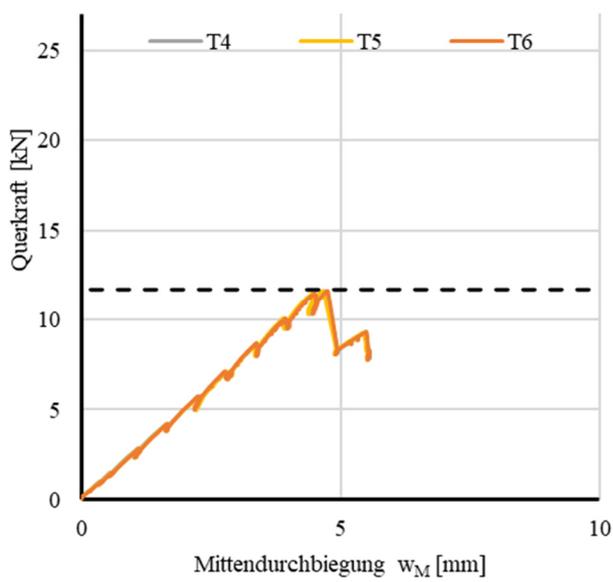


Querschnittshöhenänderung

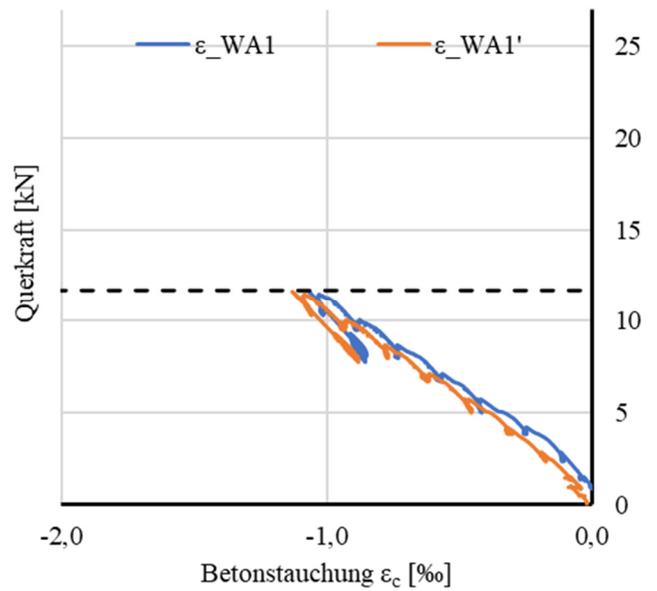
Rissbild nach Überlastung



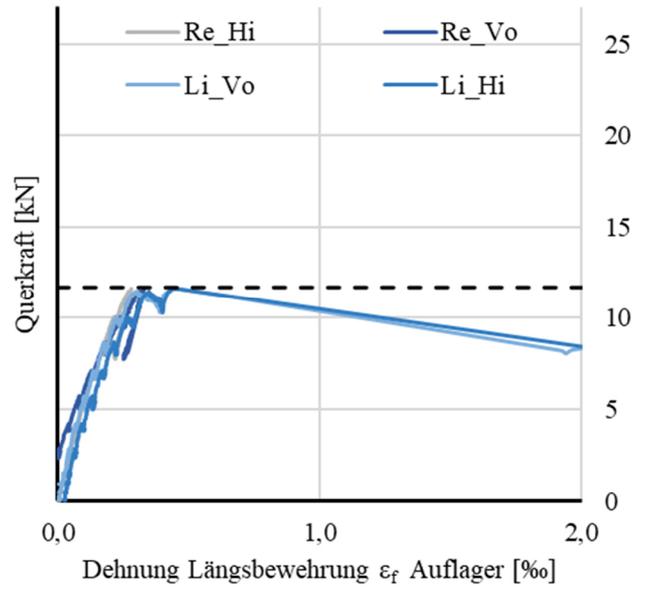
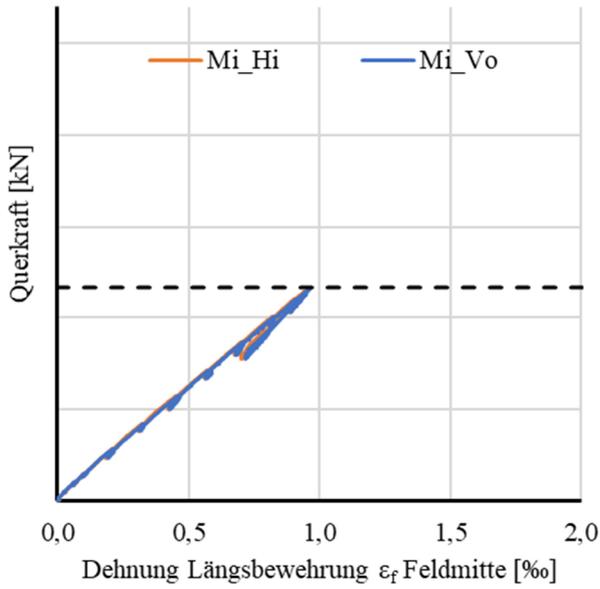
Durchbiegungen



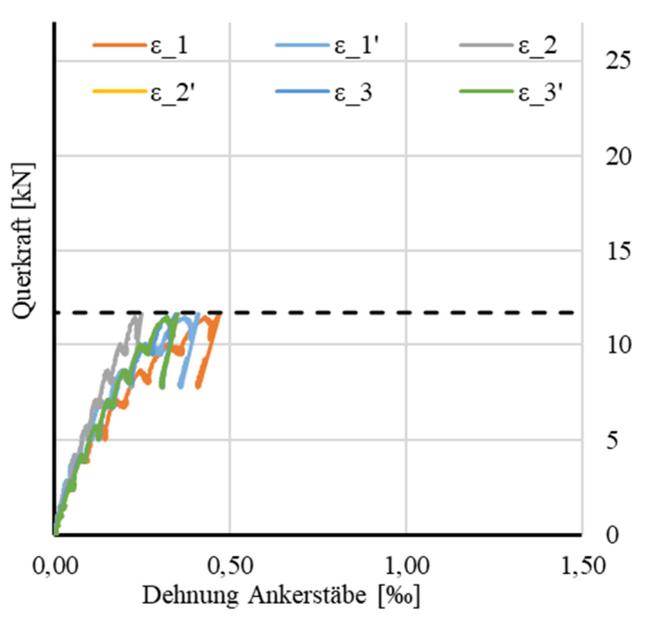
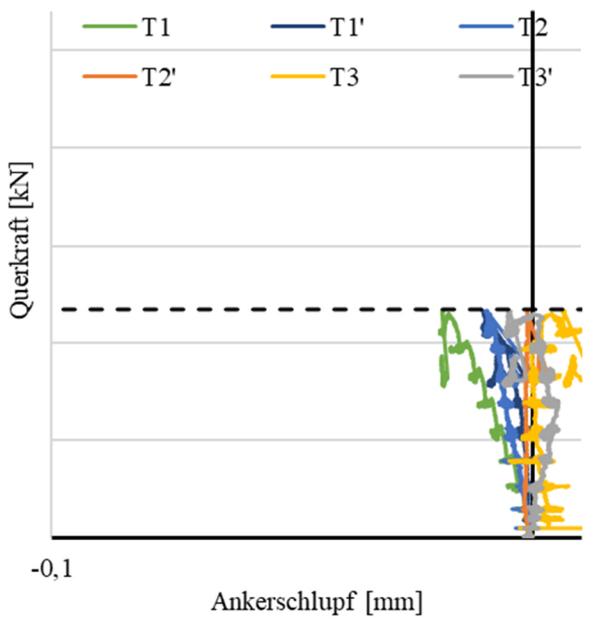
Betonstauchung



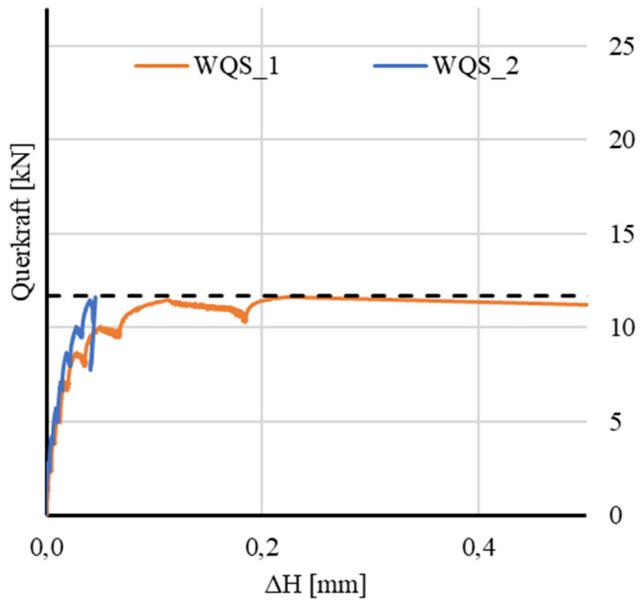
Bewehrungsdehnung



Tragverhalten DKB

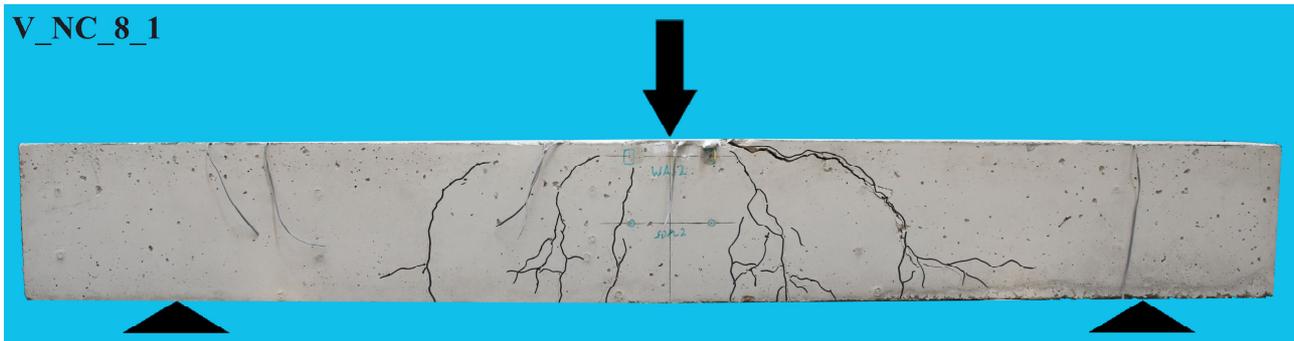


Querschnittshöhenänderung

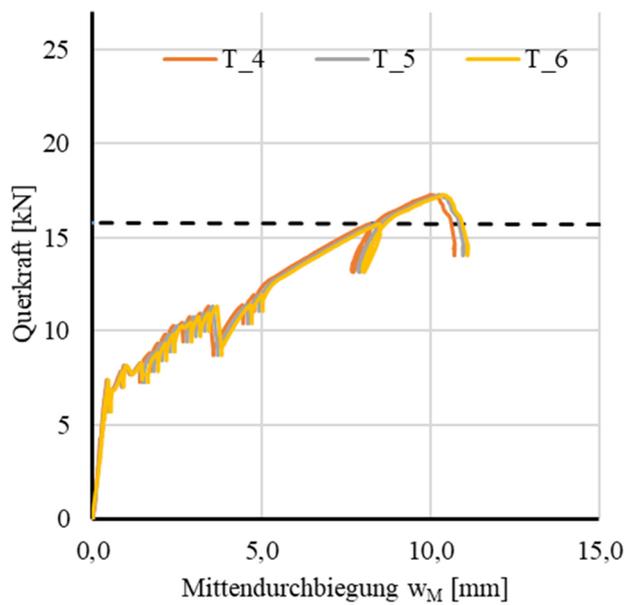


A.3.4.19 ERGEBNISSE VERSUCH V_NC_8_1

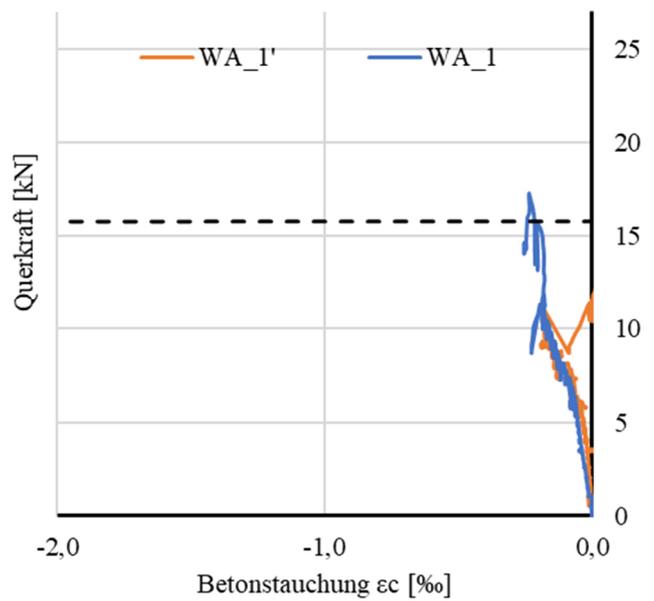
Rissbild nach Überlastung



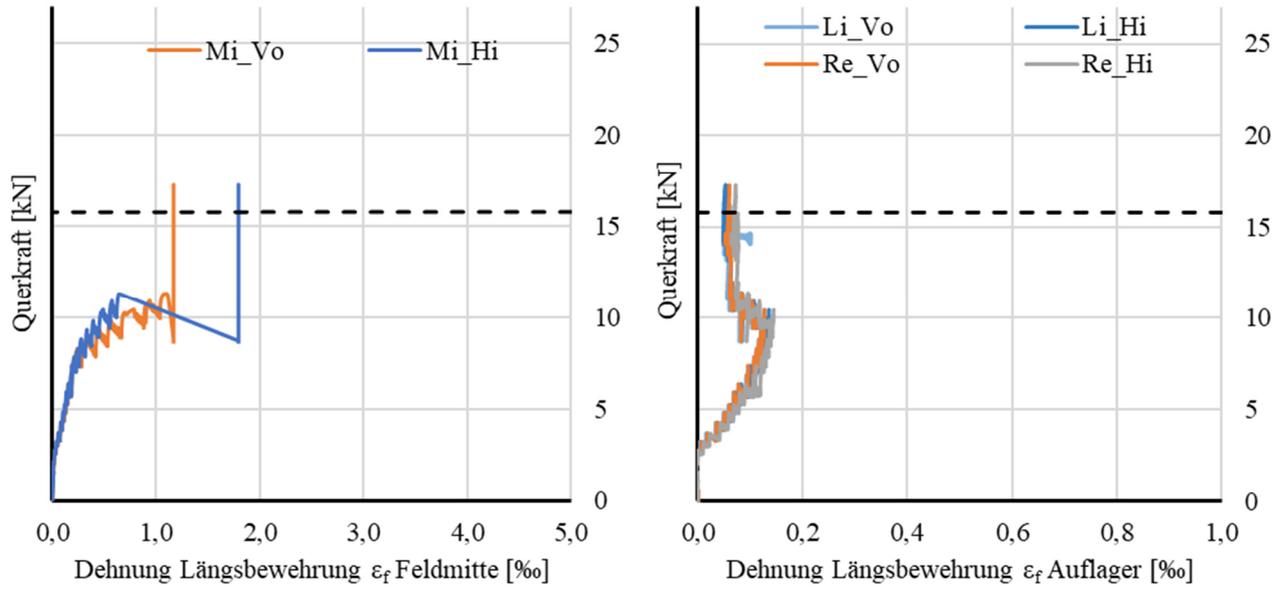
Durchbiegungen



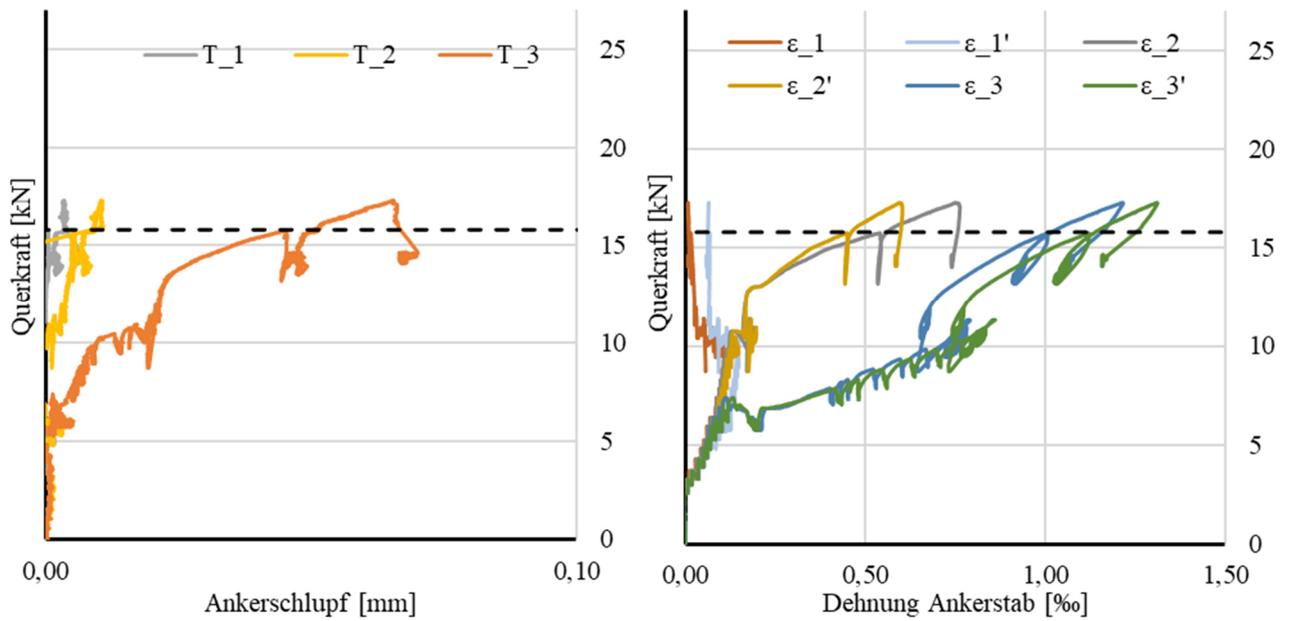
Betonstauchung

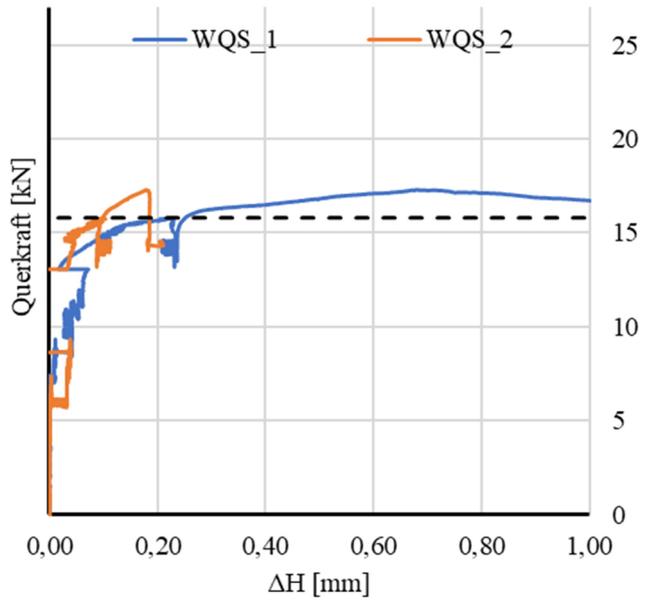


Bewehrungsdehnung

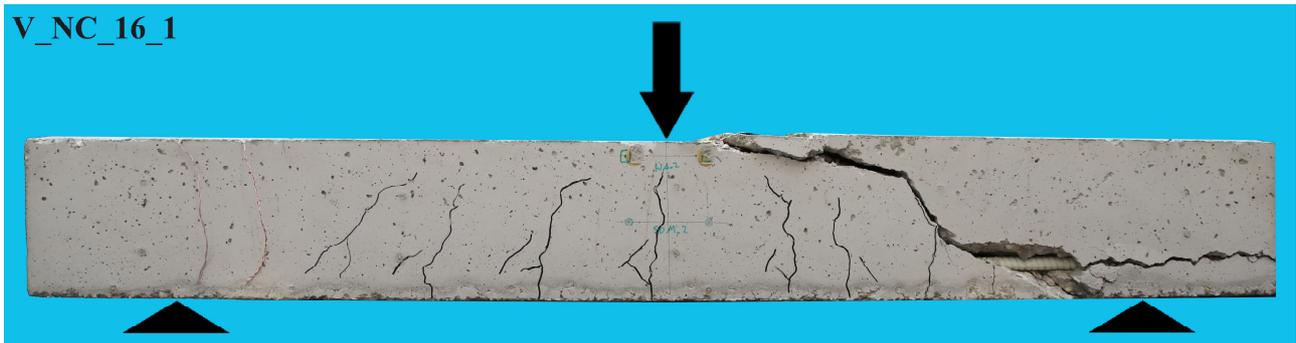


Tragverhalten DKB

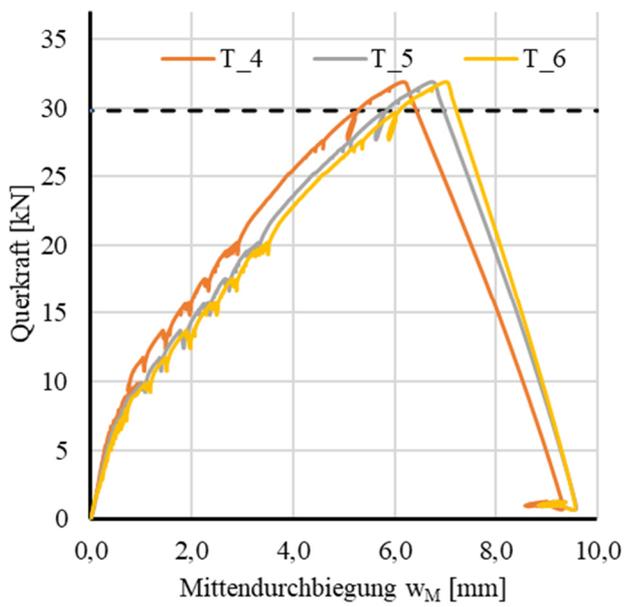


Querschnittshöhenänderung

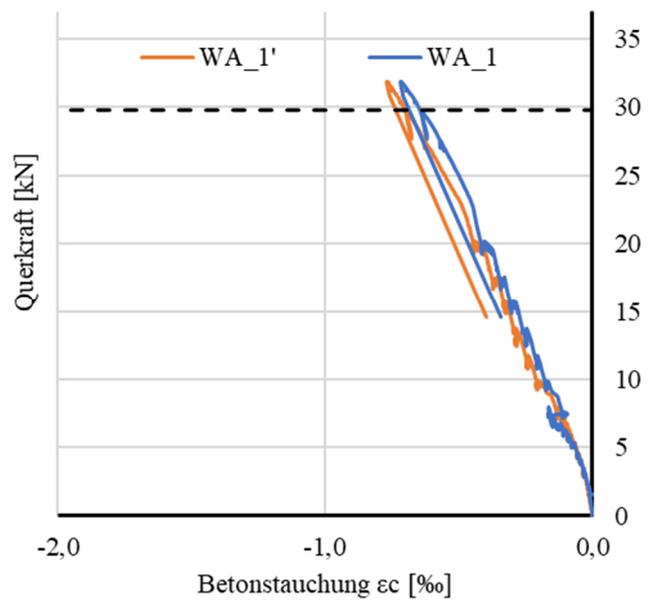
Rissbild nach Überlastung



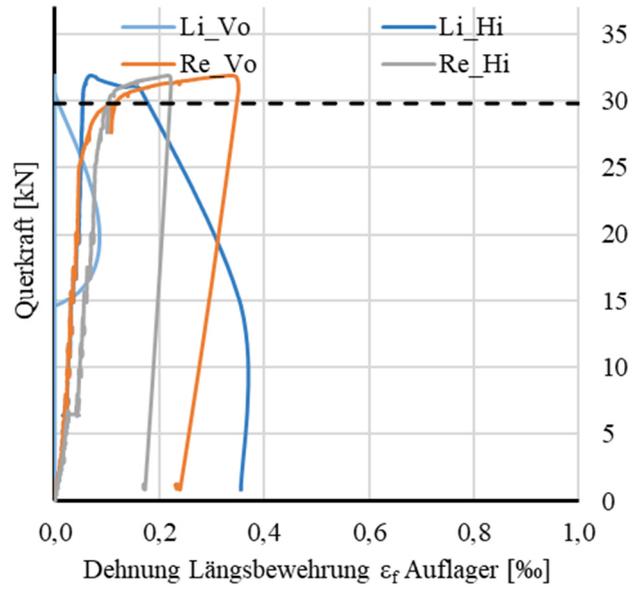
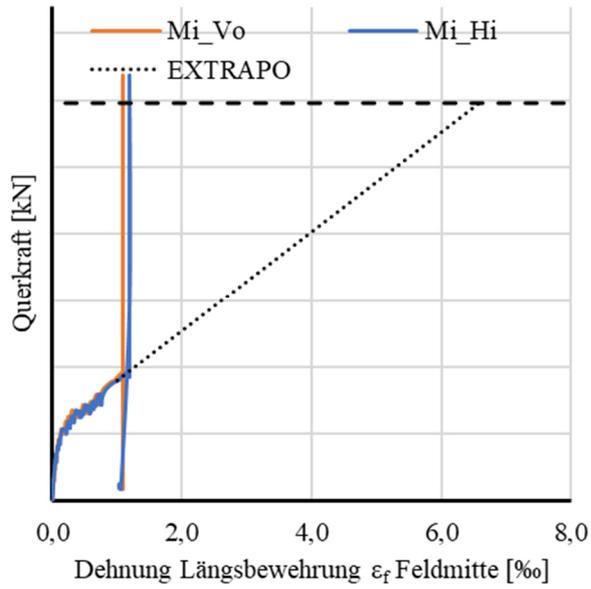
Durchbiegungen



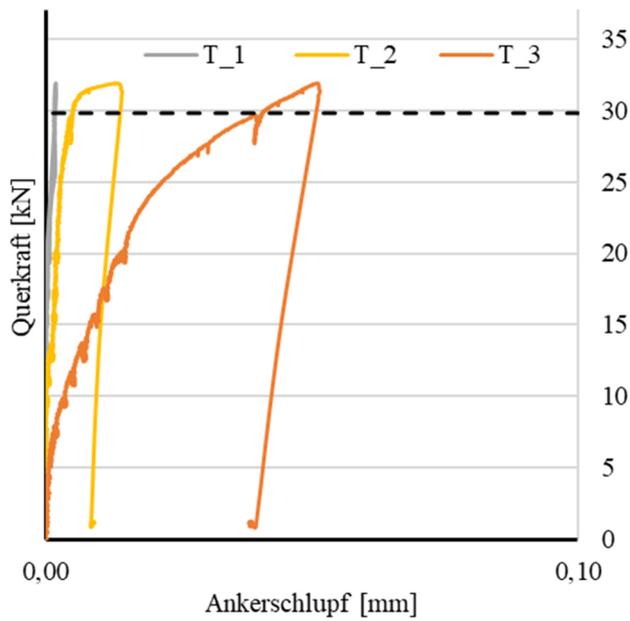
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung

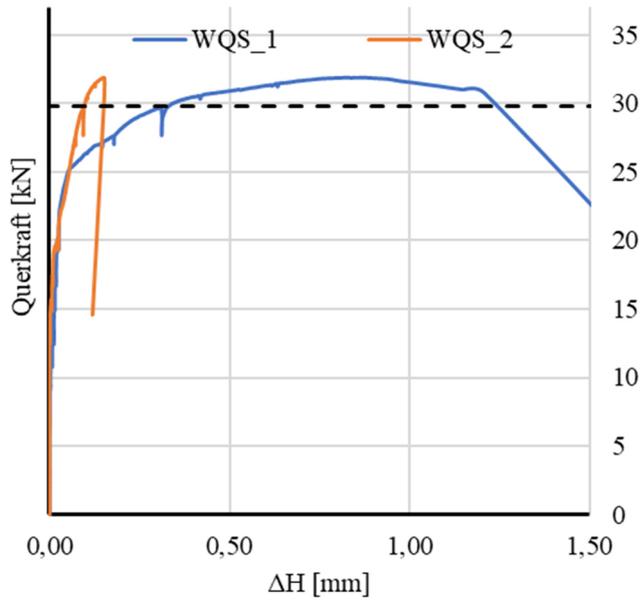


Tragverhalten DKB



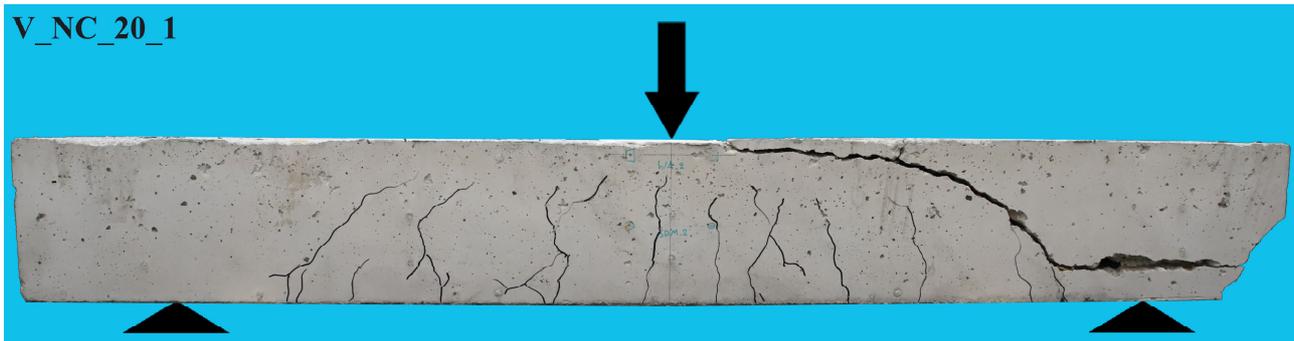
k.A.

Querschnittshöhenänderung

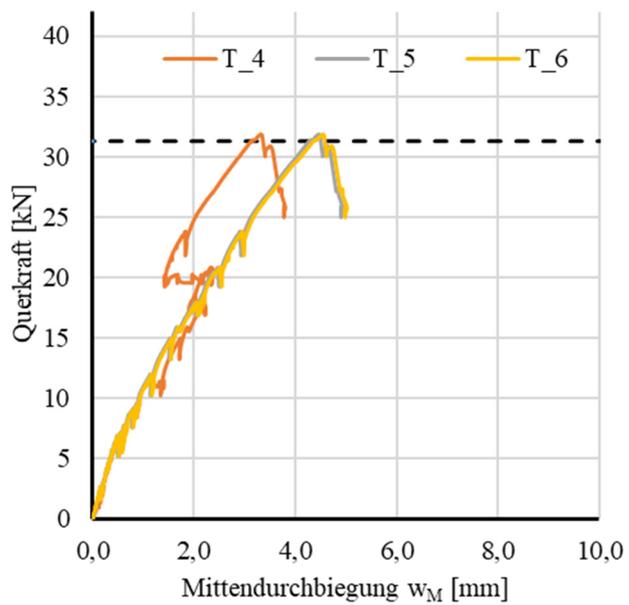


A.3.4.21 ERGEBNISSE VERSUCH V_NC_20_1

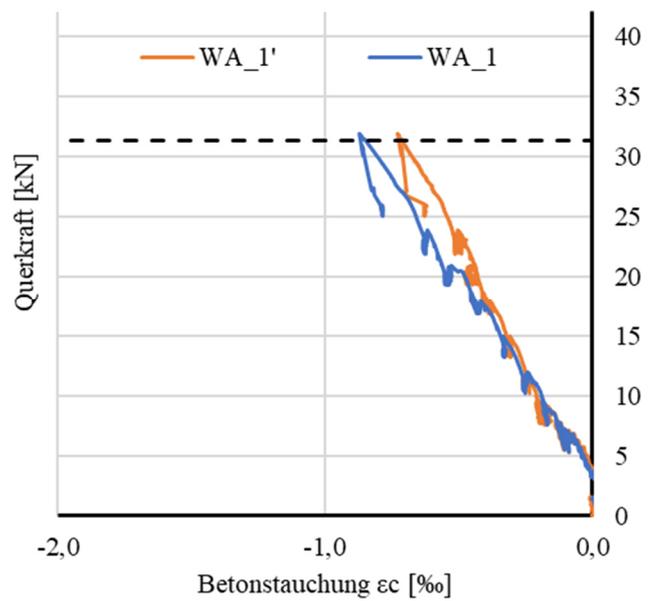
Rissbild nach Überlastung



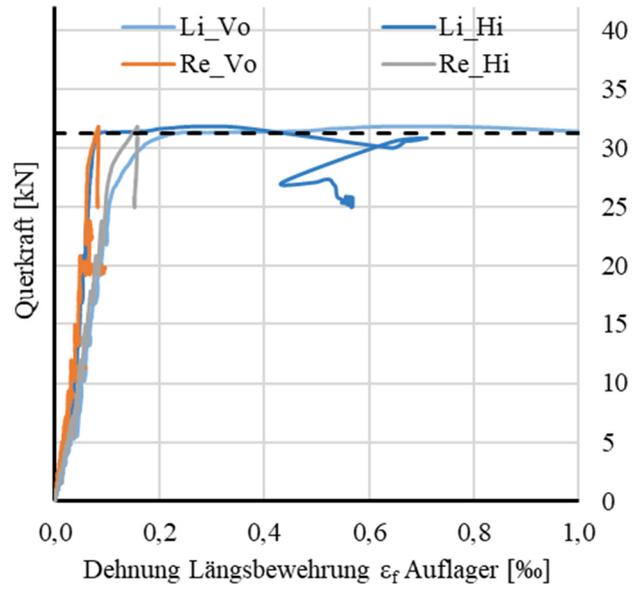
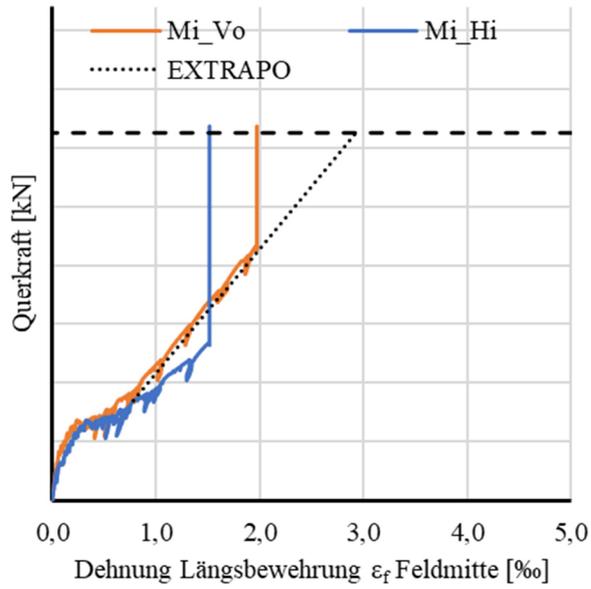
Durchbiegungen



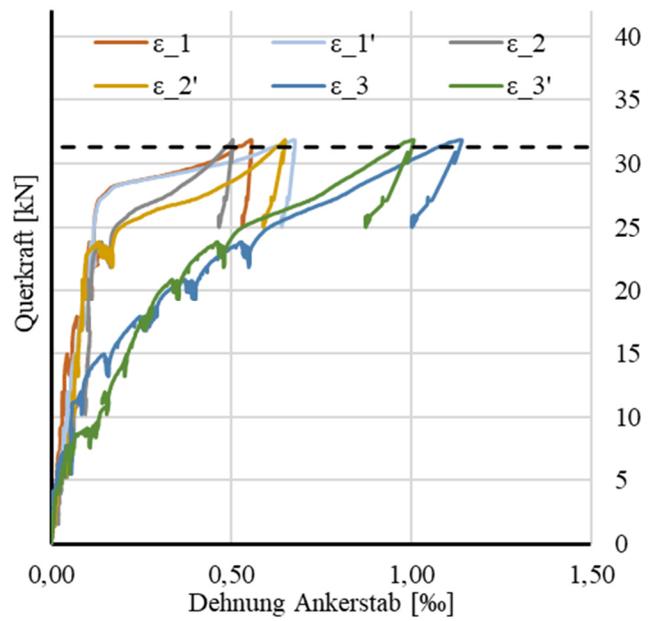
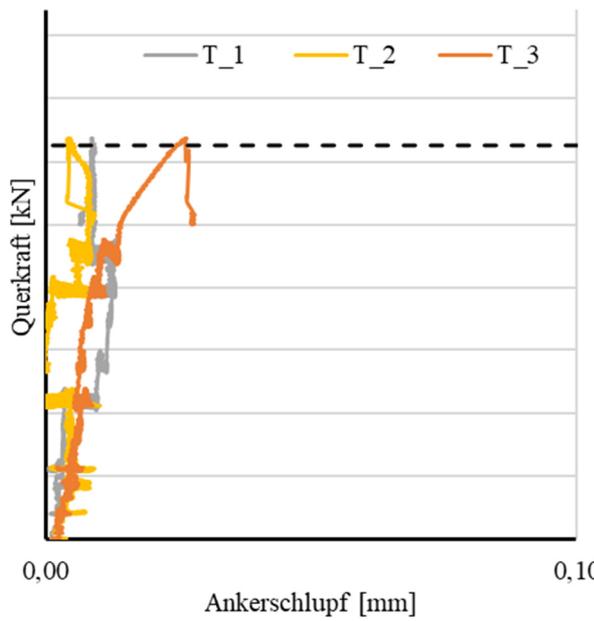
Betonstauchung

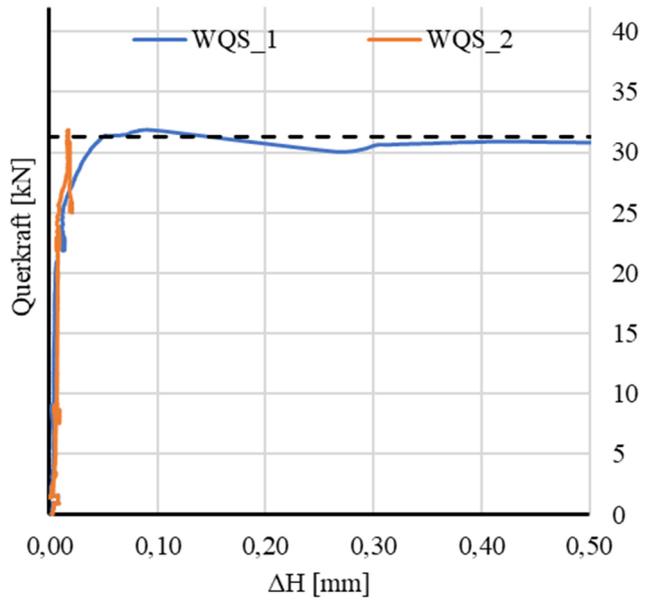


Bewehrungsdehnung



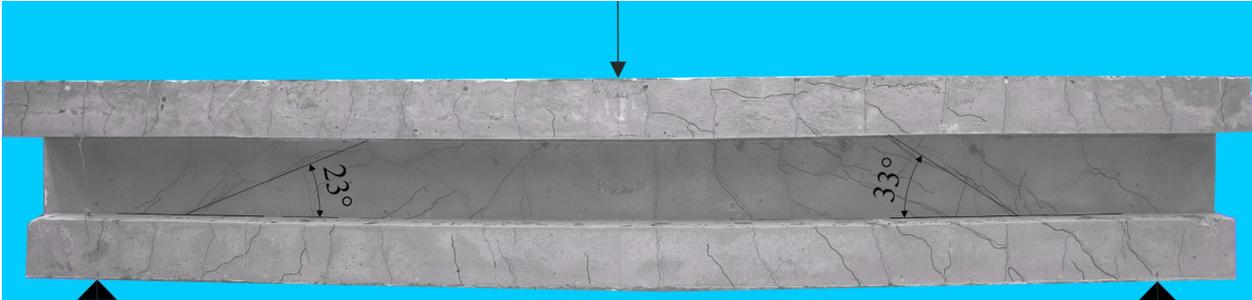
Tragverhalten DKB



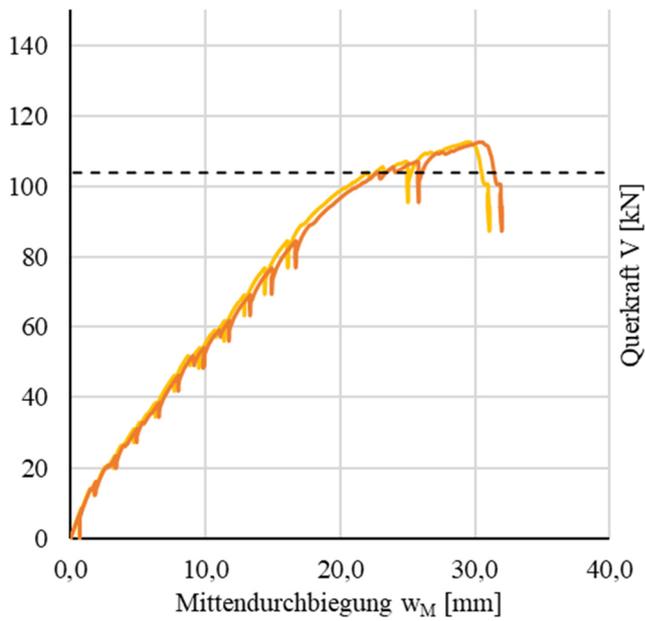
Querschnittshöhenänderung

A.3.5.1 ERGEBNISSE VERSUCH V_47_0,57-0,38_1

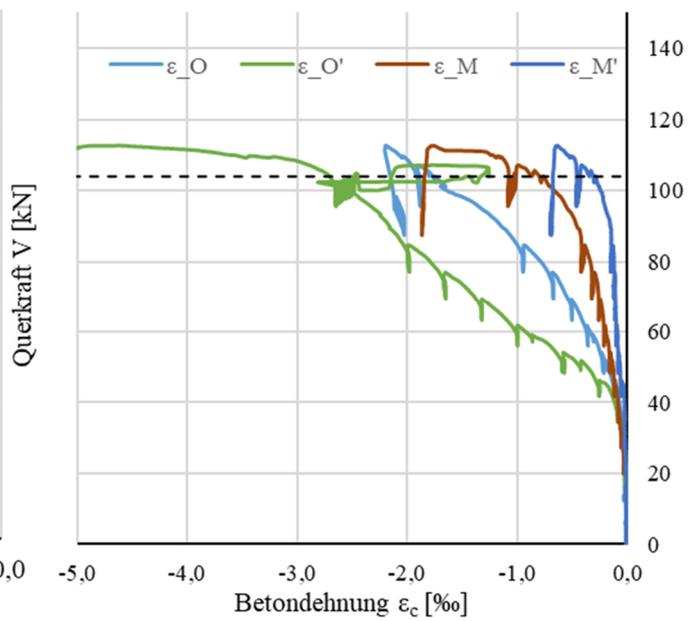
Rissbild nach Überlastung



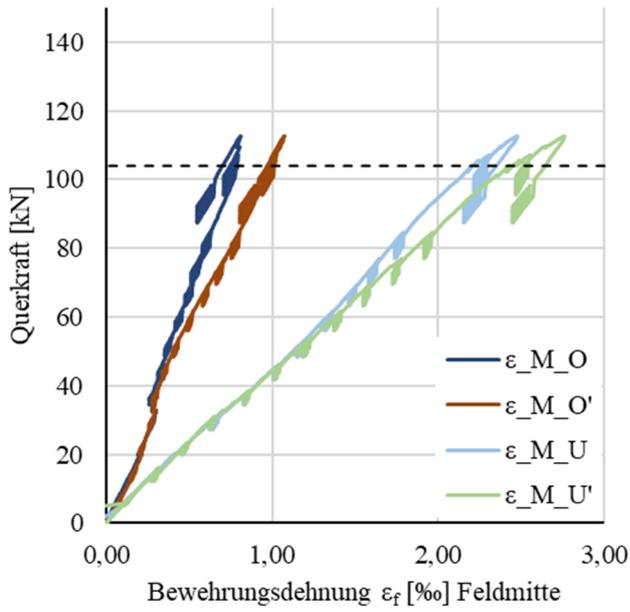
Durchbiegungen



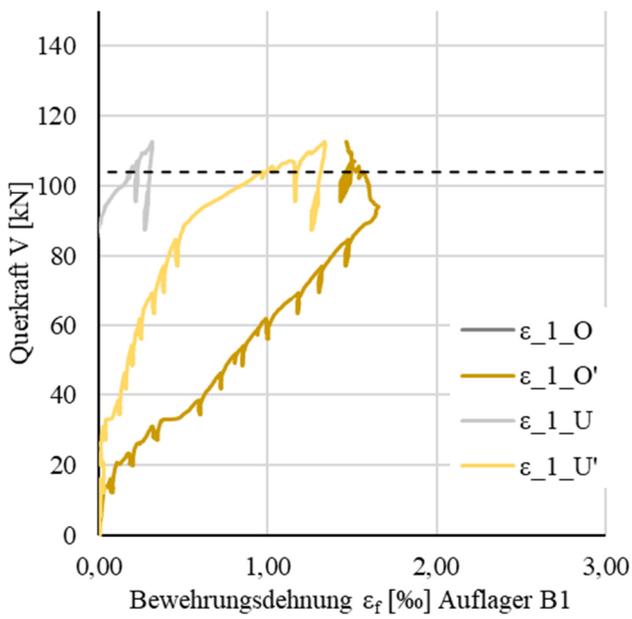
Betonstauchung



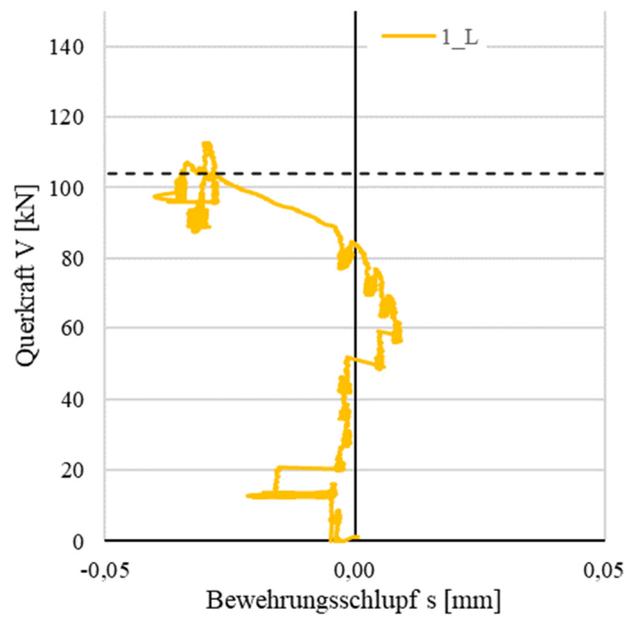
Bewehrungsdehnung Feldmitte



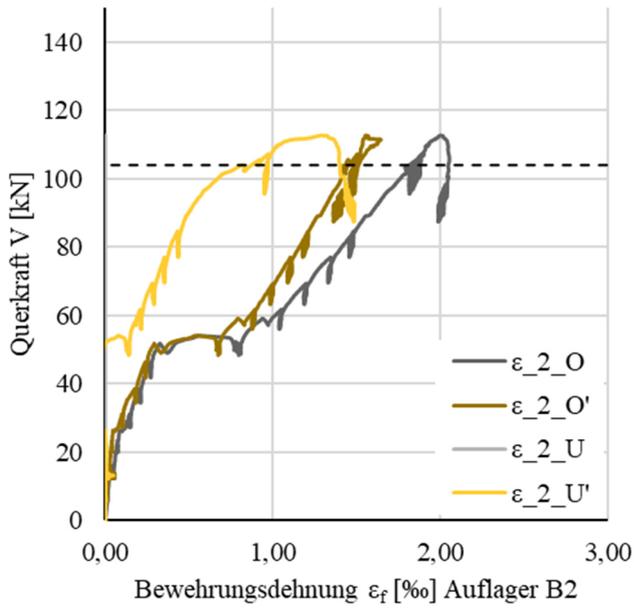
Bewehrungsdehnung Auflager B1



Bewehrungsschlupf Auflager B1



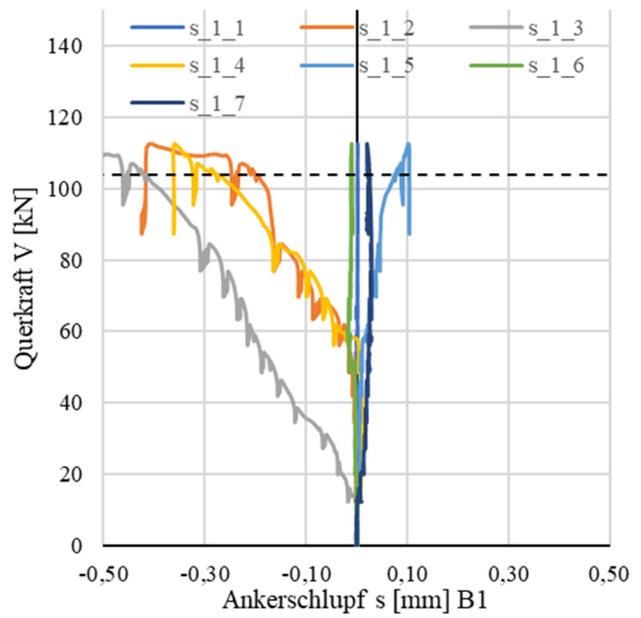
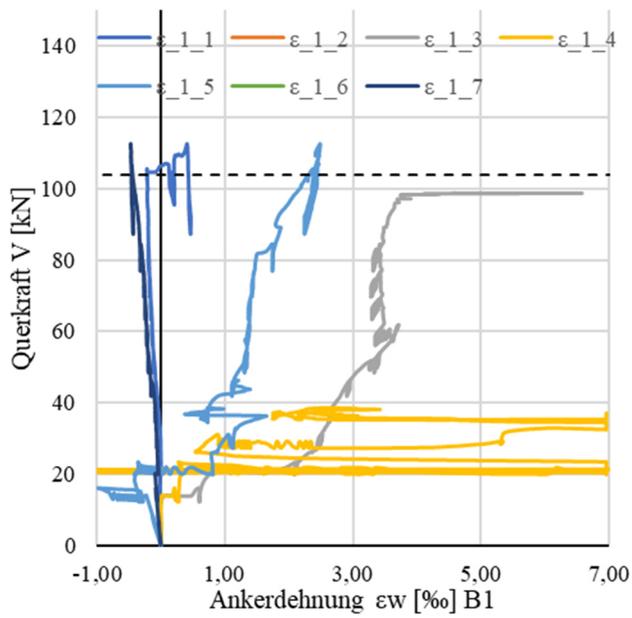
Bewehrungsdehnung Auflager B2



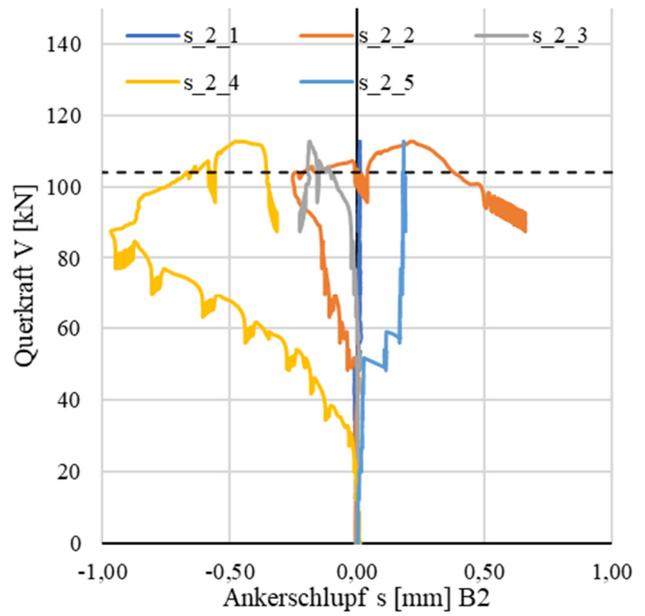
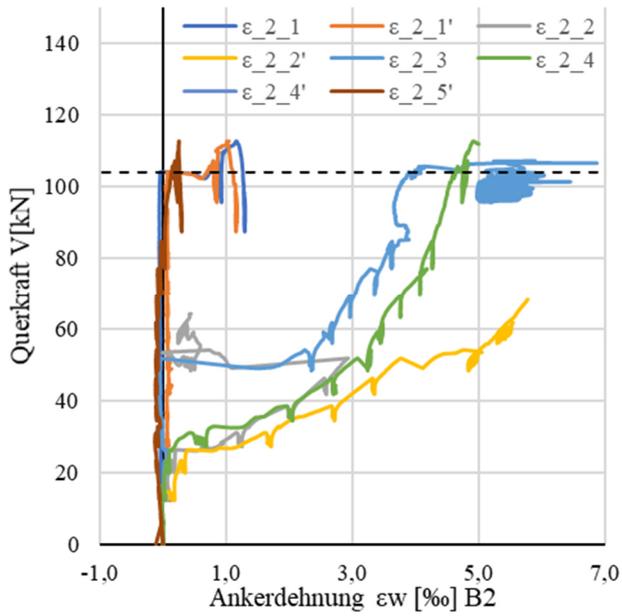
Bewehrungsschlupf Auflager B2

k.A.

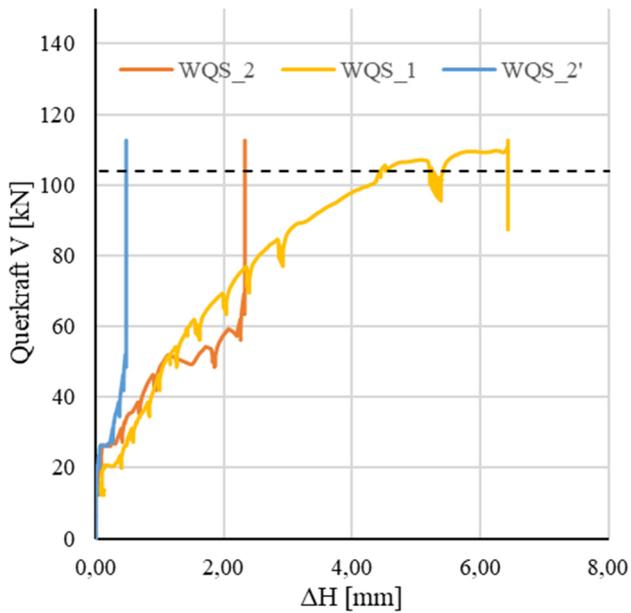
Tragverhalten DKB Bereich B1



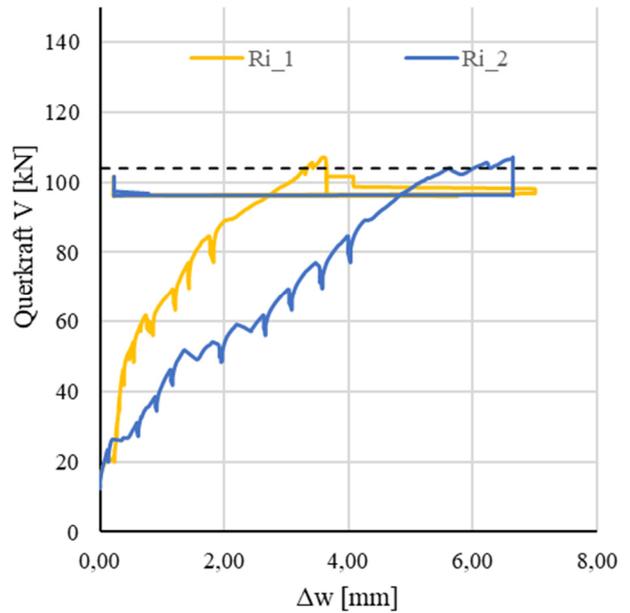
Tragverhalten DKB Bereich B2



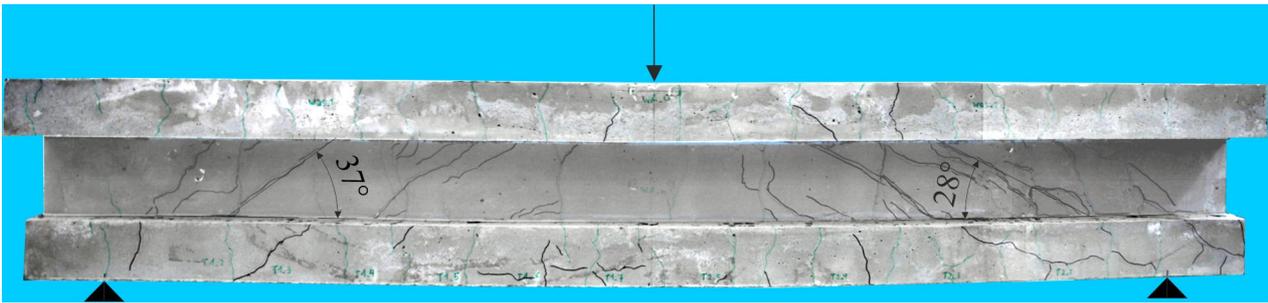
Querschnittshöhenänderung



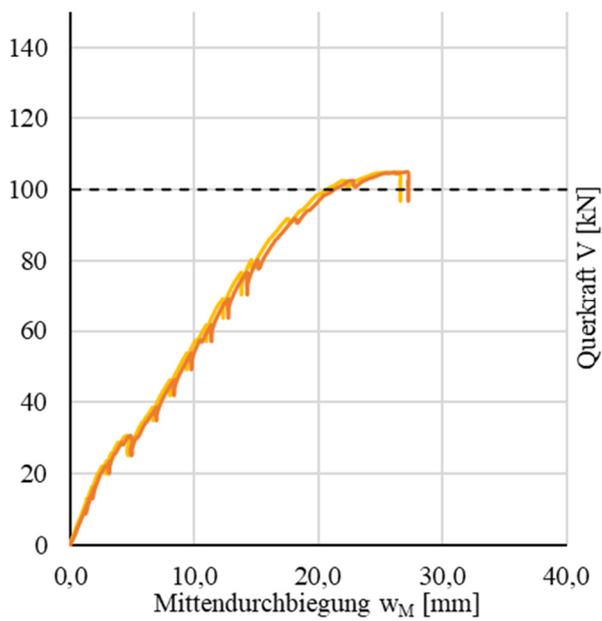
Rissweitenänderung



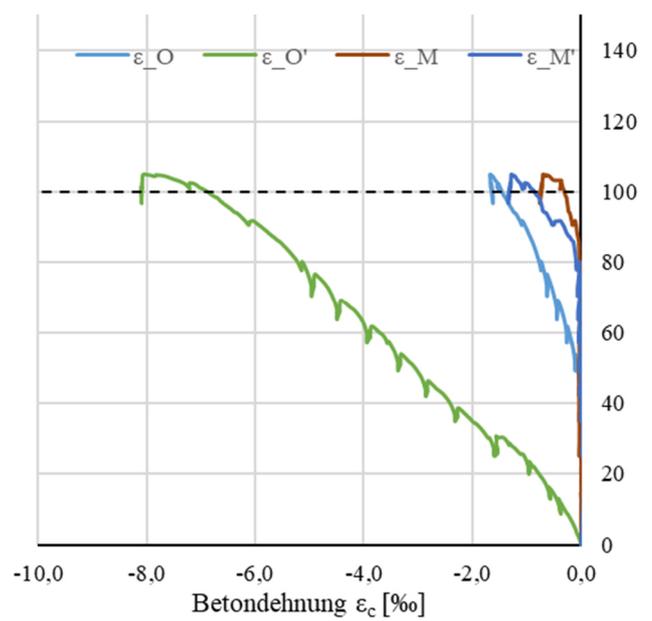
Rissbild nach Überlastung



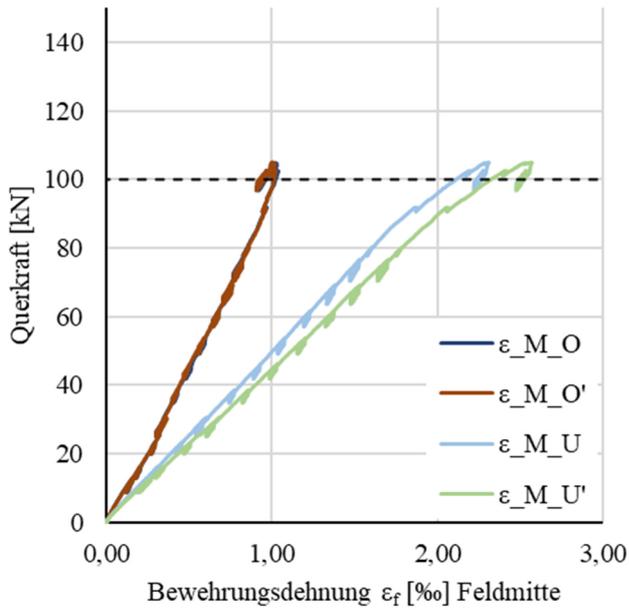
Durchbiegungen



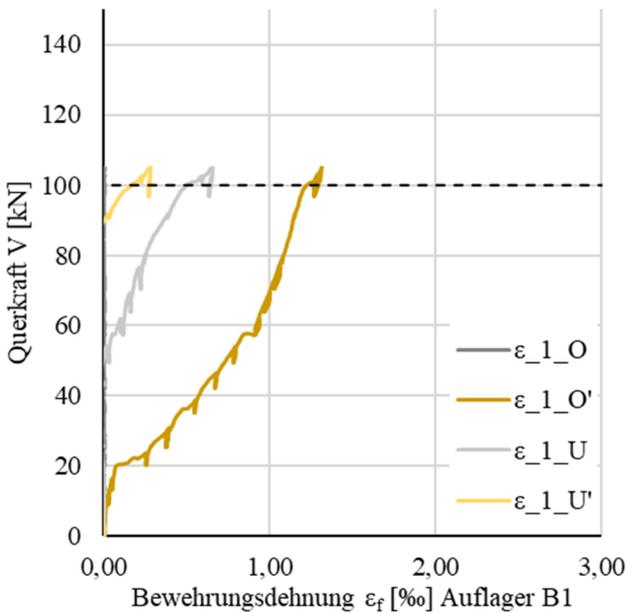
Betonstauchung



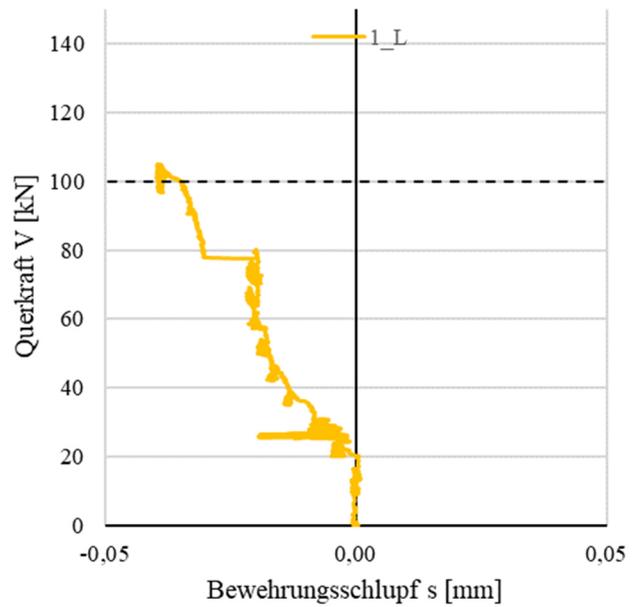
Bewehrungsdehnung Feldmitte



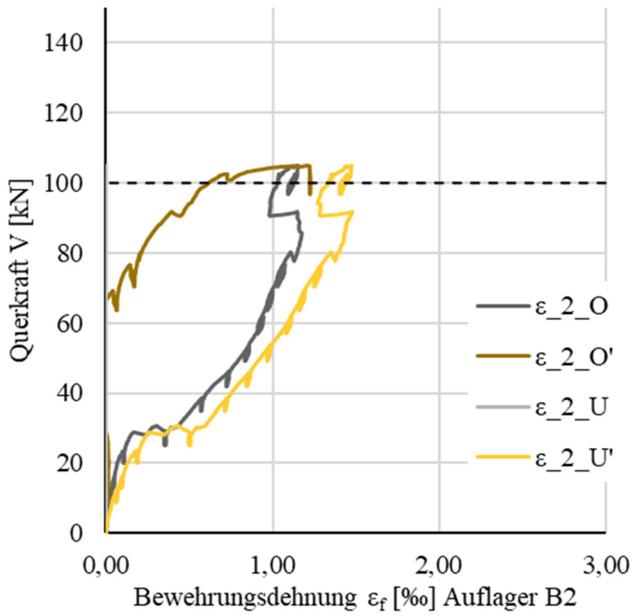
Bewehrungsdehnung Auflager B1



Bewehrungsschlupf Auflager B1



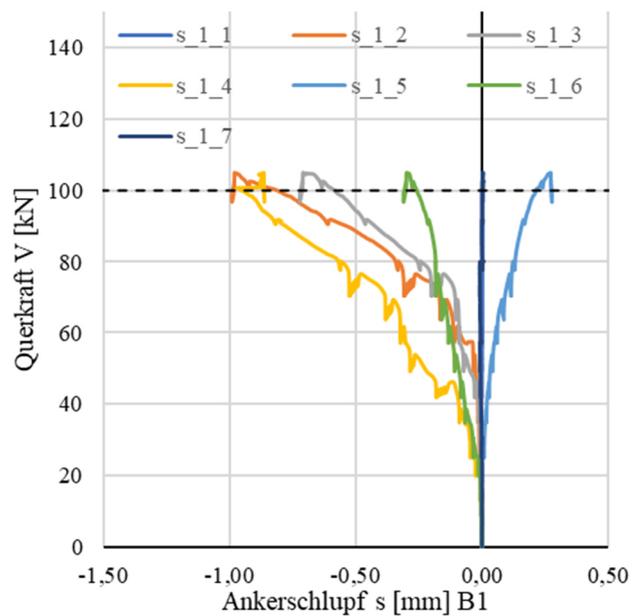
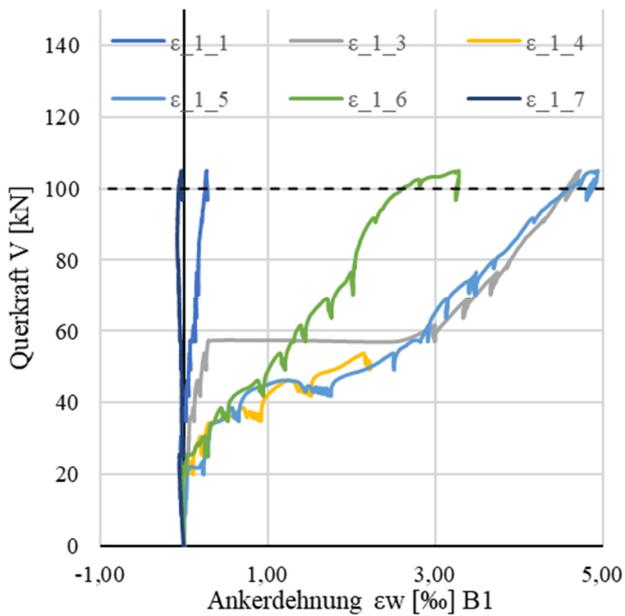
Bewehrungsdehnung Auflager B2



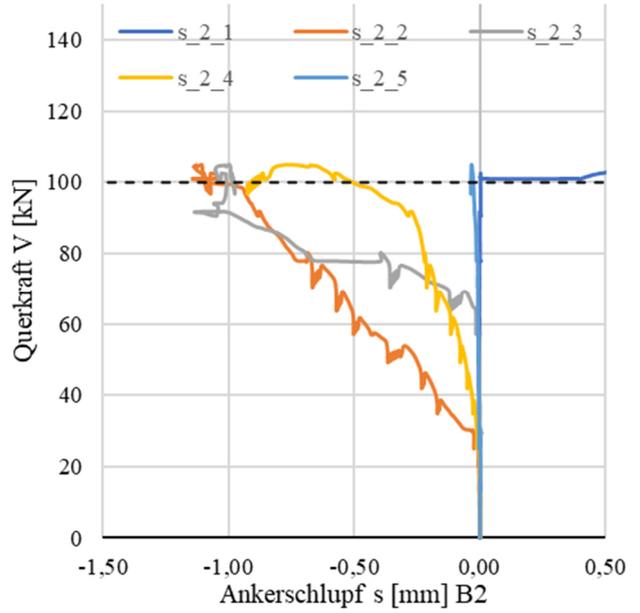
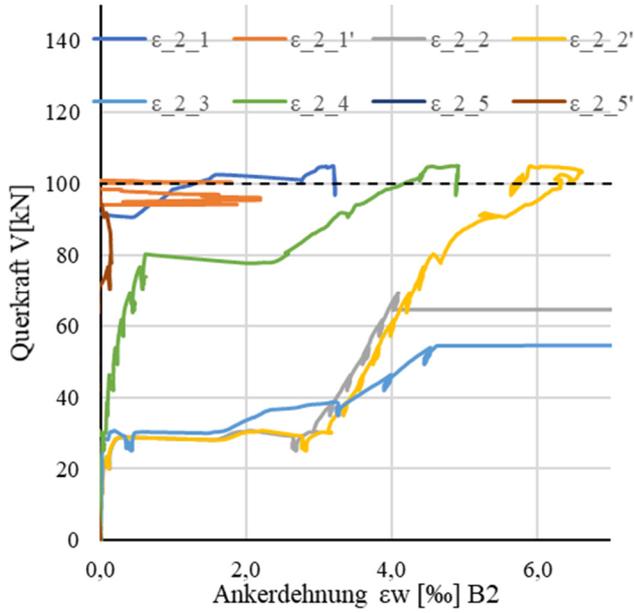
Bewehrungsschlupf Auflager B2

k.A.

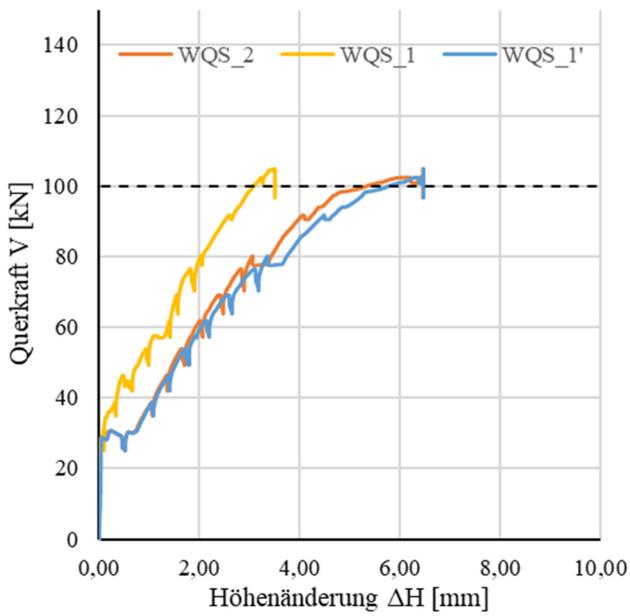
Tragverhalten DKB Bereich B1



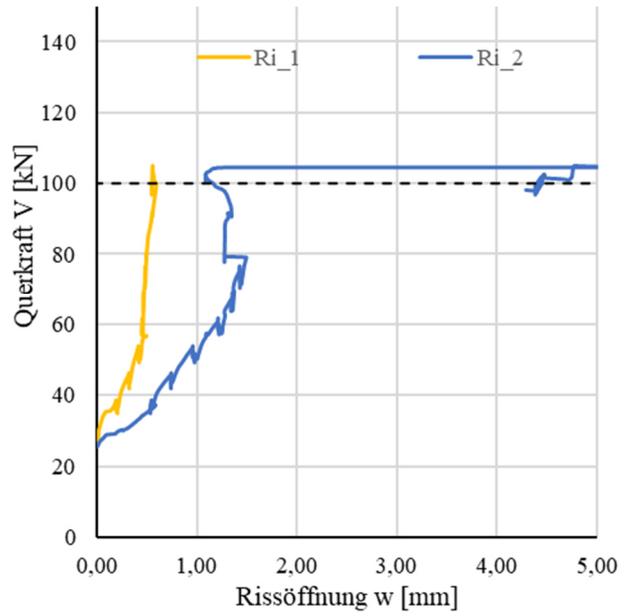
Tragverhalten DKB Bereich B2



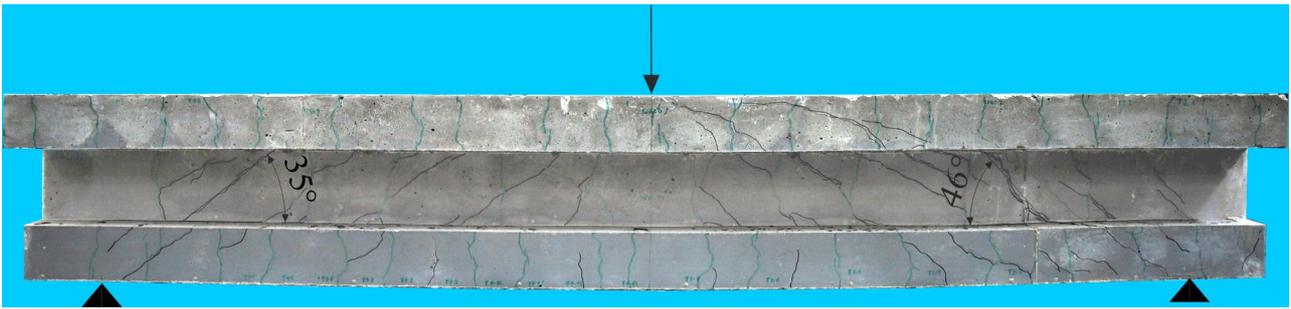
Querschnittshöhenänderung



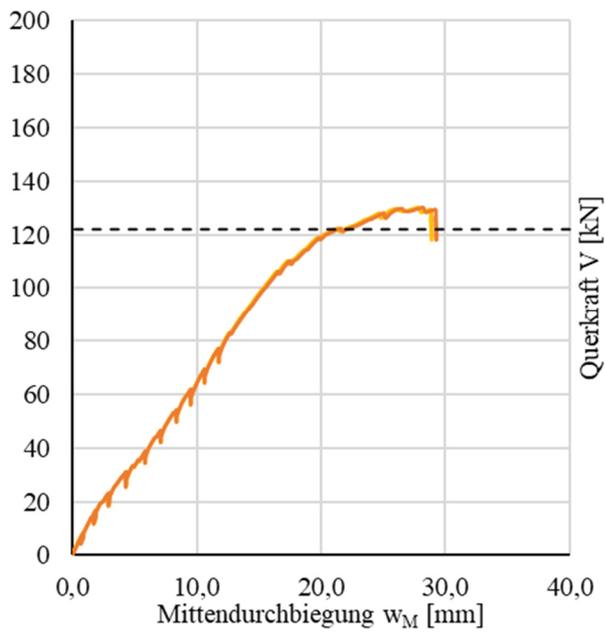
Rissweitenänderung



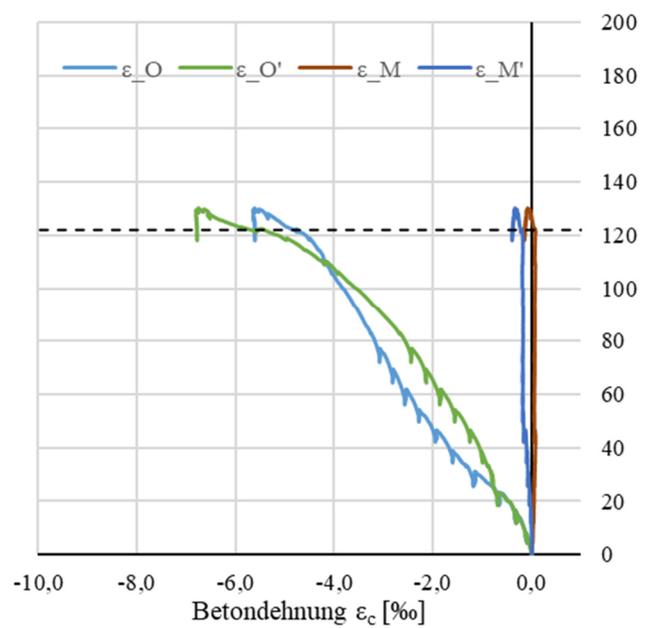
Rissbild nach Überlastung



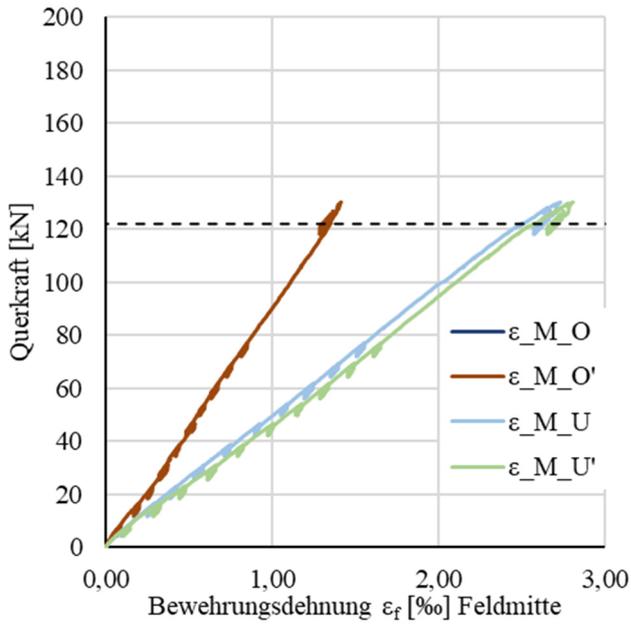
Durchbiegungen



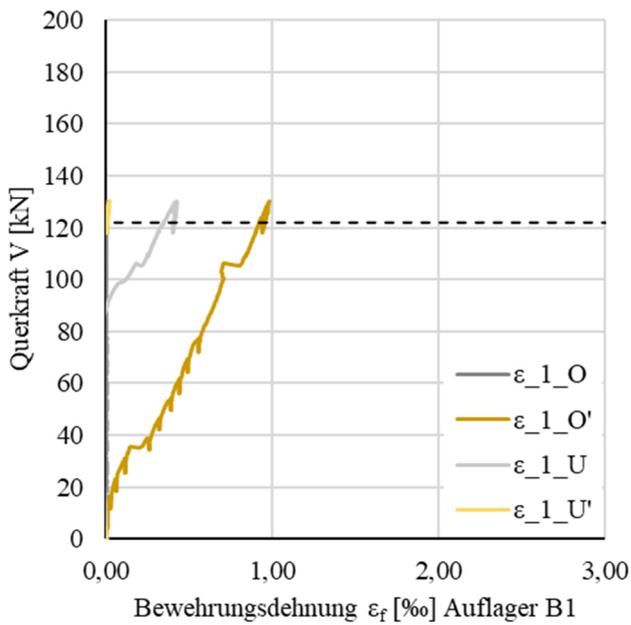
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung Feldmitte



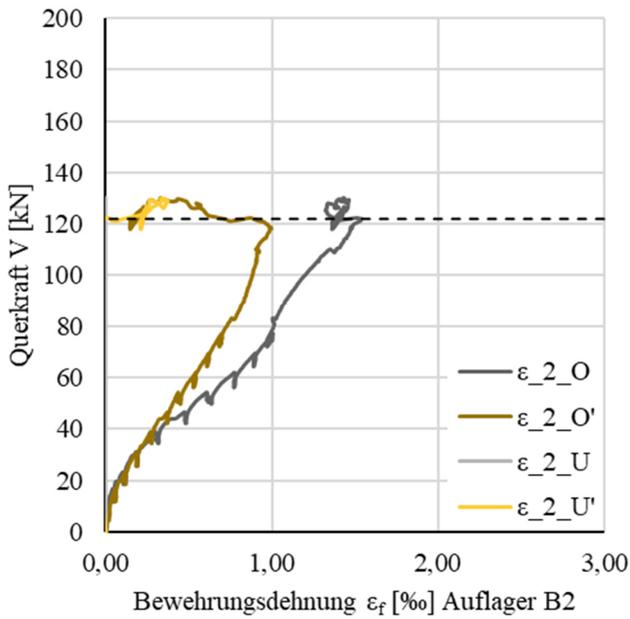
Bewehrungsdehnung Auflager B1



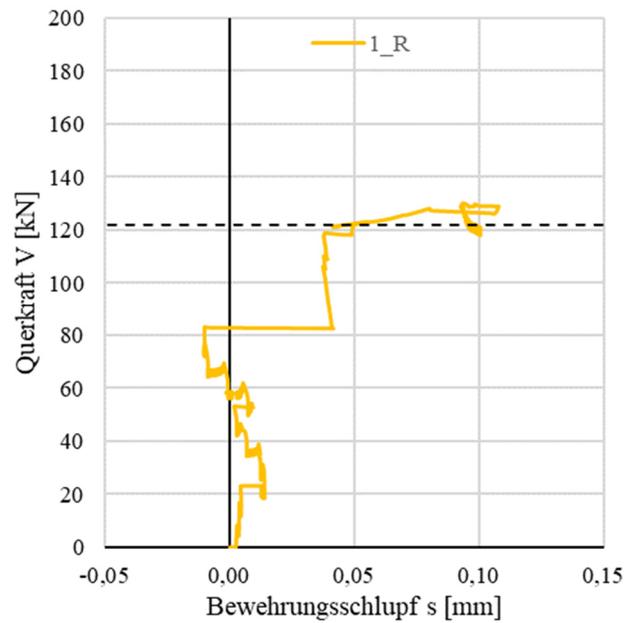
Bewehrungsschlupf Auflager B1

k.A.

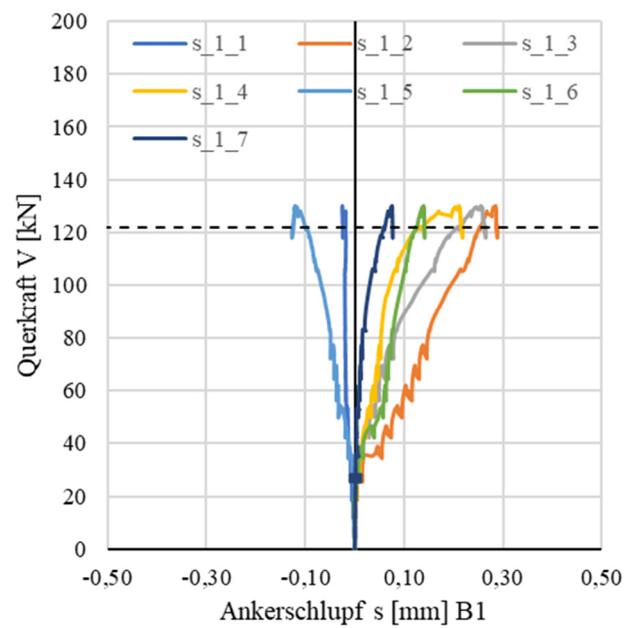
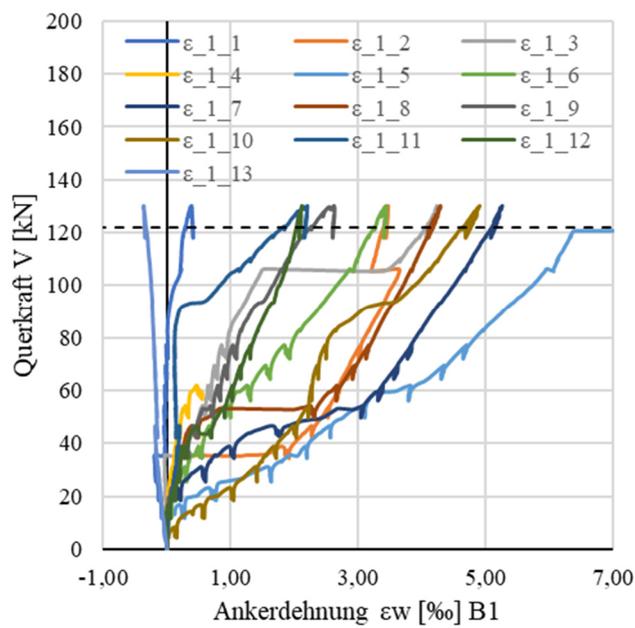
Bewehrungsdehnung Auflager B2



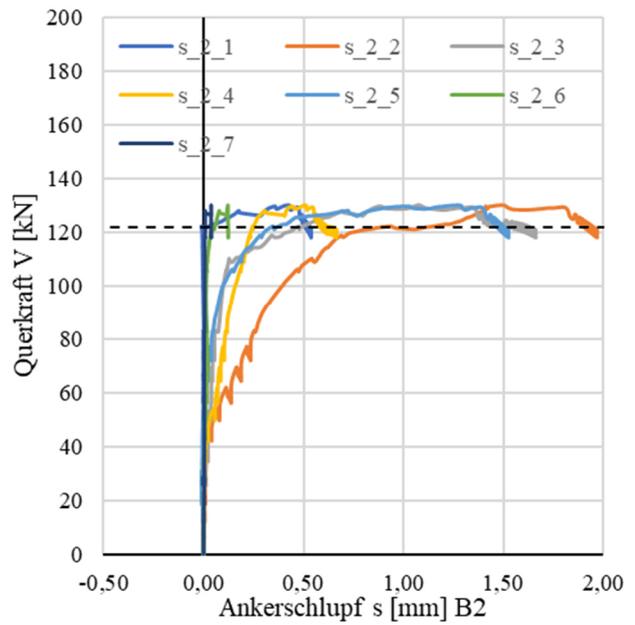
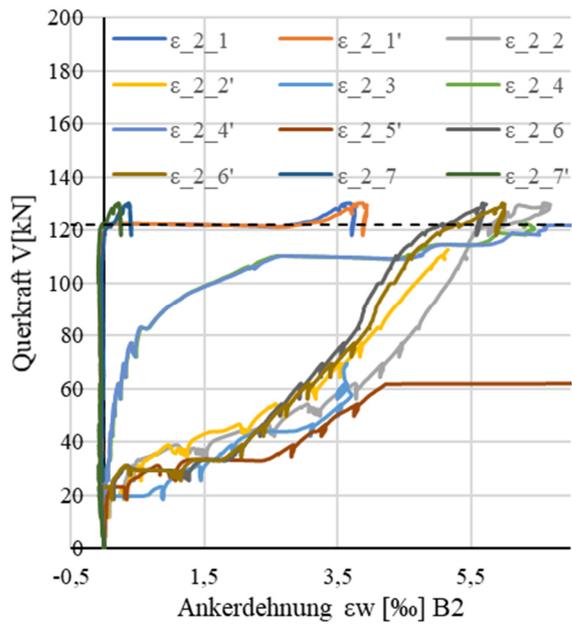
Bewehrungsschlupf Auflager B2



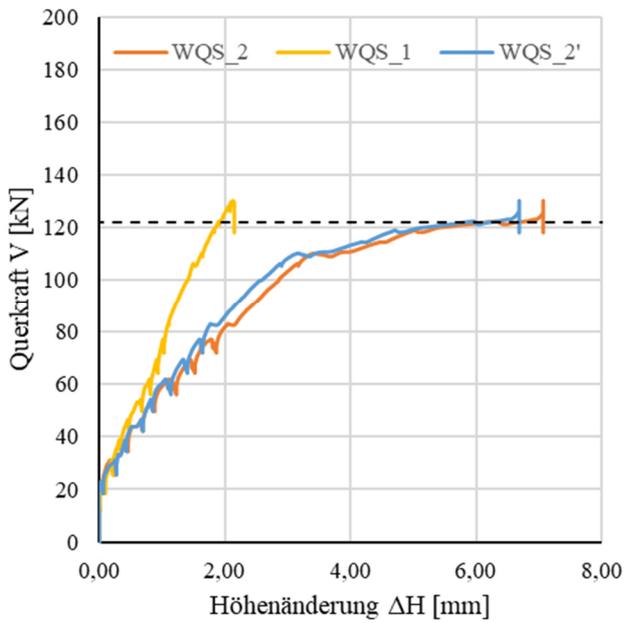
Tragverhalten DKB Bereich B1



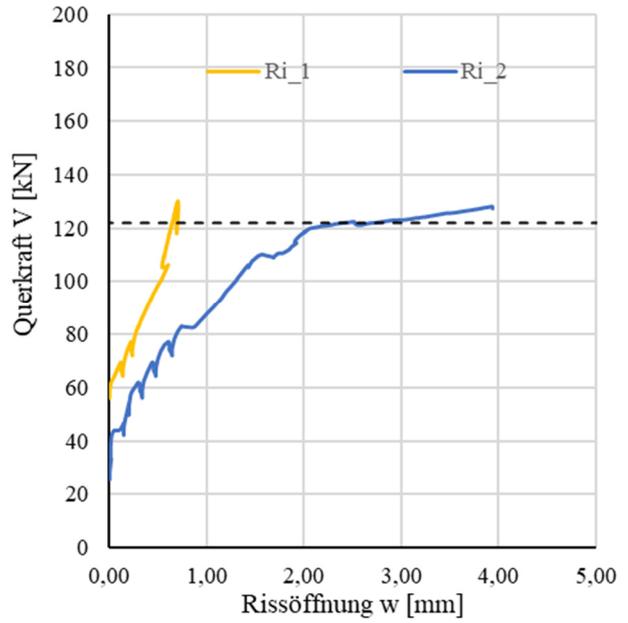
Tragverhalten DKB Bereich B2



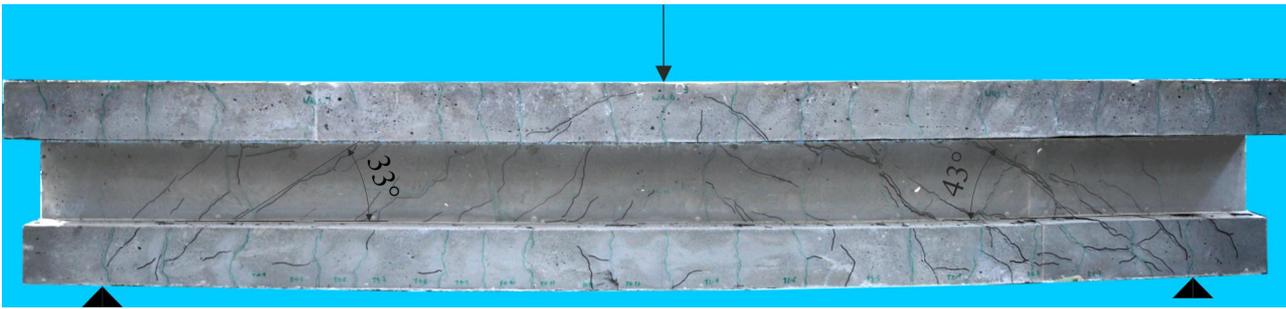
Querschnittshöhenänderung



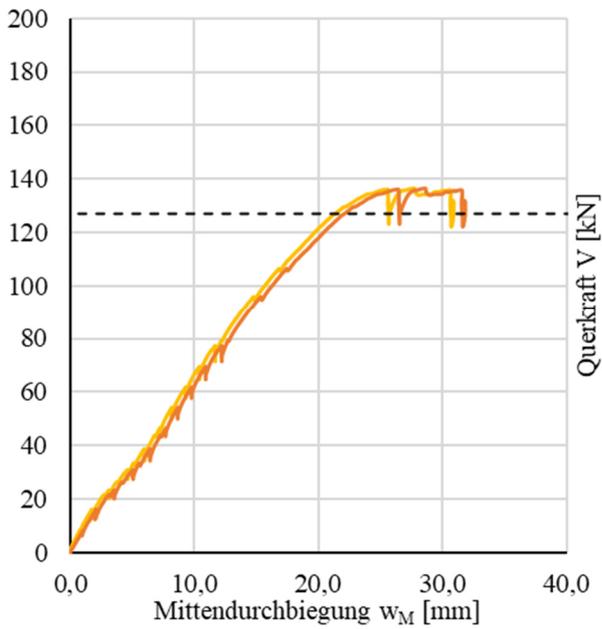
Rissweitenänderung



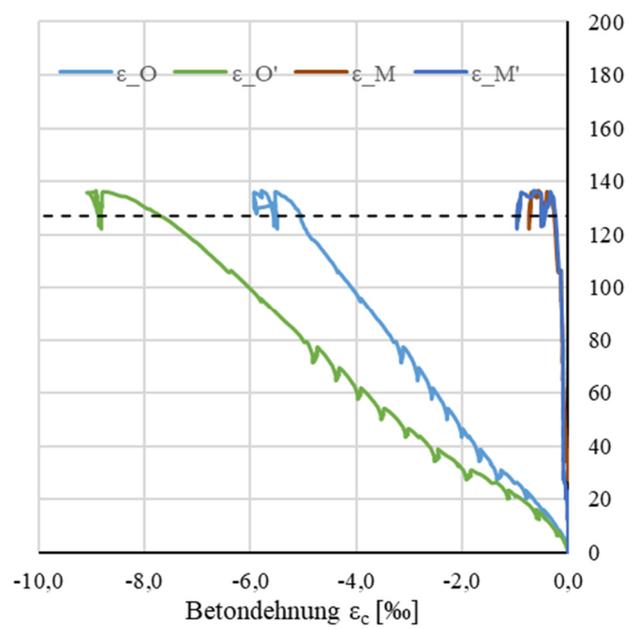
Rissbild nach Überlastung



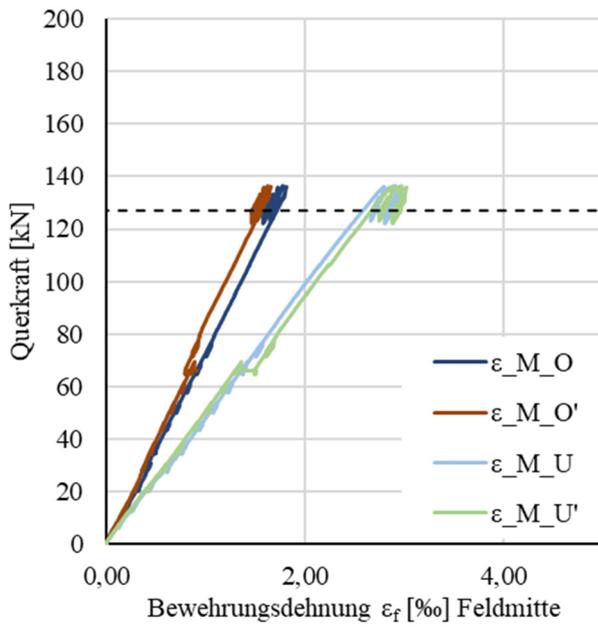
Durchbiegungen



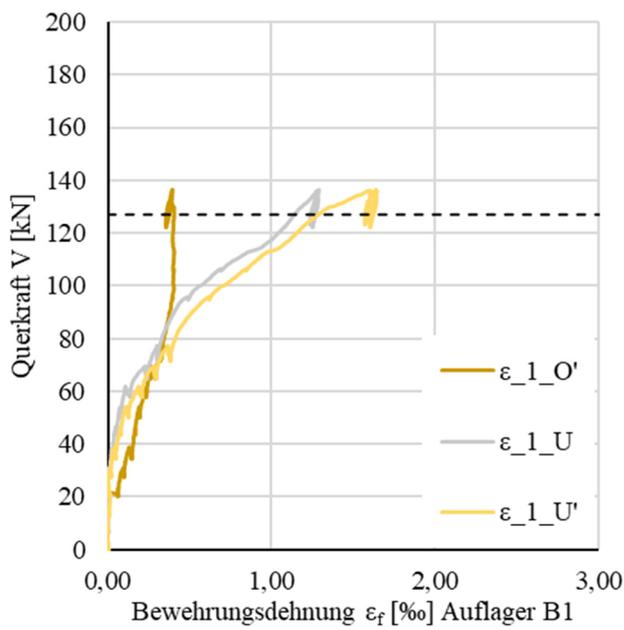
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung Feldmitte



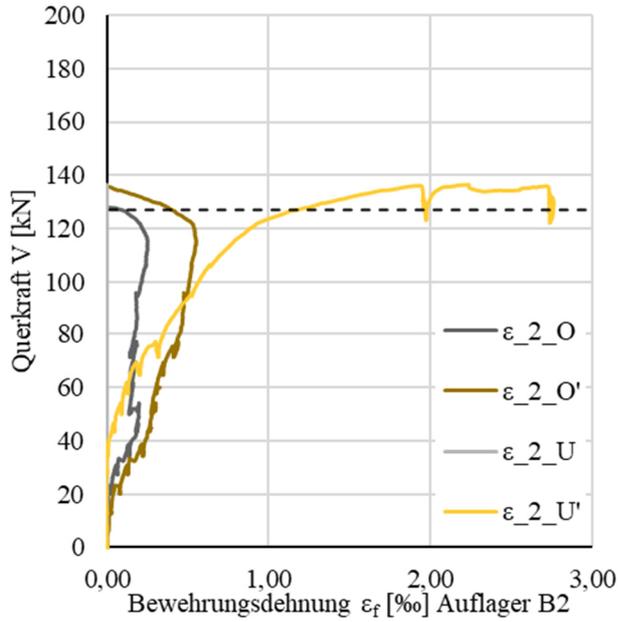
Bewehrungsdehnung Auflager B1



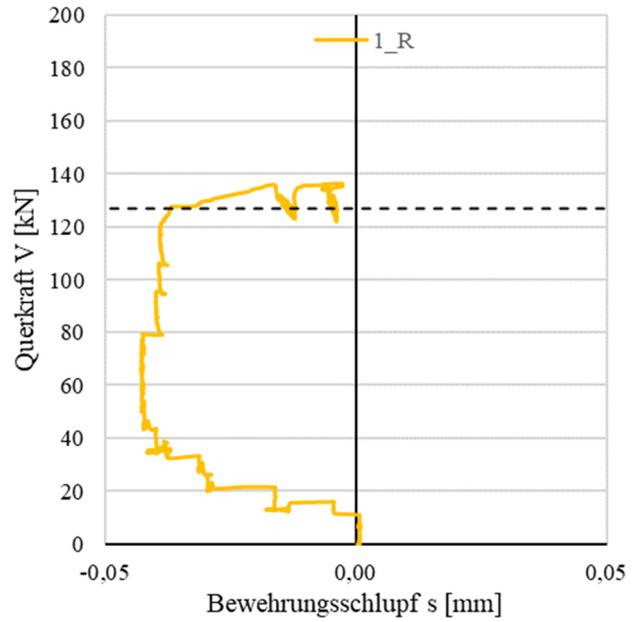
Bewehrungsschlupf Auflager B1

k.A.

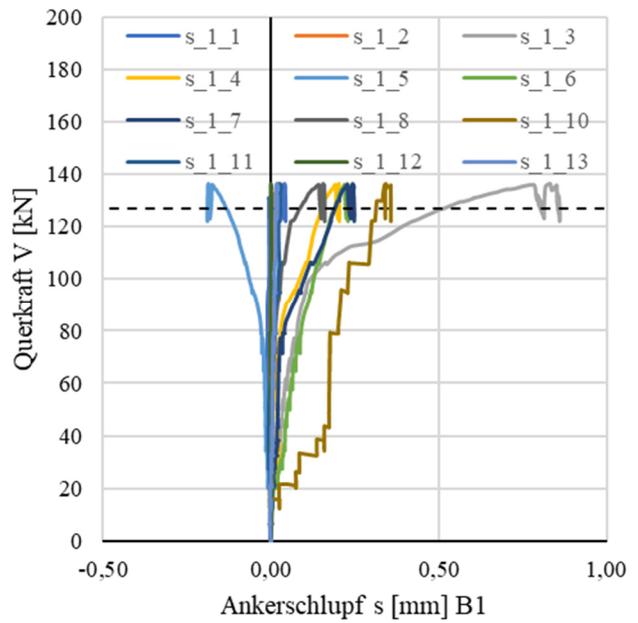
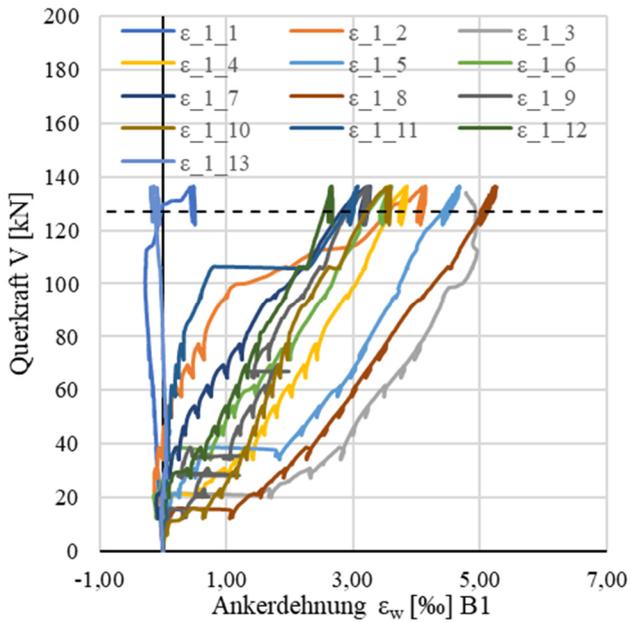
Bewehrungsdehnung Auflager B2



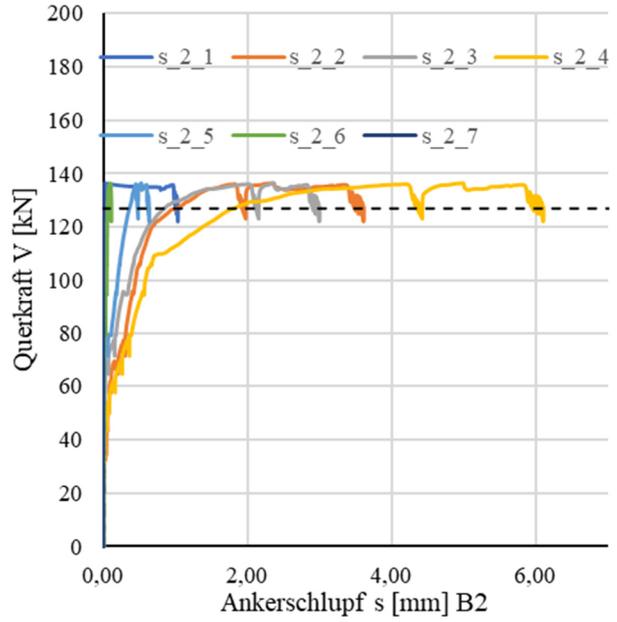
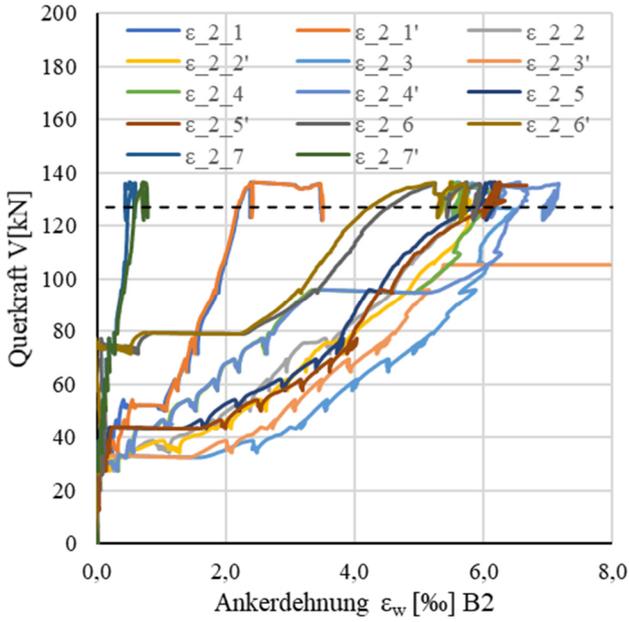
Bewehrungsschlupf Auflager B2



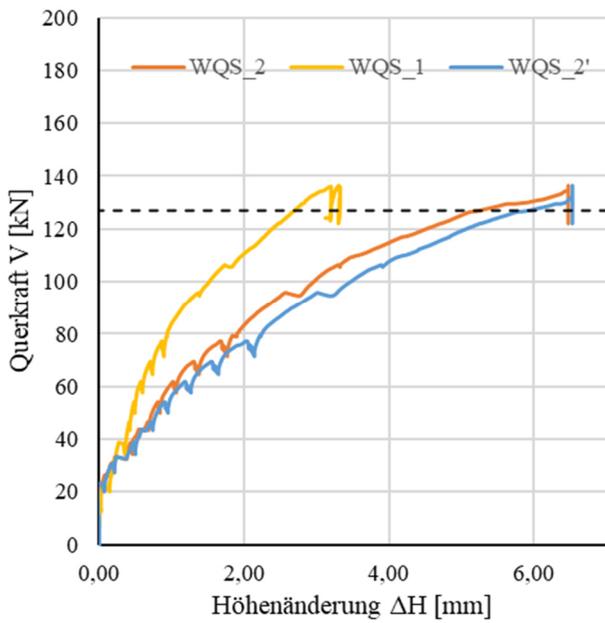
Tragverhalten DKB Bereich B1



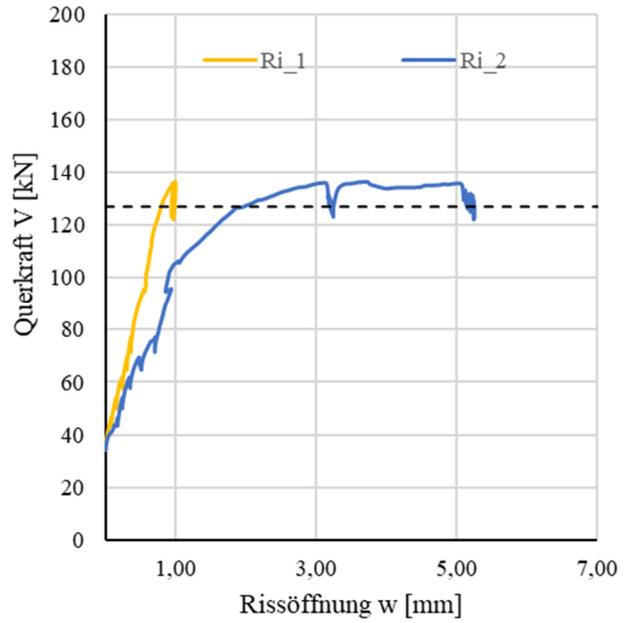
Tragverhalten DKB Bereich B2



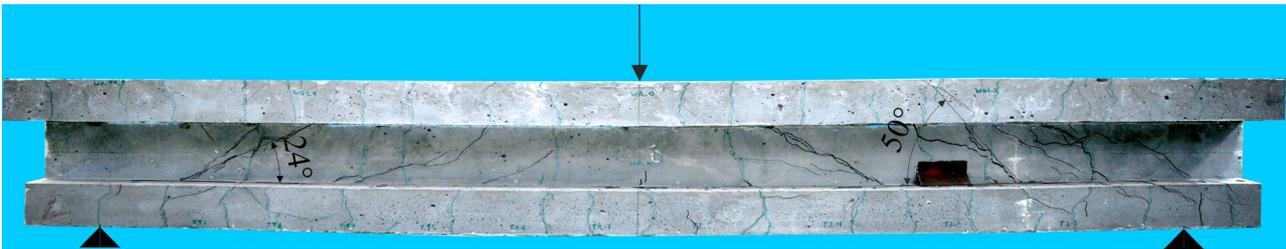
Querschnittshöhenänderung



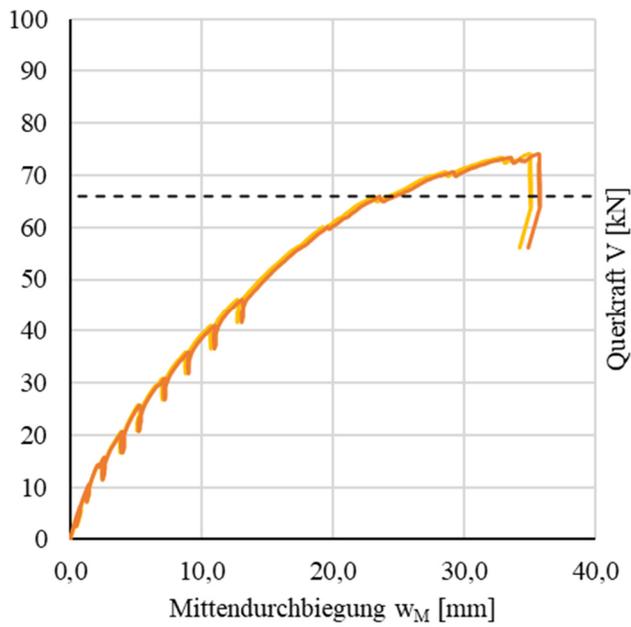
Rissweitenänderung



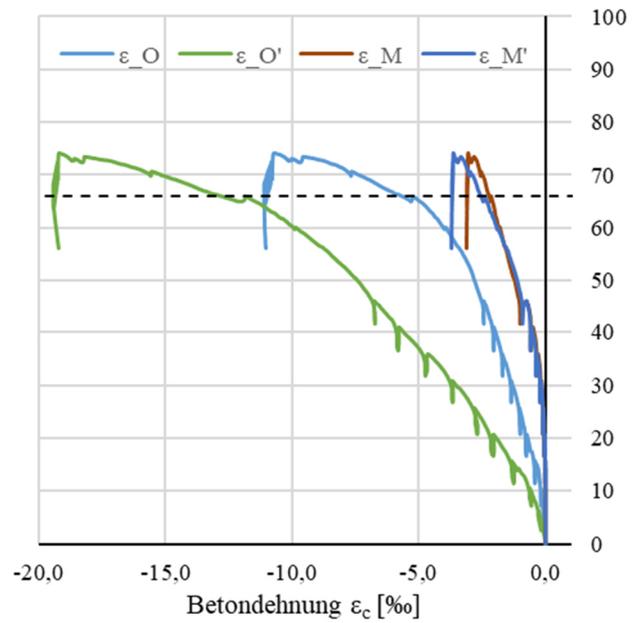
Rissbild nach Überlastung



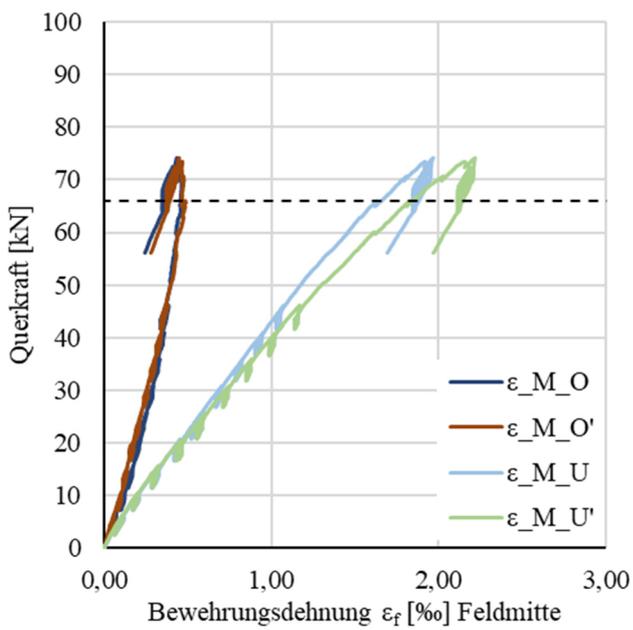
Durchbiegungen



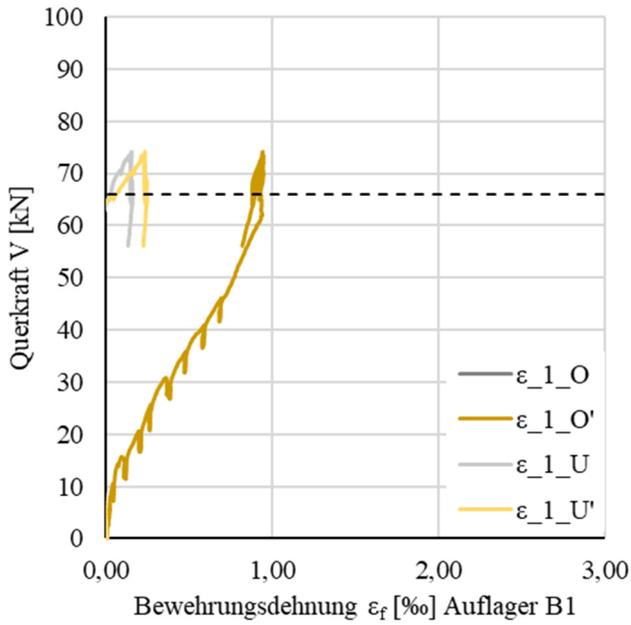
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung Feldmitte



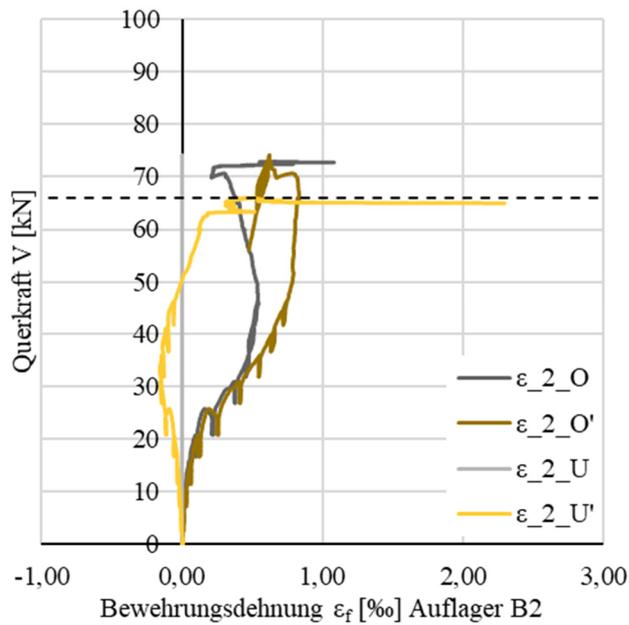
Bewehrungsdehnung Auflager B1



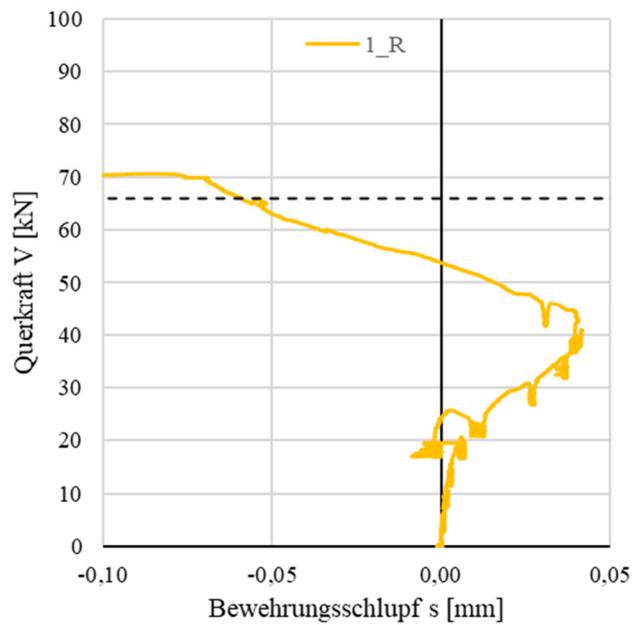
Bewehrungsschlupf Auflager B1

k.A.

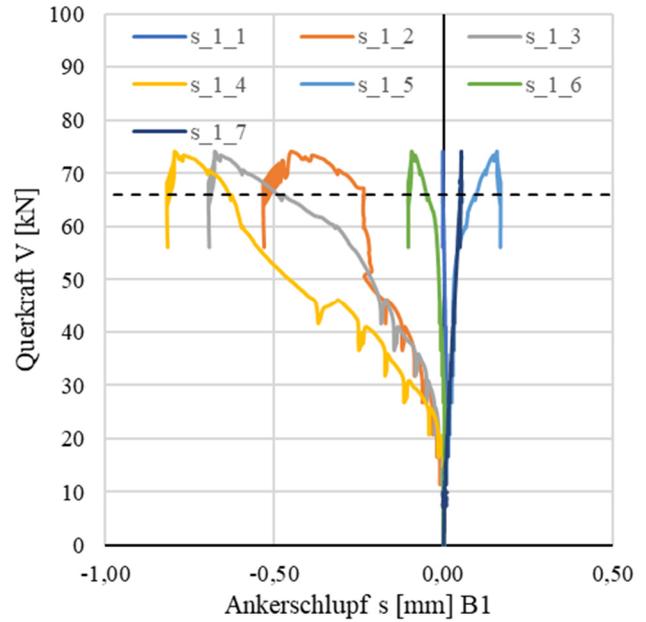
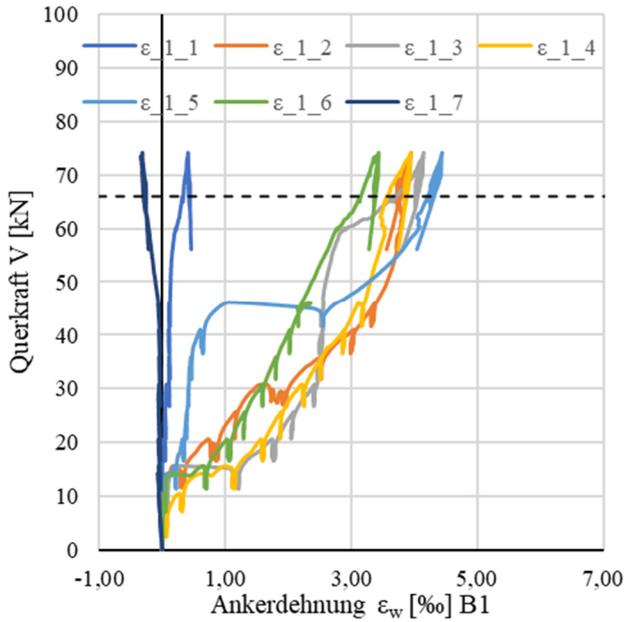
Bewehrungsdehnung Auflager B2



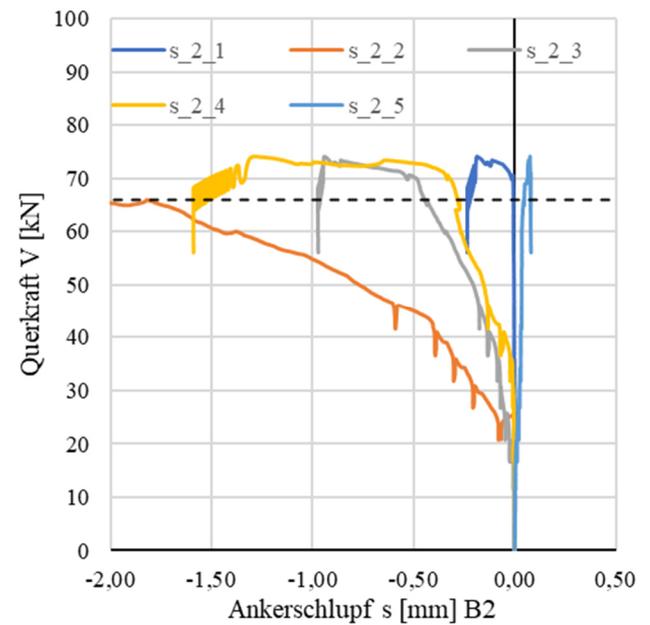
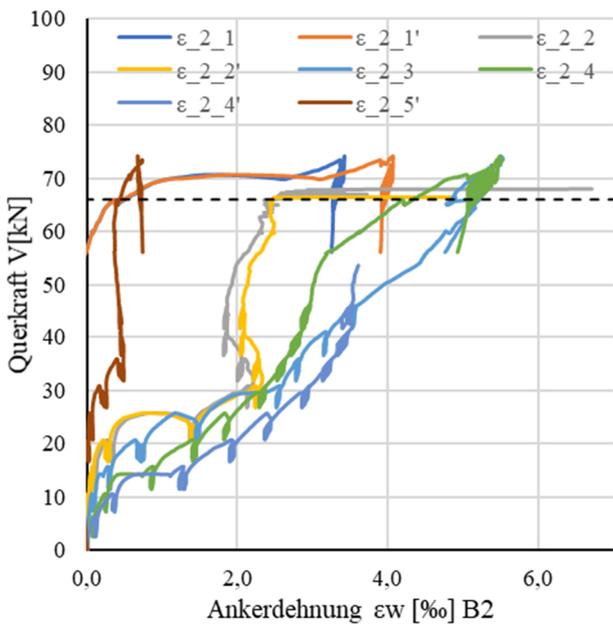
Bewehrungsschlupf Auflager B2

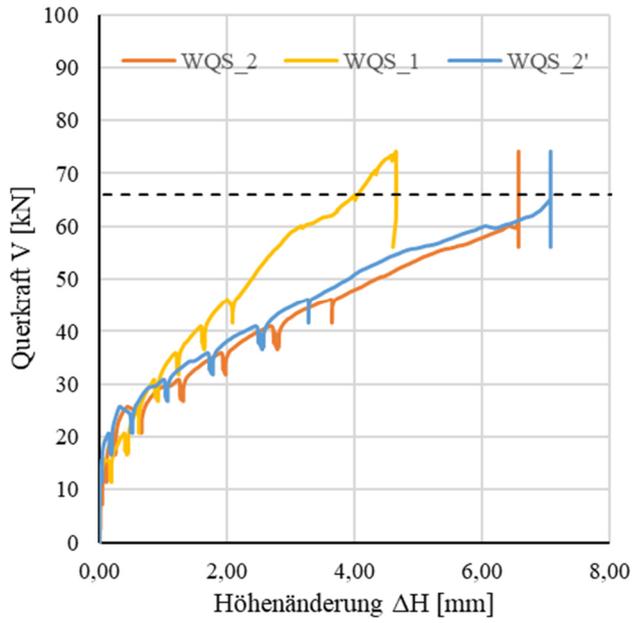
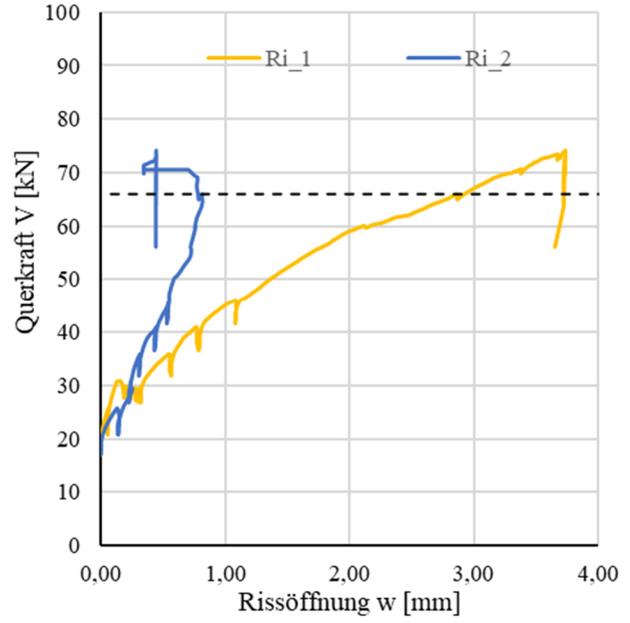


Tragverhalten DKB Bereich B1

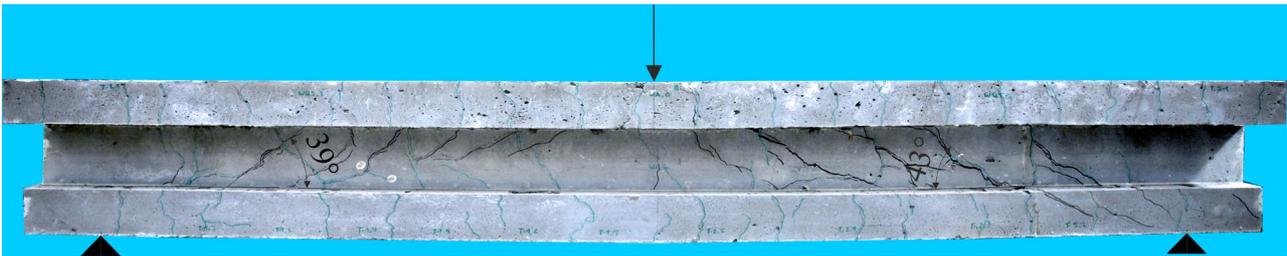


Tragverhalten DKB Bereich B2

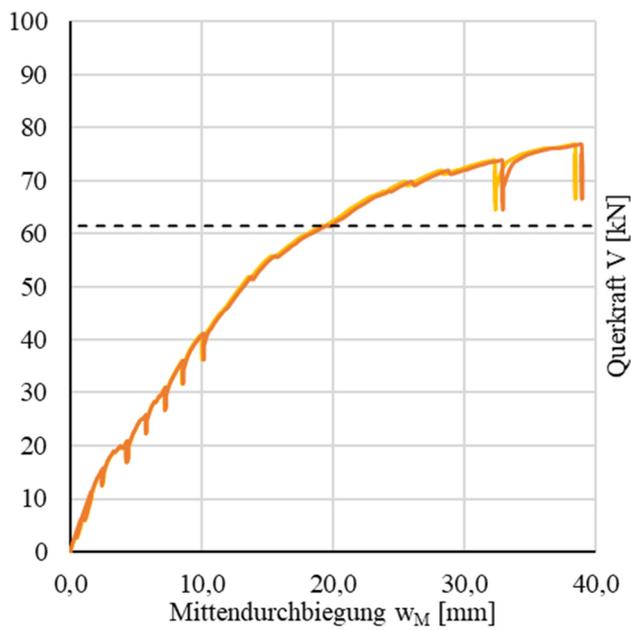


Querschnittshöhenänderung**Rissweitenänderung**

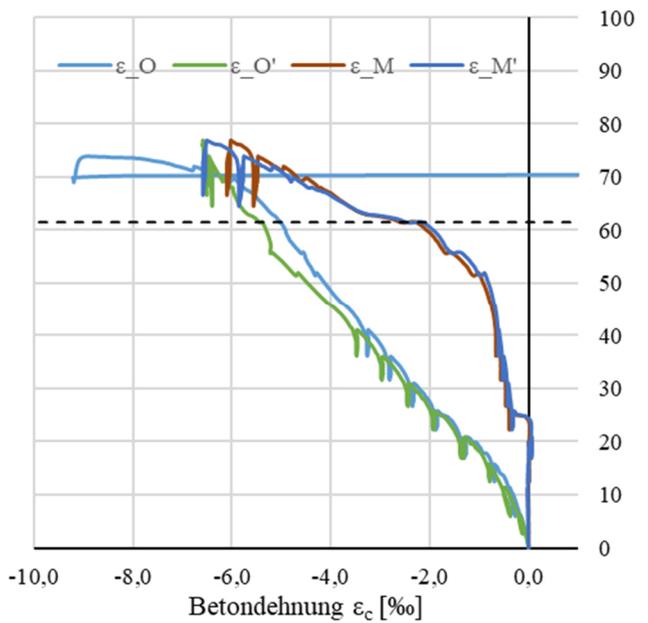
Rissbild nach Überlastung



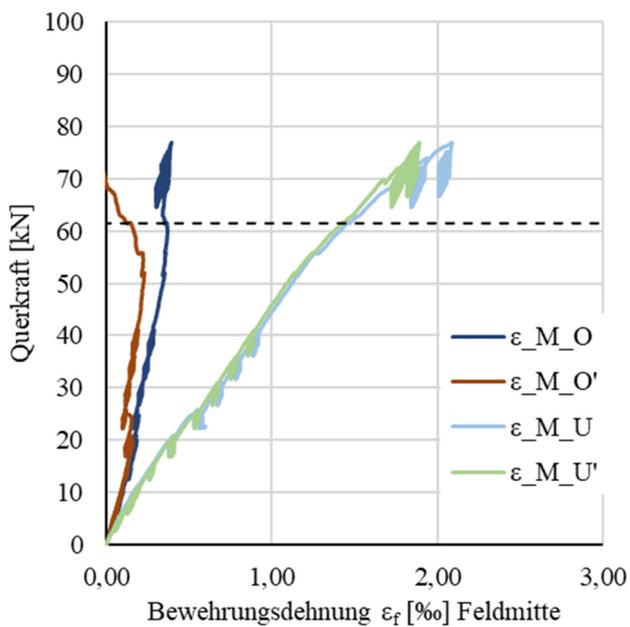
Durchbiegungen



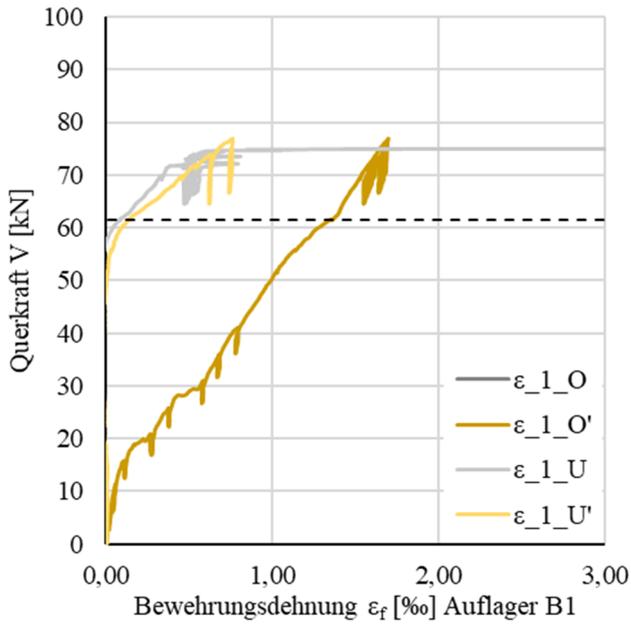
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung Feldmitte



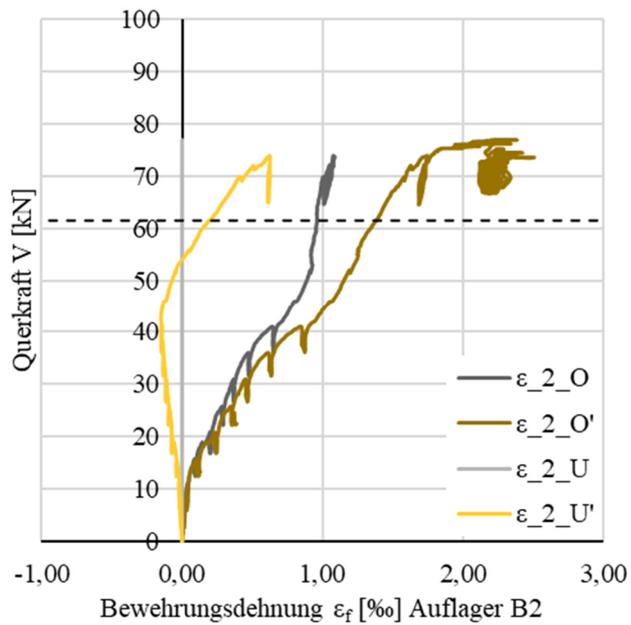
Bewehrungsdehnung Auflager B1



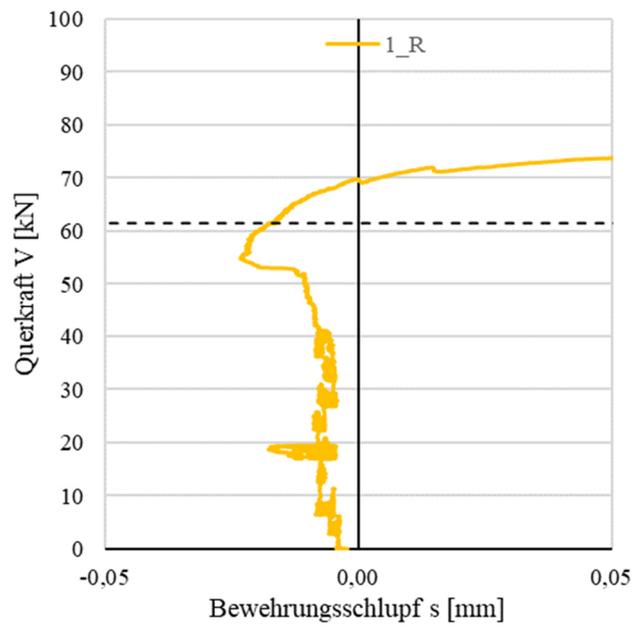
Bewehrungsschlupf Auflager B1

k.A.

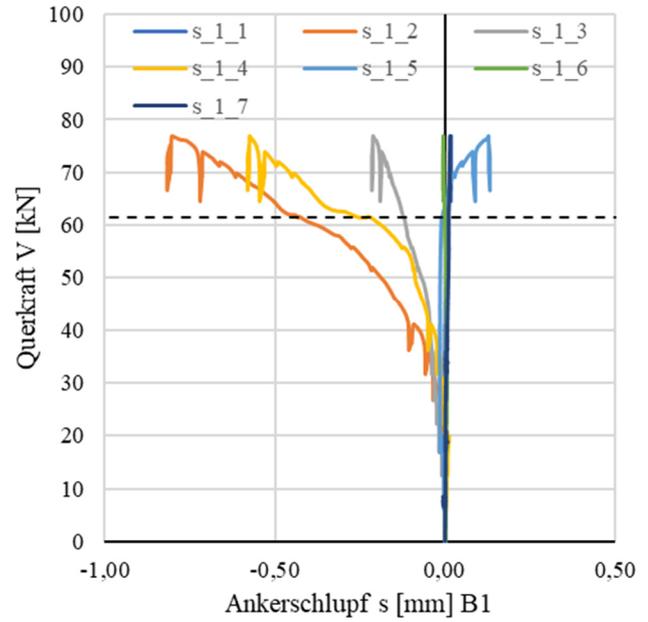
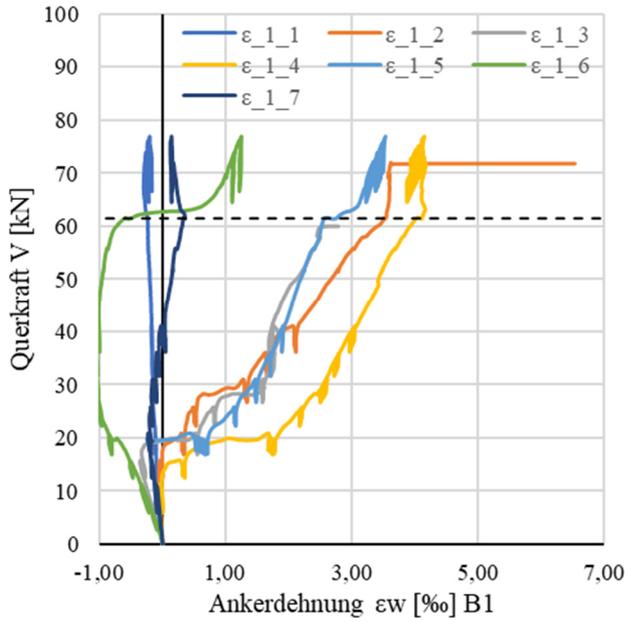
Bewehrungsdehnung Auflager B2



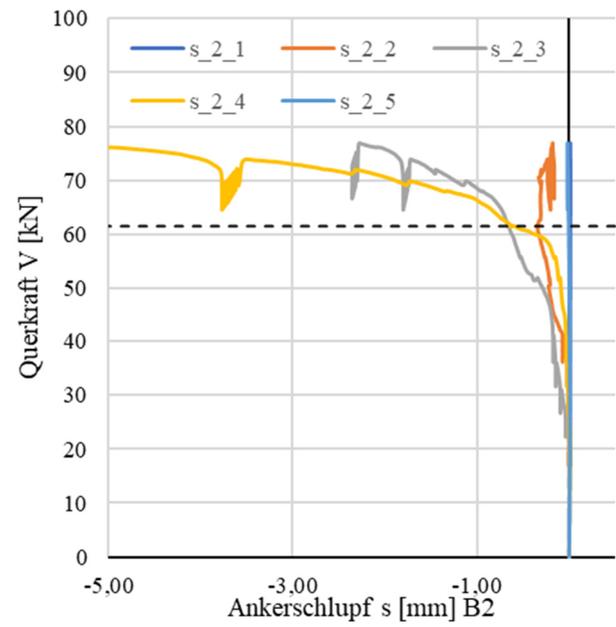
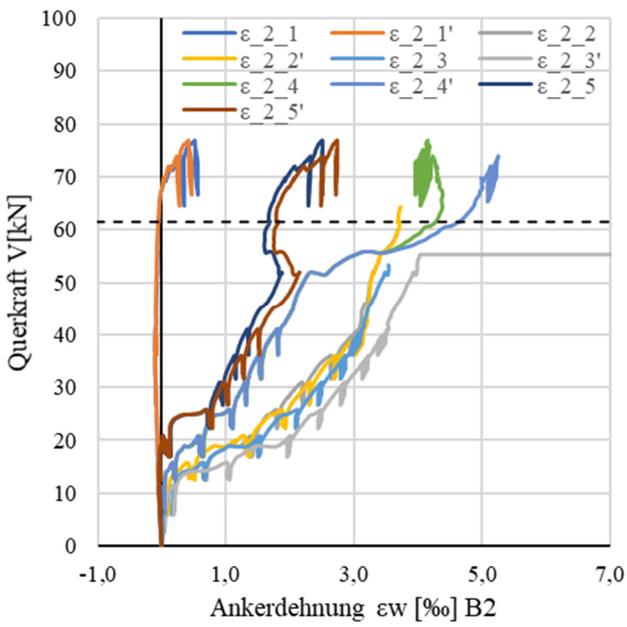
Bewehrungsschlupf Auflager B2

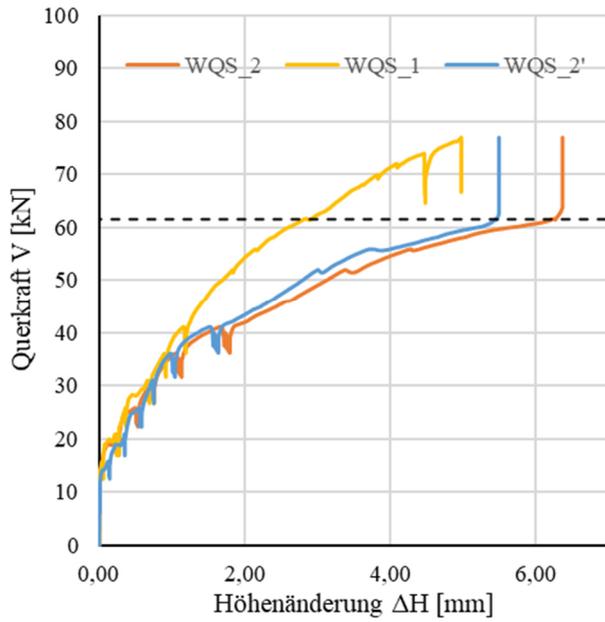
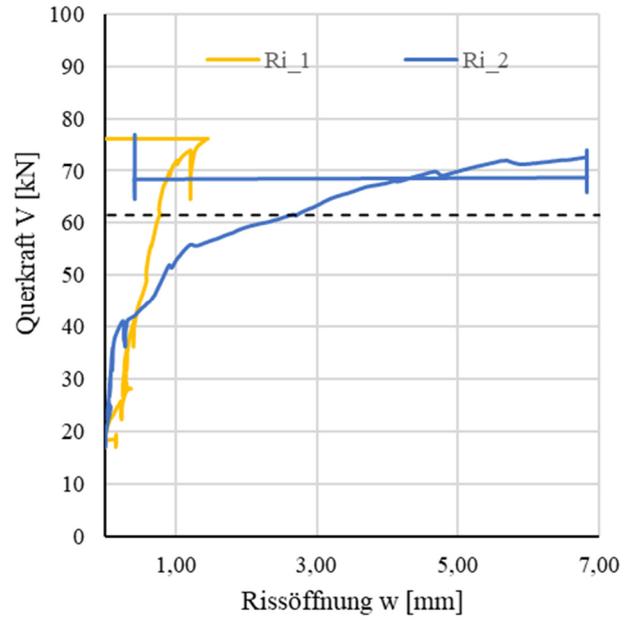


Tragverhalten DKB Bereich B1

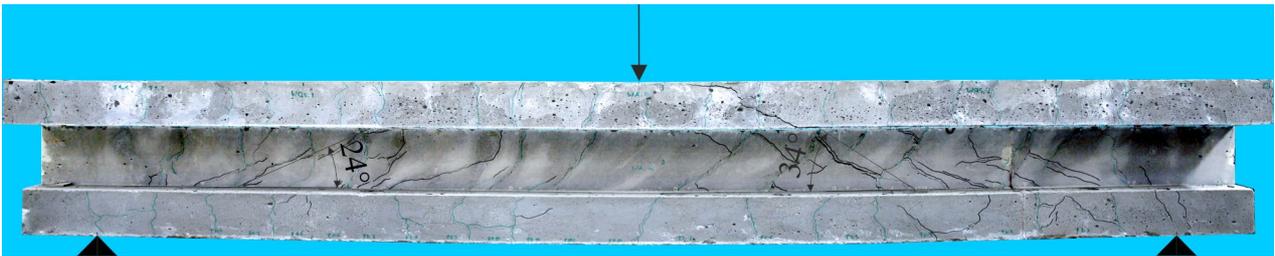


Tragverhalten DKB Bereich B2

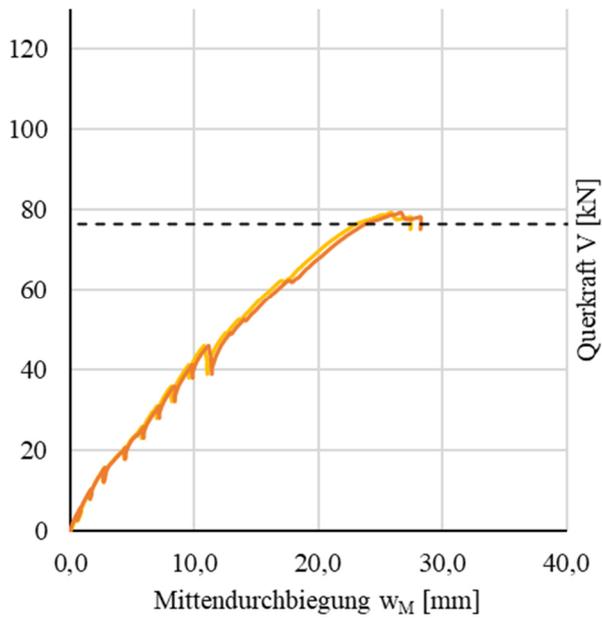


Querschnittshöhenänderung**Rissweitenänderung**

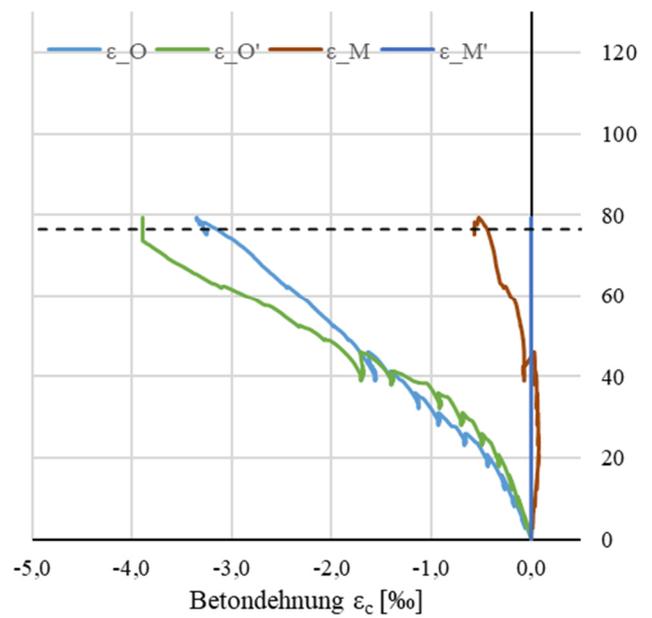
Rissbild nach Überlastung



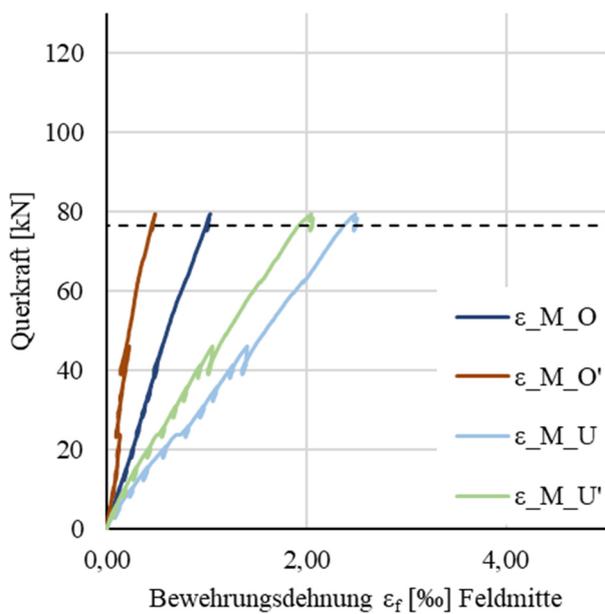
Durchbiegungen



Betonstauchung

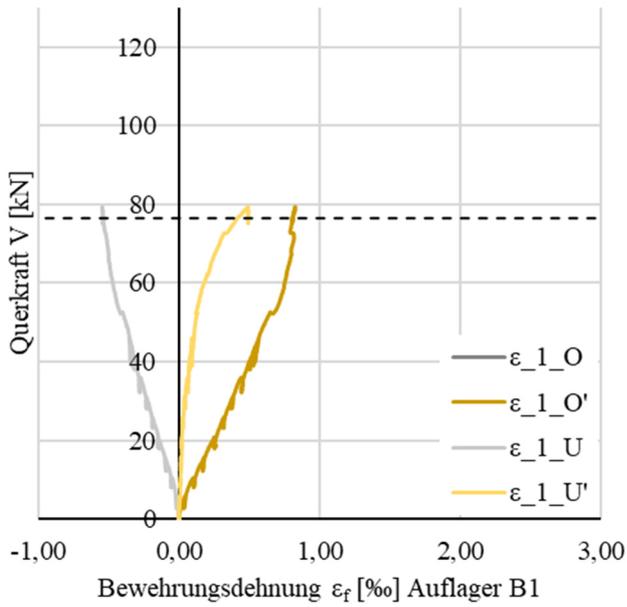


Bewehrungsdehnung Feldmitte



Bewehrungsdehnung Auflager B1

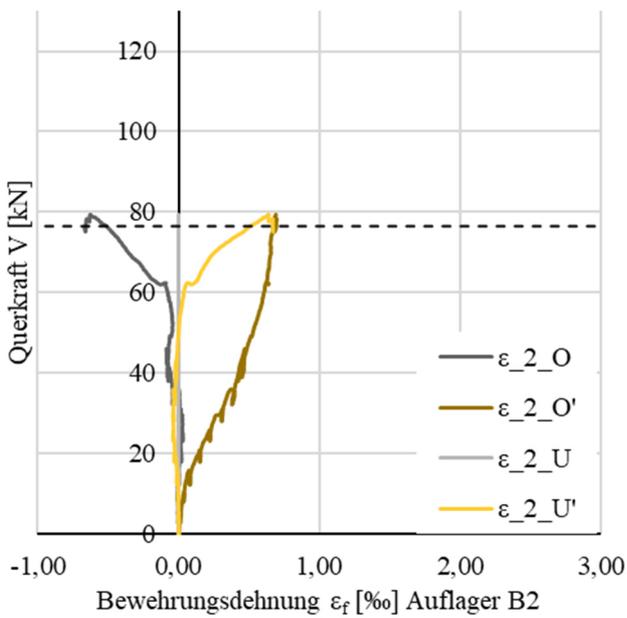
Bewehrungsschlupf Auflager B1



k.A.

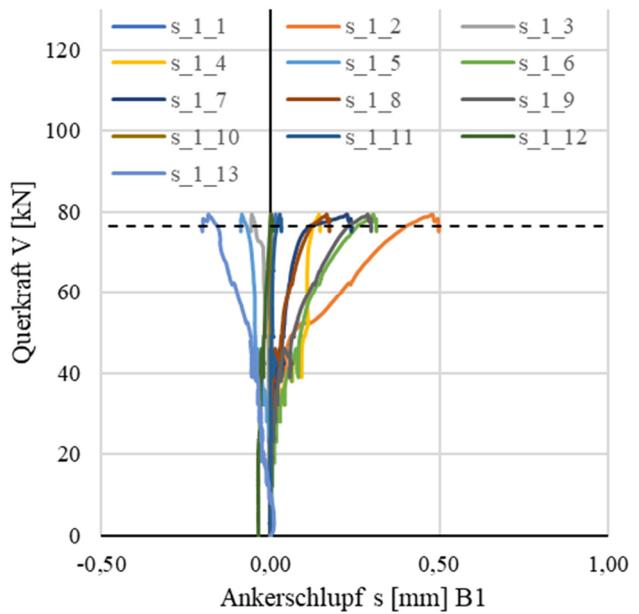
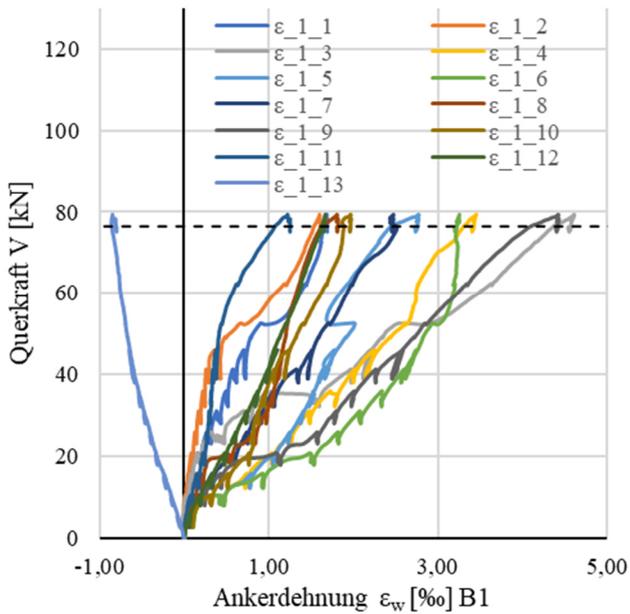
Bewehrungsdehnung Auflager B2

Bewehrungsschlupf Auflager B2

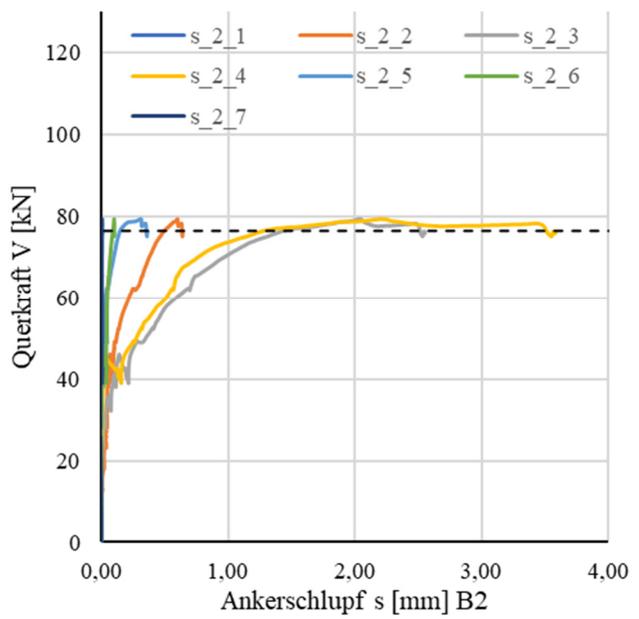
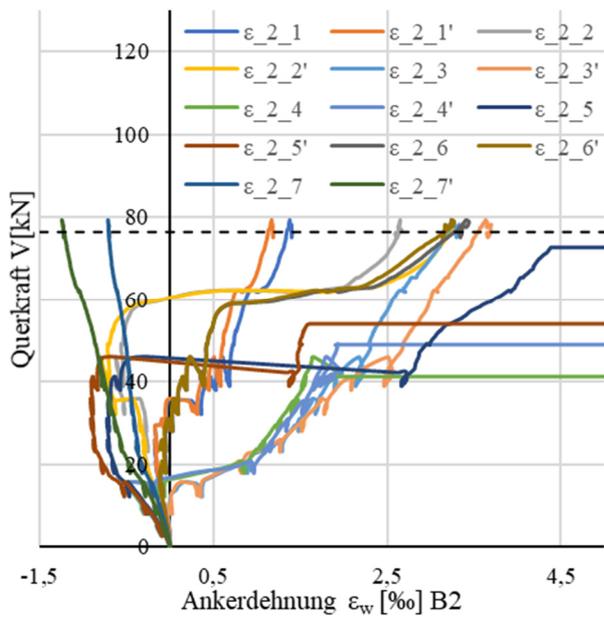


k.A.

Tragverhalten DKB Bereich B1

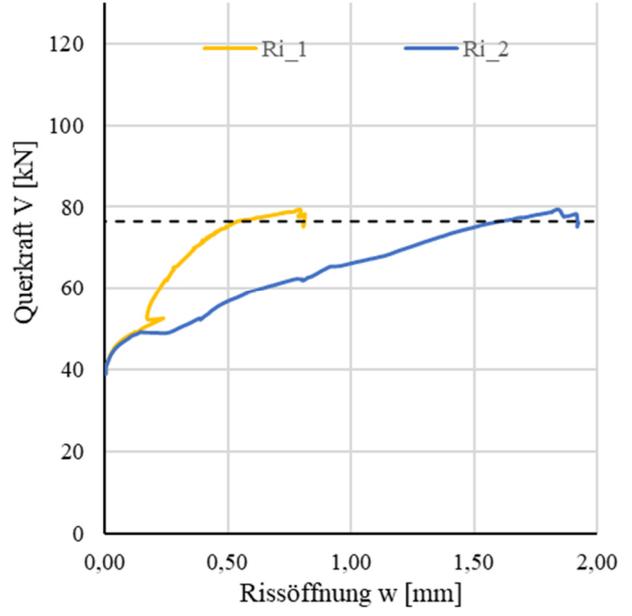
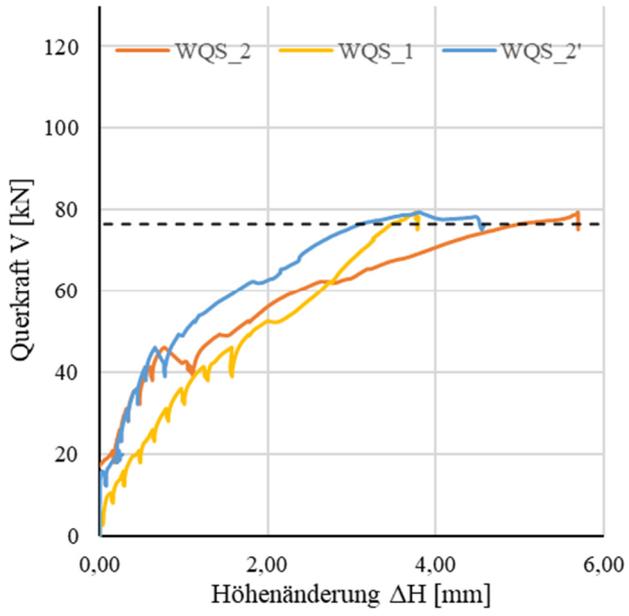


Tragverhalten DKB Bereich B2

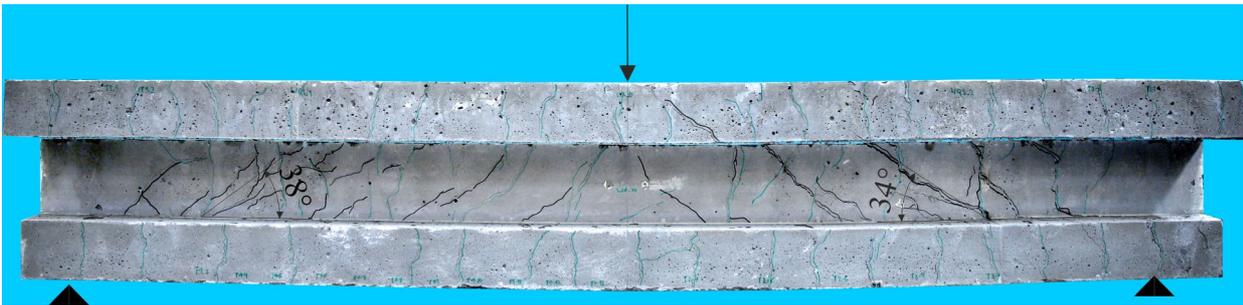


Querschnittshöhenänderung

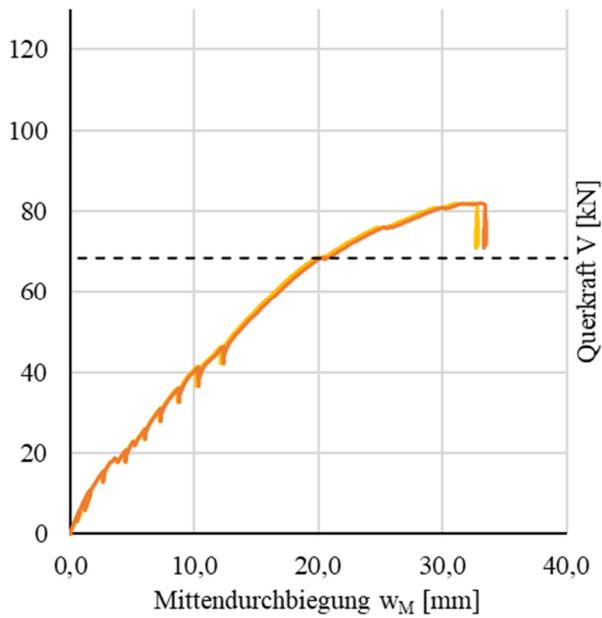
Rissweitenänderung



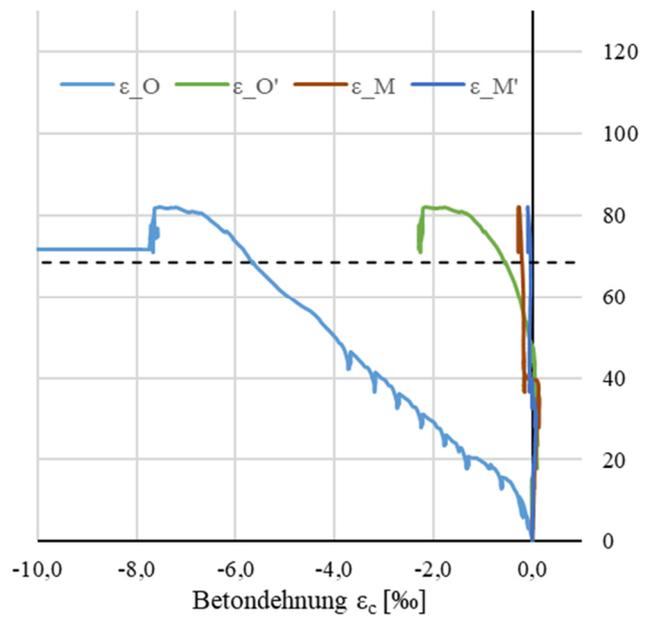
Rissbild nach Überlastung



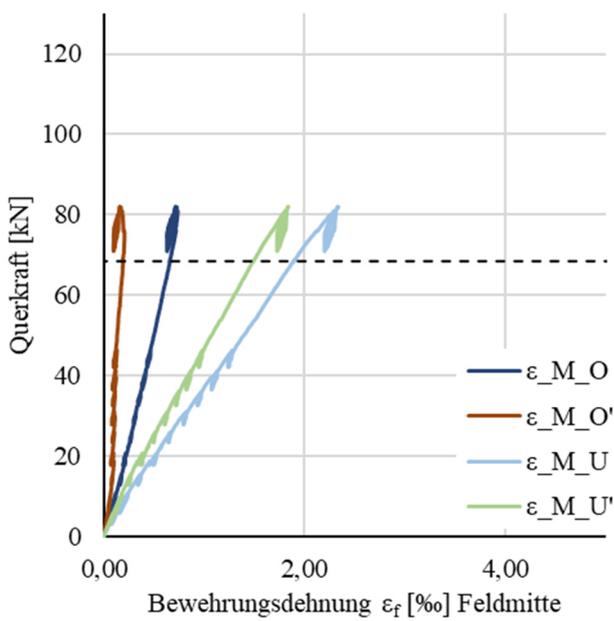
Durchbiegungen



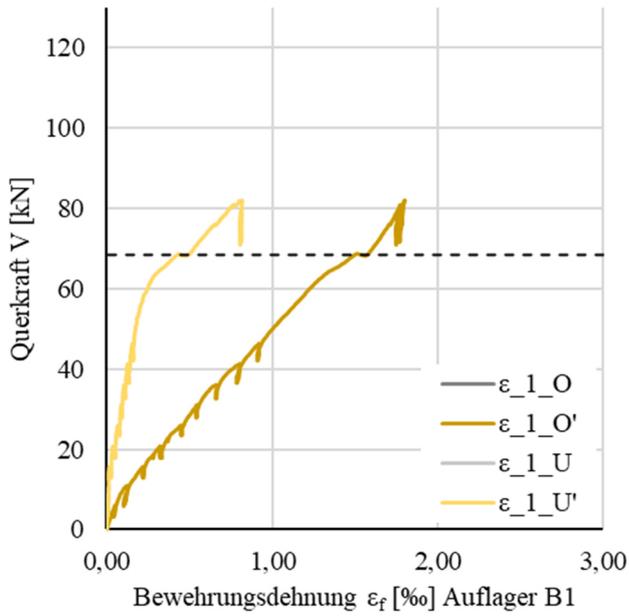
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung Feldmitte



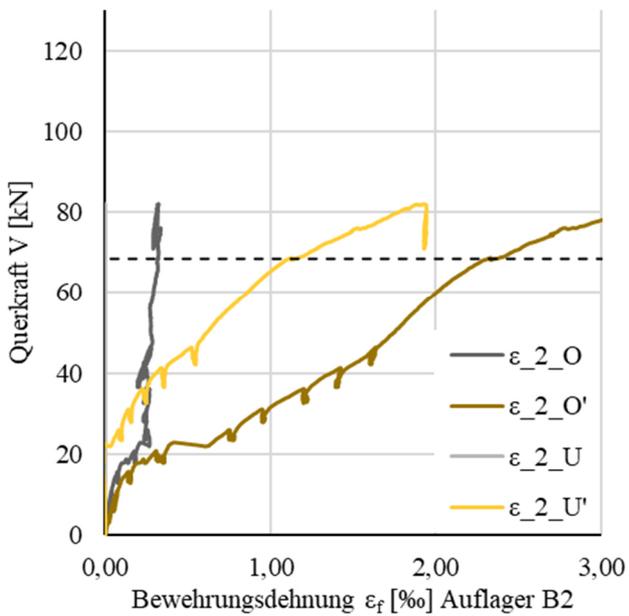
Bewehrungsdehnung Auflager B1



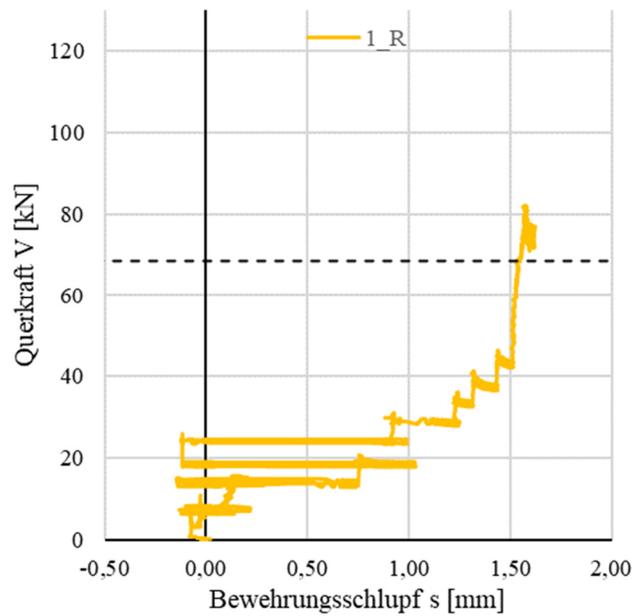
Bewehrungsschlupf Auflager B1

k.A.

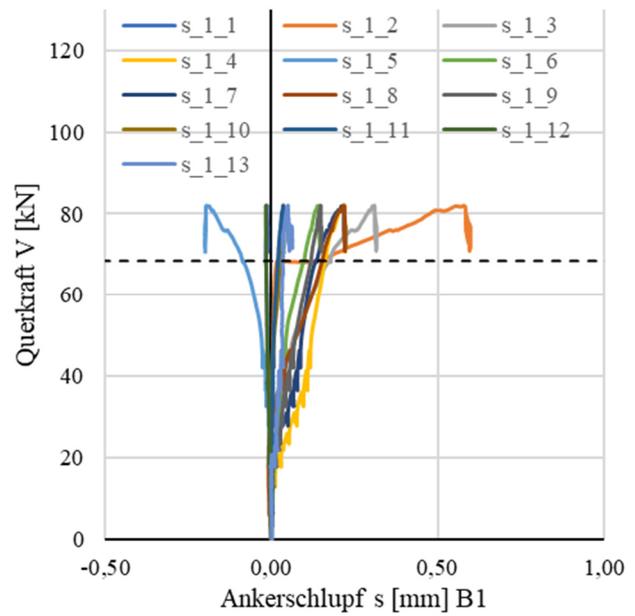
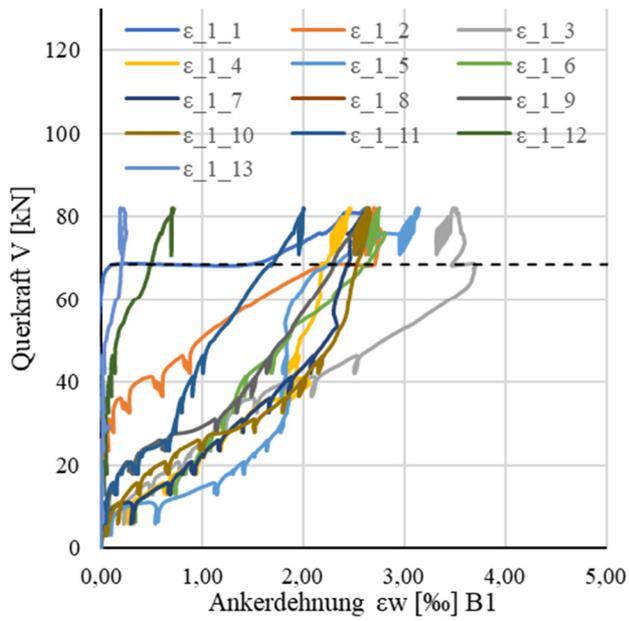
Bewehrungsdehnung Auflager B2



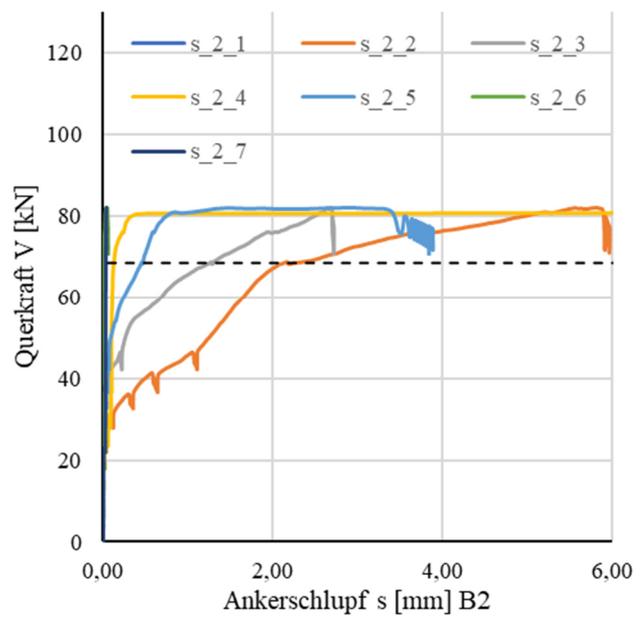
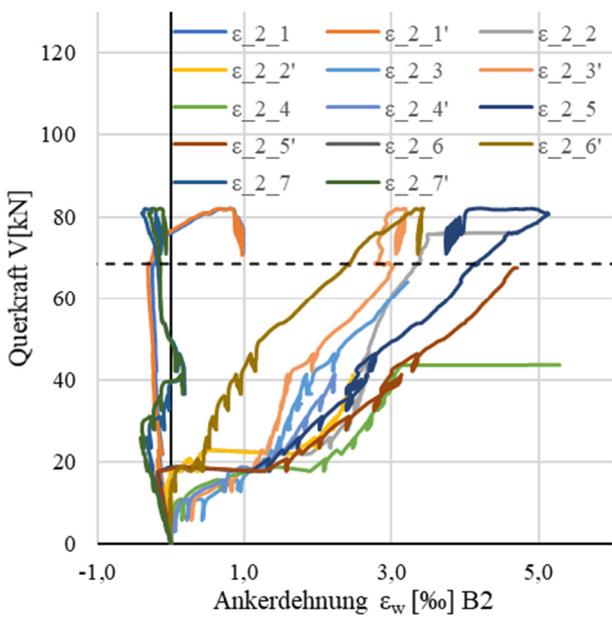
Bewehrungsschlupf Auflager B2

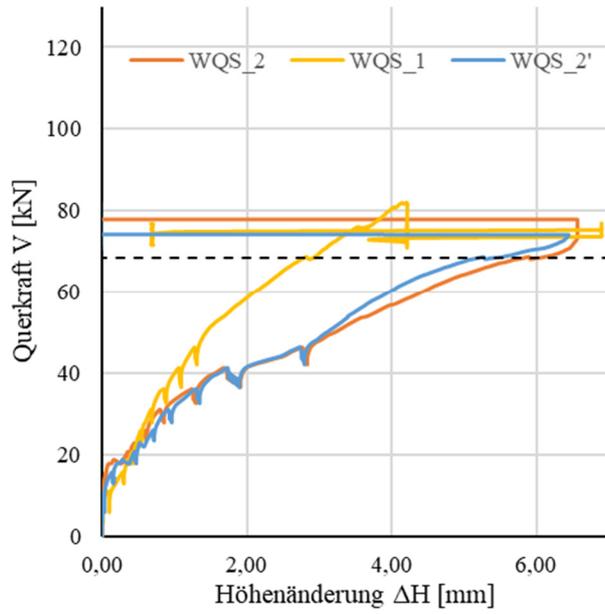
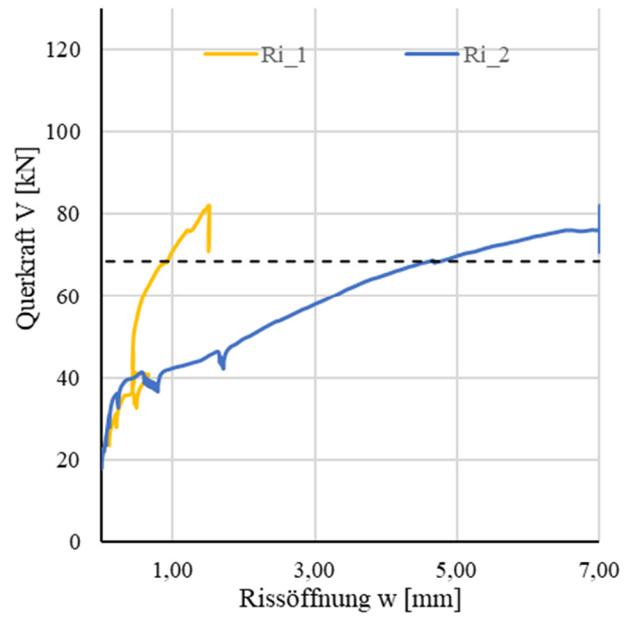


Tragverhalten DKB Bereich B1

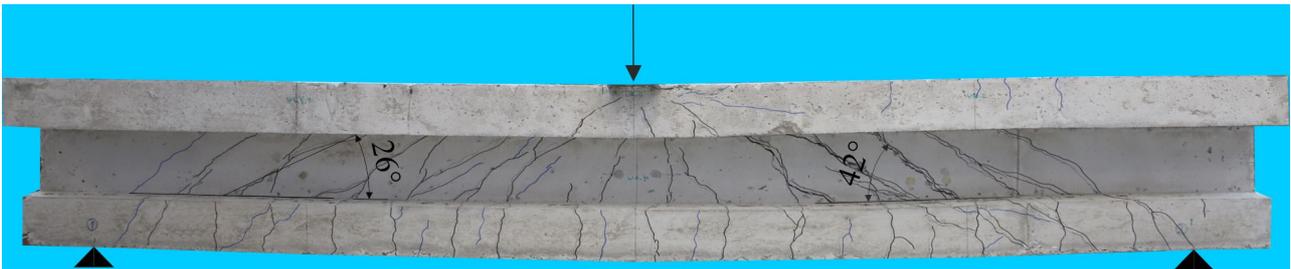


Tragverhalten DKB Bereich B2

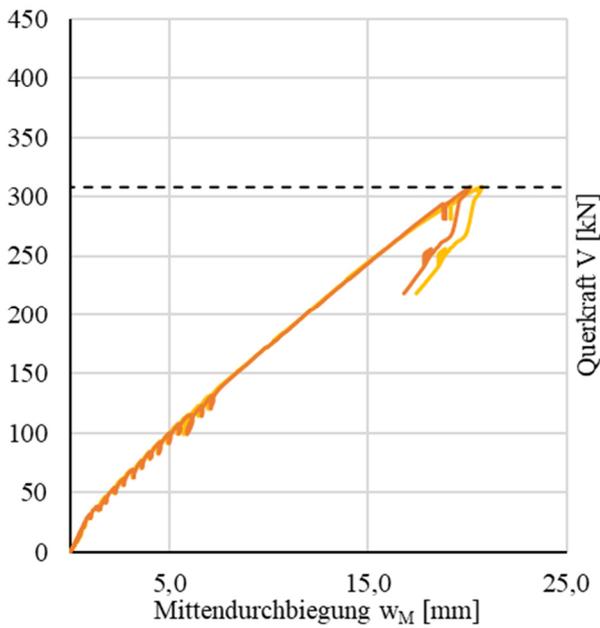


Querschnittshöhenänderung**Rissweitenänderung**

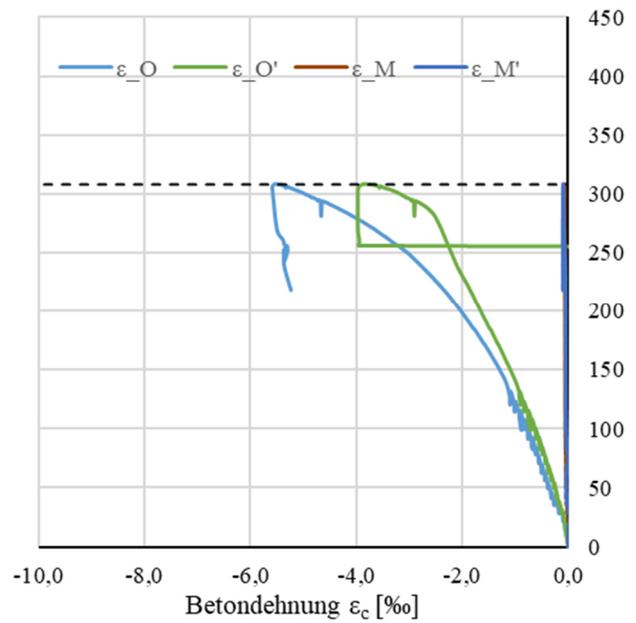
Rissbild nach Überlastung



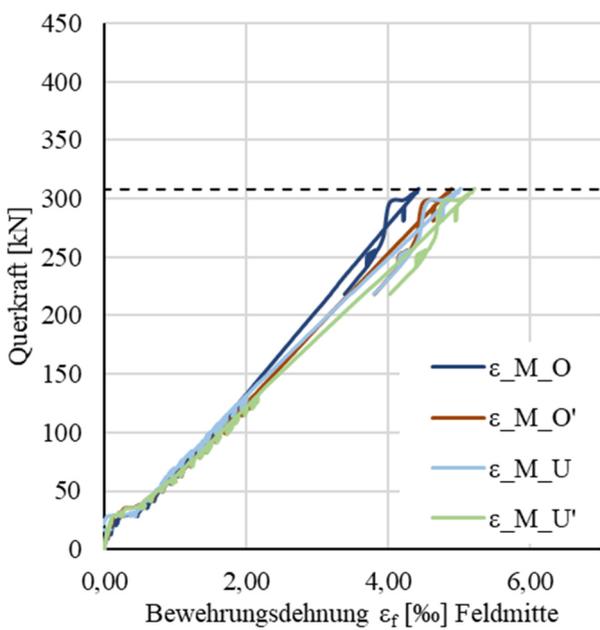
Durchbiegungen



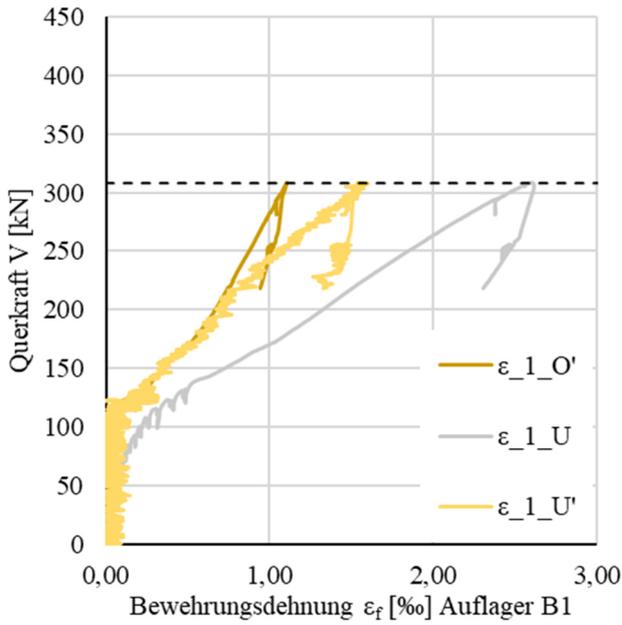
Betonstauchung



Bewehrungsdehnung Feldmitte



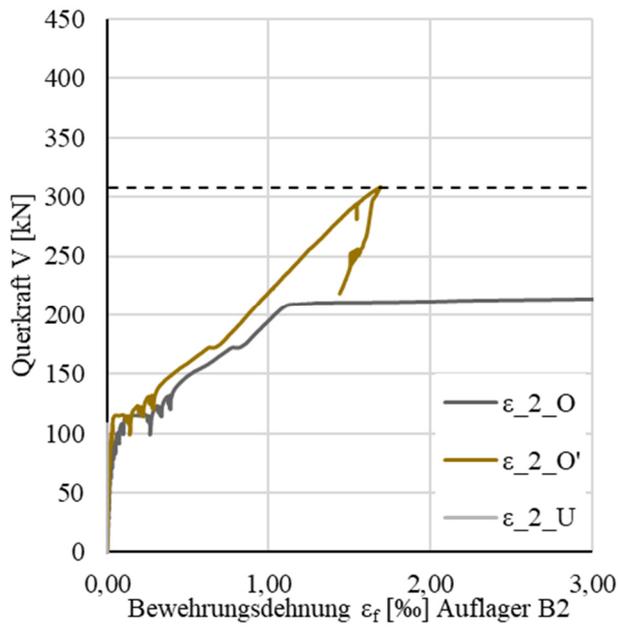
Bewehrungsdehnung Auflager B1



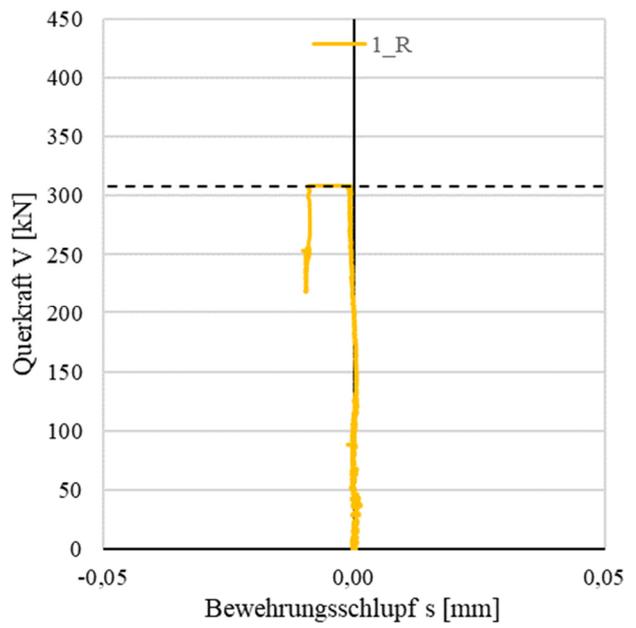
Bewehrungsschlupf Auflager B1

k.A.

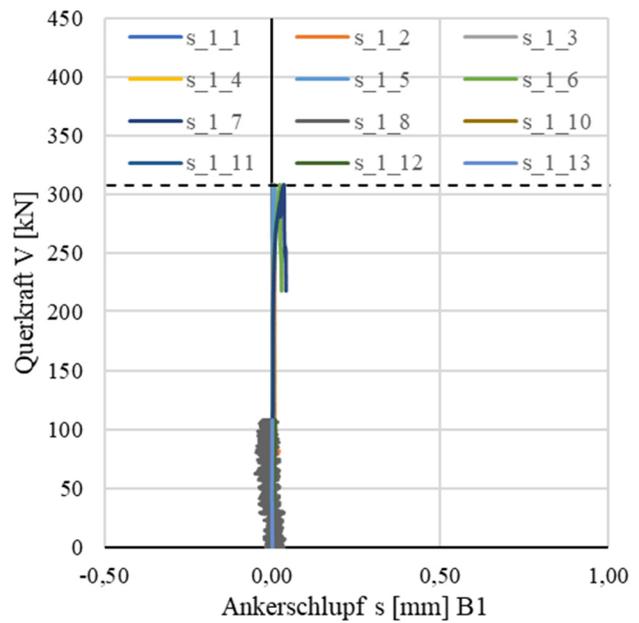
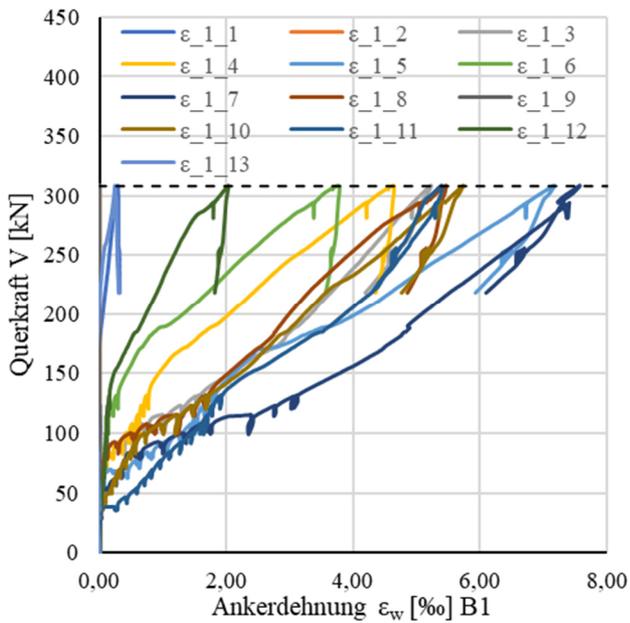
Bewehrungsdehnung Auflager B2



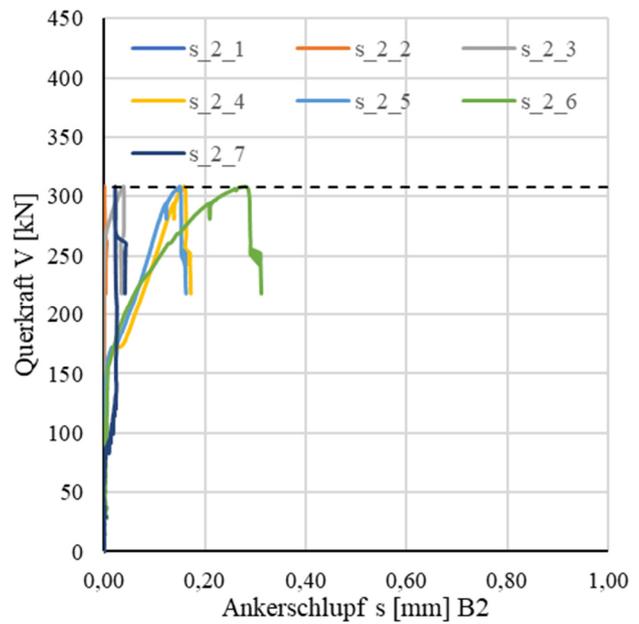
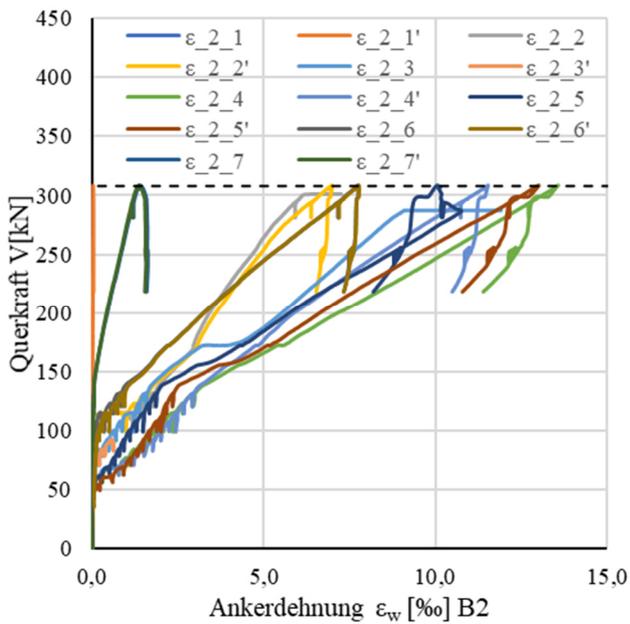
Bewehrungsschlupf Auflager B2

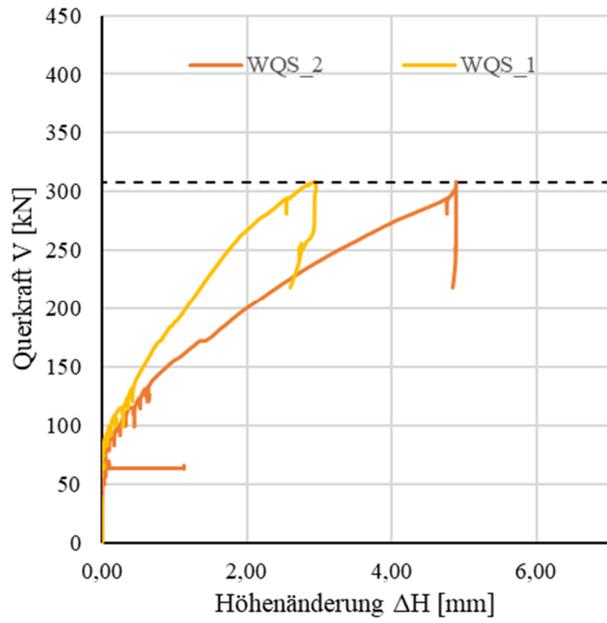
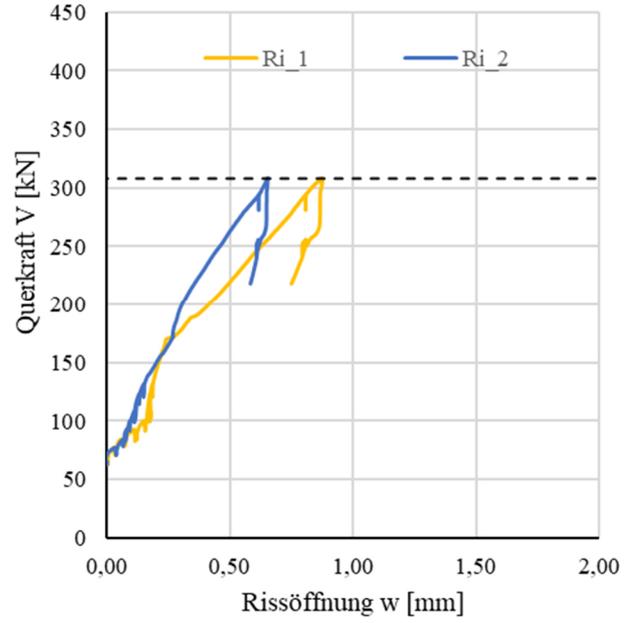


Tragverhalten DKB Bereich B1



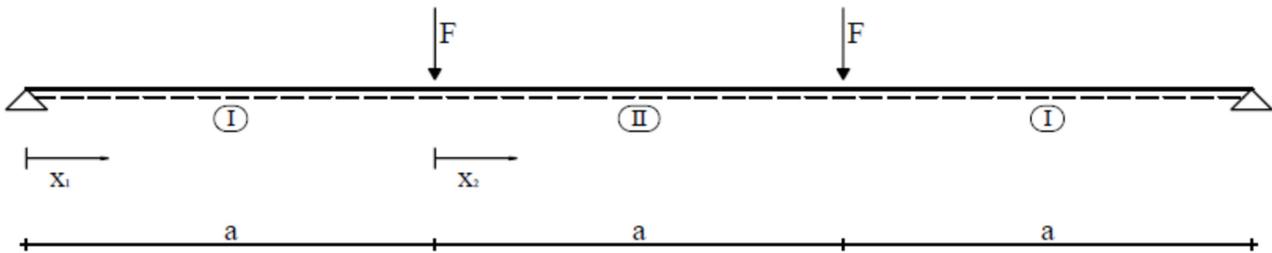
Tragverhalten DKB Bereich B2



Querschnittshöhenänderung**Rissweitenänderung**

A.4 ANALYSEN ZUM BIEGETRAGVERHALTEN VON BAUTEILEN AUS HPAC MIT FVK-BEWEHRUNG

A.4.1 VERFORMUNGSVERHALTEN



Bereich I:

$$EIw_I''(x_1) = -F \cdot x_1$$

$$EIw_I'(x_1) = -\frac{F}{2} \cdot x_1^2 + C_1$$

$$EIw_I(x_1) = -\frac{F}{6} \cdot x_1^3 + C_1 \cdot x_1 + C_2$$

Rand- und Übergangsbedingungen:

$$w_I(x_1 = 0) = 0 \Rightarrow C_2 = 0$$

$$w_{II}'\left(x_2 = \frac{a}{2}\right) = 0 \Rightarrow C_3 = \frac{F \cdot a^2}{2}$$

$$w_I'(x_1 = a) = w_{II}'(x_2 = 0) \Rightarrow C_1 = F \cdot a^2$$

$$w_I(x_1 = a) = w_{II}(x_2 = 0) \Rightarrow C_4 = \frac{5}{6} \cdot F \cdot a^3$$

Bereich I:

$$EIw_I'(x_1) = \varphi_I(x_1) = -\frac{F}{2} \cdot x_1^2 + F \cdot a^2$$

$$EIw_I(x_1) = -\frac{F}{6} \cdot x_1^3 + F \cdot a^2 \cdot x_1$$

Bereich II:

$$EIw_{II}''(x_2) = -F \cdot a$$

$$EIw_{II}'(x_2) = -F \cdot a \cdot x_2 + C_3$$

$$EIw_{II}(x_2) = -\frac{F}{2} \cdot x_2^2 + C_3 \cdot x_2 + C_4$$

Bereich II:

$$EIw_{II}'(x_2) = \varphi_{II}(x_2) = -F \cdot a \cdot x_2 + \frac{F \cdot a^2}{2}$$

$$EIw_{II}(x_2) = -\frac{F}{2} \cdot x_2^2 + \frac{F \cdot a^2}{2} \cdot x_2 + \frac{5}{6} \cdot F \cdot a^3$$

A.4 Analysen zum Biegetragverhalten von Bauteilen aus HPAC mit FVK-Bewehrung

Bezeichnung	A_f	E_f	E_c	b	h	d	A_c	I_c	α_f	A_{ci}	z_{cif}	I_{ci}	I_c/I_{ci}
	[mm ²]	[Mpa]	[Mpa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ⁴]	[-]	[mm ²]	[mm]	[mm ⁴]	[-]
B_47_8_1	101	60.000	7.063	123	198	160	24.354	79.564.518	8,49	25.209	97	82.586.504	0,96
B_47_8_2	101	60.000	7.634	120	197	160	23.640	76.453.730	7,86	24.431	97	79.300.608	0,96
B_47_8_3	101	60.000	5.593	120	197	154	23.640	76.453.730	10,73	24.719	96	79.632.824	0,96
B_47_16_4	402	60.000	6.513	120	197	156	23.640	76.453.730	9,21	27.343	91	86.856.320	0,88
B_47_16_5	402	60.000	6.656	120	198	155	23.760	77.623.920	9,01	27.384	92	87.484.281	0,89
B_47_16_6	402	60.000	5.631	122	200	156	24.400	81.333.333	10,66	28.683	92	92.760.184	0,88
B_61_8_1	101	60.000	2.997	120	205	157	24.600	86.151.250	20,02	26.614	98	91.731.523	0,94
B_61_8_2	101	60.000	2.863	122	199	156	24.278	80.119.423	20,96	26.386	95	86.202.716	0,93
B_61_8_3	101	60.000	2.569	120	200	150	24.000	80.000.000	23,36	26.350	96	85.350.115	0,94
B_61_16_4	402	60.000	2.337	124	199	156	24.676	81.432.856	25,67	34.997	83	104.663.453	0,78
B_61_16_5	402	60.000	1.846	123	198	156	24.354	79.564.518	32,50	37.420	79	107.193.241	0,74
B_61_16_6	402	60.000	3.185	123	203	158	24.969	85.745.627	18,84	32.542	88	103.967.828	0,82

A.4.2 VERGLEICH MIT BESTEHENDEN BEMESSUNGSMODELLEN

A.4.2.1 NACHRECHNUNG BEMESSUNGSKONZEPT NC

Versuchsdaten								EC2 - NC							
Bezeichnung	ρ_{oh}	f_c	f_{BK}	A_f	b	d	ρ_l	$M_{u,EXP}$	ϵ_r	x	ξ	z	ζ	$M_{R,calc}$	M_{calc}/M_{EXP}
	[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]
B_47_8_1	1,36	18,6	17,3	101	123	160	0,51	9,4	11,5	37,3	0,2340	144,0	0,9026	9,95	1,06
B_47_8_2	1,37	19,5	17,3	101	120	160	0,53	9,1	11,6	37,0	0,2318	144,1	0,9036	10,09	1,11
B_47_8_3	1,35	17,6	16,7	101	120	154	0,54	7,1	10,7	37,9	0,2460	138,2	0,8977	8,95	1,26
B_47_16_4	1,39	17,4	12,1	402	120	156	2,15	12,0	4,7	66,6	0,4285	127,8	0,8218	14,39	1,20
B_47_16_5	1,38	22,2		402	120	155	2,16	10,4	5,4	60,7	0,3919	129,7	0,8370	16,99	1,63
B_47_16_6	1,36	15,1	16,7	402	122	156	2,11	12,3	4,3	69,8	0,4477	126,9	0,8138	13,22	1,07
B_61_8_1	0,98	5,5	5,2	101	120	157	0,53	4,5	5,5	61,5	0,3910	131,7	0,8374	4,33	0,96
B_61_8_2	1,00	6,2	5,0	101	122	156	0,53	4,3	5,9	58,0	0,3732	131,4	0,8448	4,66	1,08
B_61_8_3	1,00	5,9	5,5	101	120	150	0,56	4,3	5,5	58,2	0,3878	125,8	0,8387	4,19	0,98
B_61_16_5	0,99	4,9	5,7	402	123	156	2,10	6,3	2,0	99,2	0,6357	114,8	0,7356	5,55	0,88
B_61_16_6	0,99	6,7	5,6	402	123	158	2,08	4,2	2,5	91,4	0,5805	119,5	0,7585	7,29	1,74
														MW	1,18
														SA	0,26

A.4.2.2 NACHRECHNUNG BEMESSUNGSKONZEPT LC

Versuchsdaten								EC - LC										
Bezeichnung	ρ_{oh}	f_c	f_{BK}	A_f	b	d	ρ_l	$M_{u,EXP}$	η_l	α_R	k_a	ϵ_r	x	ξ	z	ζ	$M_{R,calc}$	M_{calc}/M_{EXP}
	[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]	[-]	[-]	[-]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]
B_47_8_1	1,36	18,6	17,3	101	123	160	0,51	9,4	0,7709	0,7529	0,3967	9,8	41,9	0,2629	142,9	0,8957	8,5	0,90
B_47_8_2	1,37	19,5	17,3	101	120	160	0,53	9,1	0,7736	0,7538	0,3970	10,0	41,5	0,2600	143,0	0,8968	8,6	0,95
B_47_8_3	1,35	17,6	16,7	101	120	154	0,54	7,1	0,7682	0,7520	0,3965	9,2	42,5	0,2760	137,1	0,8906	7,6	1,07
B_47_16_4	1,39	17,4	12,1	402	120	156	2,15	12,0	0,7791	0,7555	0,3975	4,1	71,8	0,4620	126,9	0,8164	12,5	1,04
B_47_16_5	1,38	22,2		402	120	155	2,16	10,4	0,7764	0,7547	0,3973	4,7	66,0	0,4258	128,8	0,8308	14,7	1,41
B_47_16_6	1,36	15,1	16,7	402	122	156	2,11	12,3	0,7709	0,7529	0,3967	3,8	75,3	0,4826	126,1	0,8085	11,4	0,93
B_61_8_1	0,98	5,5	5,2	101	120	157	0,53	4,5	0,6673	0,7145	0,3858	4,3	70,4	0,4476	130,1	0,8273	3,4	0,75
B_61_8_2	1,00	6,2	5,0	101	122	156	0,53	4,3	0,6727	0,7169	0,3864	4,7	66,6	0,4282	129,8	0,8345	3,7	0,85
B_61_8_3	1,00	5,9	5,5	101	120	150	0,56	4,3	0,6727	0,7169	0,3864	4,4	66,5	0,4432	124,3	0,8288	3,3	0,77
B_61_16_5	0,99	4,9	5,7	402	123	156	2,10	6,3	0,6700	0,7157	0,3861	1,6	106,2	0,6808	115,0	0,7372	4,6	0,72
B_61_16_6	0,99	6,7	5,6	402	123	158	2,08	4,2	0,6700	0,7157	0,3861	2,1	99,3	0,6302	119,2	0,7567	5,9	1,41
																	MW	0,98
																	SA	0,23

A.4.2.3 NACHRECHNUNG BEMESSUNGSKONZEPT IDEAL-SPRÖDE BDZ

Versuchsdaten									Spröde						
									$\alpha_R = 0,5000$						
									$k_a = 0,3333$						
Bezeichnung ρ_{Prob}	f_c	f_{BK}	Af	b	d	ρ_l	$M_{\text{u,EXP}}$	ϵ_f	x	ξ	z	ζ	$M_{\text{R,calc}}$	$M_{\text{calc}}/M_{\text{EXP}}$	
[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]	
B_47_8_1	1,36	18,6	17,3	101	123	160	0,51	9,4	8,7	45,8	0,2873	144,2	0,9042	7,56	0,80
B_47_8_2	1,37	19,5	17,3	101	120	160	0,53	9,1	8,8	45,4	0,2846	144,4	0,9051	7,67	0,82
B_47_8_3	1,35	17,6	16,7	101	120	154	0,54	7,1	8,1	46,4	0,3013	138,5	0,8996	6,79	0,72
B_47_16_4	1,39	17,4	12,1	402	120	156	2,15	12,0	3,4	78,8	0,5066	129,2	0,8311	10,63	1,13
B_47_16_5	1,38	22,2		402	120	155	2,16	10,4	4,0	72,4	0,4669	130,9	0,8444	12,62	1,34
B_47_16_6	1,36	15,1	16,7	402	122	156	2,11	12,3	3,1	82,2	0,5271	128,6	0,8243	9,74	1,04
B_61_8_1	0,98	5,5	5,2	101	120	157	0,53	4,5	4,0	73,3	0,4659	132,8	0,8447	3,22	0,34
B_61_8_2	1,00	6,2	5,0	101	122	156	0,53	4,3	4,3	69,4	0,4463	132,4	0,8512	3,47	0,37
B_61_8_3	1,00	5,9	5,5	101	120	150	0,56	4,3	4,1	69,4	0,4625	126,9	0,8458	3,12	0,33
B_61_16_5	0,99	4,9	5,7	402	123	156	2,10	6,3	1,4	111,6	0,7152	118,8	0,7616	3,99	0,42
B_61_16_6	0,99	6,7	5,6	402	123	158	2,08	4,2	1,8	104,4	0,6625	122,7	0,7792	5,28	0,56
													MW	0,72	
													SA	0,33	

A.4.2.4 NACHRECHNUNG BEMESSUNGSKONZEPT C100/115 (HPC)

Versuchsdaten									EC2 - HPC						
									$\alpha_R = 0,5833$ $\alpha_{R1} = 0,5833$ $n = 1,4$						
									$k_a = 0,3529$ $k_{a1} = 0,3529$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_c = 1,0$						
Bezeichnung ρ_{Prob}	f_c	f_{BK}	Af	b	d	ρ_l	$M_{\text{u,EXP}}$	ϵ_f	x	ξ	z	ζ	$M_{\text{R,calc}}$	$M_{\text{calc}}/M_{\text{EXP}}$	
[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]	[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]	
B_47_8_1	1,36	18,6	17,3	101	123	160	0,51	9,4	9,5	43,0	0,2693	144,3	0,9050	8,27	0,88
B_47_8_2	1,37	19,5	17,3	101	120	160	0,53	9,1	9,6	42,5	0,2667	144,5	0,9059	8,39	0,92
B_47_8_3	1,35	17,6	16,7	101	120	154	0,54	7,1	8,9	43,5	0,2826	138,6	0,9002	7,43	1,05
B_47_16_4	1,39	17,4	12,1	402	120	156	2,15	12,0	3,8	74,8	0,4810	129,1	0,8302	11,76	0,98
B_47_16_5	1,38	22,2		402	120	155	2,16	10,4	4,4	68,5	0,4422	130,8	0,8439	13,93	1,34
B_47_16_6	1,36	15,1	16,7	402	122	156	2,11	12,3	3,5	78,2	0,5012	128,4	0,8231	10,79	0,88
B_61_8_1	0,98	5,5	5,2	101	120	157	0,53	4,5	4,4	69,4	0,4412	132,8	0,8443	3,55	0,79
B_61_8_2	1,00	6,2	5,0	101	122	156	0,53	4,3	4,8	65,6	0,4222	132,3	0,8510	3,83	0,89
B_61_8_3	1,00	5,9	5,5	101	120	150	0,56	4,3	4,5	65,7	0,4378	126,8	0,8455	3,44	0,80
B_61_16_5	0,99	4,9	5,7	402	123	156	2,10	6,3	1,6	107,7	0,6904	118,0	0,7563	4,47	0,71
B_61_16_6	0,99	6,7	5,6	402	123	158	2,08	4,2	2,0	100,3	0,6366	122,1	0,7753	5,89	1,40
													MW	0,97	
													SA	0,21	

A.4.3 NACHRECHNUNG BEMESSUNGSKONZEPT HPAC

A.4.3.1 GEGENÜBERSTELLUNG ALLER VERSUCHE

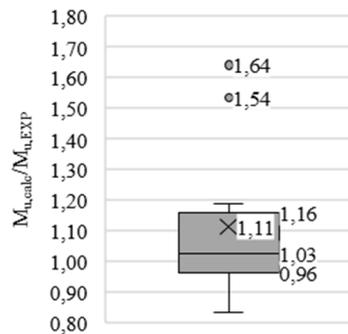
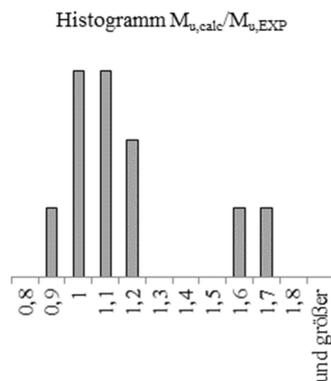
Versuchsdaten																								
Bezeichnung ρ_{Prob}	f_c	f_{BK}	Af	b	d	ρ_l	$M_{\text{u,EXP}}$	n	ϵ_{c2}	ϵ_c	α_{R1}	α_R	k_{a1}	k_a	ϵ_f	x	ξ	z	ζ	$M_{\text{R,calc}}$	$M_{\text{calc}}/M_{\text{EXP}}$			
[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]								[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]			
B_47_8_1	1,36	18,6	17,3	101	123	160	0,51	9,4	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	10,8	39,1	0,2449	144,3	0,9046	9,40	1,00		
B_47_8_2	1,37	19,5	17,3	101	120	160	0,53	9,1	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	10,9	38,7	0,2426	144,4	0,9055	9,53	1,05		
B_47_8_3	1,35	17,6	16,7	101	120	154	0,54	7,1	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	10,1	39,6	0,2573	138,6	0,8998	8,45	1,19		
B_47_16_4	1,39	17,4	12,1	402	120	156	2,15	12,0	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	4,4	69,2	0,4450	128,5	0,8266	13,53	1,13		
B_47_16_5	1,38	22,2		402	120	155	2,16	10,4	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,1	63,2	0,4077	130,4	0,8412	15,99	1,54		
B_47_16_6	1,36	15,1	16,7	402	122	156	2,11	12,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	4,0	72,5	0,4646	127,8	0,8190	12,43	1,01		
B_61_8_1	0,98	5,5	5,2	101	120	157	0,53	4,5	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,1	64,0	0,4068	132,3	0,8415	4,08	0,91		
B_61_8_2	1,00	6,2	5,0	101	122	156	0,53	4,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,5	60,4	0,3886	132,0	0,8486	4,39	1,02		
B_61_8_3	1,00	5,9	5,5	101	120	150	0,56	4,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,2	60,5	0,4035	126,4	0,8428	3,95	0,92		
B_61_16_5	0,99	4,9	5,7	402	123	156	2,10	6,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	1,9	101,9	0,6535	116,3	0,7454	5,21	0,83		
B_61_16_6	0,99	6,7	5,6	402	123	158	2,08	4,2	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	2,3	94,3	0,5986	120,8	0,7668	6,84	1,63		
																				MW	1,11			
																				SA	0,24			

A.4.3.2 ÜBERPRÜFUNG DER DATEN AUF AUSREIßER

Werte für Test nach GRUBBS (zweistufig)

Wert	1. Stufe (B 61 16 6)	2. Stufe (B 47 16 5)
Max	1,641	1,536
Min	0,833	0,833
G-Statistik	2,165	2,554
alpha	0,050	0,050
n	11	10
Sign. V.	0,005	0,005
DoF	9	8
t-crit. V.	3,310	3,355
G-crit. V.	2,234	2,176

Interquartilsabstände



Quartil 1	0,96
Quartil 3	1,16
Interquartilsabstand	0,20
1,5 · Interquartilsabstand	0,29
unterer Grenzwert	0,67
oberer Grenzwert	1,45

A.4.3.3 GEGENÜBERSTELLUNG OHNE AUSREIßER

Versuchsdaten																						
Bezeichnung	ρ_{sa}	f_c	f_{tk}	A_f	b	d	ρ_l	$M_{u,EXP}$	n	ϵ_c	ϵ_c	α_{R1}	α_R	k_{a1}	k_a	ϵ_f	x	ξ	z	ζ	$M_{R,calc}$	M_{calc}/M_{EXP}
	[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]								[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]
B_47_8_1	1,36	18,6	17,3	101	123	160	0,51	9,4	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	10,8	39,1	0,2449	144,3	0,9046	9,40	1,00
B_47_8_2	1,37	19,5	17,3	101	120	160	0,53	9,1	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	10,9	38,7	0,2426	144,4	0,9055	9,53	1,05
B_47_8_3	1,35	17,6	16,7	101	120	154	0,54	7,1	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	10,1	39,6	0,2573	138,6	0,8998	8,45	1,19
B_47_16_4	1,39	17,4	12,1	402	120	156	2,15	12,0	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	4,4	69,2	0,4450	128,5	0,8266	13,53	1,13
B_47_16_5	1,38	22,2	402	120	155	2,16	10,4	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,1	63,2	0,4077	130,4	0,8412			
B_47_16_6	1,36	15,1	16,7	402	122	156	2,11	12,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	4,0	72,5	0,4646	127,8	0,8190	12,43	1,01
B_61_8_1	0,98	5,5	5,2	101	120	157	0,53	4,5	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,1	64,0	0,4068	132,3	0,8415	4,08	0,91
B_61_8_2	1,00	6,2	5,0	101	122	156	0,53	4,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,5	60,4	0,3886	132,0	0,8486	4,39	1,02
B_61_8_3	1,00	5,9	5,5	101	120	150	0,56	4,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	5,2	60,5	0,4035	126,4	0,8428	3,95	0,92
B_61_16_5	0,99	4,9	5,7	402	123	156	2,10	6,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	1,9	101,9	0,6535	116,3	0,7454	5,21	0,83
B_61_16_6	0,99	6,7	5,6	402	123	158	2,08	4,2	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	2,3	94,3	0,5986	120,8	0,7668		
																					MW	1,01
																					SA	0,11

A.4 Analysen zum Biegetragverhalten von Bauteilen aus HPAC mit FVK-Bewehrung

A.4.3.4 GEGENÜBERSTELLUNG BEMESSUNGSMODELL MIT REDUZIERTEN BETONDRUCKFESTIGKEITEN

Versuchsdaten																							
Bezeichnung	ρ_{ab}	f_c	f_{BK}	A_f	b	d	ρ_l	$M_{\text{u,EXP}}$	n	ϵ_{c2}	ϵ_c	α_{R1}	α_R	k_{a1}	k_a	ϵ_f	x	ξ	z	ζ	$M_{R,\text{calc}}$	$M_{\text{calc}}/M_{\text{EXP}}$	
	[kg/dm ³]	[MPa]	[MPa]	[mm ²]	[mm]	[mm]	[%]	[kNm]								[%]	[mm]	[-]	[mm]	[-]	[kNm]	[-]	
B_47_8_1	1,36	9,3	17,3	101	123	160	0,51	9,4	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	7,2	52,2	0,3270	139,2	0,8726	6,05	0,64	
B_47_8_2	1,37	9,8	17,3	101	120	160	0,53	9,1	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	7,3	51,7	0,3241	139,4	0,8738	6,14	0,67	
B_47_8_3	1,35	8,8	16,7	101	120	154	0,54	7,1	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	6,7	52,7	0,3424	133,5	0,8666	5,41	0,76	
B_47_16_4	1,39	8,7	12,1	402	120	156	2,15	12,0	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	2,7	87,1	0,5602	121,6	0,7817	8,06	0,67	
B_47_16_5	1,38	11,1		402	120	155	2,16	10,4	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	3,2	80,5	0,5194	123,6	0,7977			
B_47_16_6	1,36	7,6	16,7	402	122	156	2,11	12,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	2,5	90,7	0,5812	120,7	0,7736	7,34	0,60	
B_61_8_1	0,98	2,8	5,2	101	120	157	0,53	4,5	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	3,3	81,5	0,5183	125,5	0,7981	2,46	0,55	
B_61_8_2	1,00	3,1	5,0	101	122	156	0,53	4,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	3,5	77,4	0,4979	125,3	0,8060	2,67	0,62	
B_61_8_3	1,00	3,0	5,5	101	120	150	0,56	4,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	3,3	77,2	0,5148	119,9	0,7995	2,39	0,56	
B_61_16_5	0,99	2,5	5,7	402	123	156	2,10	6,3	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	1,1	119,1	0,7635	109,6	0,7026	2,87	0,45	
B_61_16_6	0,99	3,4	5,6	402	123	158	2,08	4,2	2,00	2,85	3,50	0,6667	0,7286	0,3750	0,3896	1,4	112,5	0,7143	113,7	0,7217			
																					MW	0,61	
																						SA	0,08

A.5 ANALYSEN ZUM QUERKRAFTTRAGVERHALTEN

A.5.1 BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

A.5.1.1 UNTERSUCHUNG DER EINFLUSSPARAMETER

	bw	h	d	Ec	α_f	ρ_l	ρ_{oh}	V _{EXP}	τ	$\tau/\rho_l^{1/3}$	$\tau/f_{ctm,sp}$	$\tau/\rho_l \cdot f_{ctm,sp}$	f _{cm,28d}	f _{ctm,sp}	a/d
	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[%]	[kg/dm ³]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]
V_47_8_1	148	196	165	7999	7,50	0,41	1,39	9,50	0,39	0,52	0,21	0,50	23,6	1,87	3,64
V_47_8_2	148	198	167,5	6146	9,76	0,41	1,36	11,40	0,46	0,62	0,23	0,56	23,3	2,01	3,58
V_47_8_3	149	198	170	7884	7,61	0,40	1,42	11,00	0,43	0,59	0,23	0,57	21,5	1,90	3,53
V_47_16_1	151	200	167	6324	9,49	1,59	1,35	15,50	0,61	0,53	0,32	0,20	12,3	1,93	3,59
V_47_16_2	150	200	165,5	6476	9,26	1,62	1,38	17,00	0,68	0,58	0,34	0,21	16,9	2,03	3,63
V_47_16_3	151	200	167,5	6385	9,40	1,59	1,31	15,70	0,62	0,53	0,42	0,26	13,9	1,49	3,58
V_47_20_1	149	199	164	7633	7,86	2,57	1,31	21,35	0,87	0,64	0,42	0,16	22,8	2,07	3,66
V_47_20_2	148	198	163,5	7944	7,55	2,60	1,34	21,10	0,87	0,63	0,47	0,18	23,3	1,84	3,67
V_47_20_3	148	197	159	7884	7,61	2,67	1,37	19,75	0,84	0,61	0,44	0,17	21,5	1,90	3,77
V_61_8_1	149	200	173,5	3398	17,66	0,39	1,02	8,50	0,33	0,45	0,29	0,73	11,1	1,15	3,46
V_61_8_2	148	201	173	4116	14,58	0,39	0,99	10,40	0,41	0,55	0,34	0,87	10,5	1,18	3,47
V_61_8_3	150	199	171,5	3735	16,06	0,39	0,99	9,60	0,37	0,51	0,34	0,86	11,0	1,11	3,50
V_61_16_1	151	200	169	5101	11,76	1,58	1,04	11,60	0,45	0,39	0,70	0,44	5,4	0,65	3,55
V_61_16_2	149	200	166	3540	16,95	1,63	1,01	12,80	0,52	0,44	0,51	0,32	8,4	1,01	3,61
V_61_16_3	148	200	168	3525	17,02	1,62	1,01	13,90	0,56	0,48	0,56	0,35	8,4	0,99	3,57
V_61_20_1	149	199	166,5	3458	17,35	2,53	1,02	17,50	0,71	0,52	0,66	0,26	11,2	1,07	3,60
V_61_20_2	147	200	166	3587	16,73	2,57	1,01	16,75	0,69	0,50	0,57	0,22	10,5	1,20	3,61
V_61_20_3	148	200	166,5	3651	16,43	2,55	1,00	11,60	0,47	0,34	0,42	0,17	11,0	1,11	3,60
V_NC_8_1	152	204	162,5	24993	2,40	0,41	2,27	15,80	0,64	0,86	0,16	0,39	38,3	4,01	3,69
V_NC_16_1	151	204	161	24993	2,40	1,65	2,27	29,80	1,23	1,04	0,31	0,18	38,3	4,01	3,73
V_NC_20_1	152	204	166	24993	2,40	2,49	2,27	31,30	1,24	0,92	0,31	0,12	38,3	4,01	3,61

f _{cm,28d}	f _{ctm,sp}	f _{ck}	f _{ctm,sp,calc} (f _{cm})	f _{ctm,sp,calc} (f _{ck})	f _{ctm,sp,calc} (f _{cm})	f _{ctm,sp,calc} (f _{cm})/f _{ctm,sp}	f _{ctm,sp,calc} (f _{ck})	f _{ctm,sp,calc} (f _{ck})/f _{ctm,sp}
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
5,40	0,65	4,00	1,22	1,23	0,64	0,98	0,64	0,99
8,40	1,01	6,22	1,72	1,65	0,90	0,89	0,86	0,85
8,40	0,99	6,22	1,72	1,65	0,90	0,91	0,87	0,87
10,50	1,18	7,77	2,03	1,92	1,07	0,91	1,01	0,86
10,50	1,20	7,77	2,03	1,92	1,07	0,89	1,01	0,84
11,00	1,11	8,14	2,10	1,98	1,10	0,99	1,04	0,94
11,00	1,11	8,14	2,10	1,98	1,11	1,00	1,05	0,94
11,12	1,15	8,23	2,11	1,99	1,12	0,97	1,05	0,92
11,23	1,07	8,31	2,13	2,01	1,14	1,06	1,07	1,00
12,30	1,93	9,84	2,27	2,13	1,39	0,72	1,31	0,68
13,90	1,49	11,12	2,46	2,31	1,51	1,01	1,42	0,95
16,90	2,03	13,52	2,80	2,63	1,74	0,86	1,64	0,81
21,50	1,90	17,20	3,24	3,09	2,03	1,07	1,94	1,02
21,50	1,90	17,20	3,24	3,09	2,04	1,07	1,95	1,02
22,79	2,07	18,23	3,36	3,22	2,12	1,03	2,03	0,98
23,30	2,01	18,64	3,40	3,26	2,16	1,08	2,08	1,03
23,30	1,84	18,64	3,40	3,26	2,17	1,18	2,09	1,13
23,64	1,87	18,91	3,43	3,29	2,23	1,19	2,14	1,15

A.5 Analysen zum Querkrafttragverhalten

A.5.1.2 TRAGANTEIL DER DRUCKZONE

	b _w	h	d	E _c	α _f	ρ _l	ρ _{oh}	V _{EXP}	τ	v*	f _{cm28d}	f _{ctm,sp}	f _{ctm}	ξ	V _{c,c}	V _{c,c} /V _{EXP}	MW	SA
	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[%]	[kg/dm ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[-]
V_47_8_1	148	196	165	7999	7,50	0,41	1,39	9,50	0,39	0,14	23,64	1,87	1,4025	0,2200	5,02	0,53		
V_47_8_2	148	198	168	6146	9,76	0,41	1,36	11,40	0,46	0,16	23,30	2,01	1,5075	0,2451	6,11	0,54		
V_47_8_3	149	198	170	7884	7,61	0,40	1,42	11,00	0,43	0,16	21,50	1,90	1,425	0,2179	5,24	0,48		
V_47_16_1	151	200	167	6324	9,49	1,59	1,35	15,50	0,61	0,27	12,30	1,93	1,4475	0,4192	10,20	0,66		
V_47_16_2	150	200	166	6476	9,26	1,62	1,38	17,00	0,68	0,27	16,90	2,03	1,5225	0,4179	10,53	0,62	0,54	0,06
V_47_16_3	151	200	168	6385	9,40	1,59	1,31	15,70	0,62	0,26	13,90	1,49	1,1175	0,4172	7,86	0,50		
V_47_20_1	149	199	164	7633	7,86	2,57	1,31	21,35	0,87	0,31	22,79	2,07	1,5525	0,4649	11,76	0,55		
V_47_20_2	148	198	164	7944	7,55	2,60	1,34	21,10	0,87	0,31	23,30	1,84	1,38	0,4601	10,24	0,49		
V_47_20_3	148	197	159	7884	7,61	2,67	1,37	19,75	0,84	0,30	21,50	1,90	1,425	0,4658	10,41	0,53		
V_61_8_1	149	200	174	3398	17,66	0,39	1,02	8,50	0,33	0,15	11,12	1,15	0,8625	0,3088	4,59	0,54		
V_61_8_2	148	201	173	4116	14,58	0,39	0,99	10,40	0,41	0,19	10,50	1,18	0,885	0,2865	4,33	0,42		
V_61_8_3	150	199	172	3735	16,06	0,39	0,99	9,60	0,37	0,17	11,00	1,11	0,8325	0,2976	4,25	0,44		
V_61_16_1	151	200	169	5101	11,76	1,58	1,04	11,60	0,45	0,26	5,40	0,65	0,4875	0,4510	3,74	0,32		
V_61_16_2	149	200	166	3540	16,95	1,63	1,01	12,80	0,52	0,25	8,40	1,01	0,7575	0,5163	6,45	0,50	0,48	0,10
V_61_16_3	148	200	168	3525	17,02	1,62	1,01	13,90	0,56	0,28	8,40	0,99	0,7425	0,5161	6,35	0,46		
V_61_20_1	149	199	167	3458	17,35	2,53	1,02	17,50	0,71	0,32	11,23	1,07	0,8025	0,5958	7,91	0,45		
V_61_20_2	147	200	166	3587	16,73	2,57	1,01	16,75	0,69	0,31	10,50	1,20	0,9	0,5924	8,67	0,52		
V_61_20_3	148	200	167	3651	16,43	2,55	1,00	11,60	0,47	0,21	11,00	1,11	0,8325	0,5877	8,04	0,69		

A.5.1.3 TRAGANTEIL DER RISSREIBUNG

	b _w	∅ _i	b _n	h	d	E _c	α _f	ρ _l	ρ _{oh}	V _{EXP}	τ	v*	f _{cm28d}	f _{ctm,sp}	f _{ctm}	l _{ch}	k(l _{ch} /d)	V _{c,i} /V _{EXP}	MW	SA
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[%]	[kg/dm ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
V_47_8_1	148	8	132	196	165	7999	7,50	0,41	1,39	9,5	0,39	0,14	23,64	1,87	1,40	45,63	1,09	0,05		
V_47_8_2	148	8	132	198	167,5	6146	9,76	0,41	1,36	11,4	0,46	0,16	23,30	2,01	1,51	32,62	1,00	0,00		
V_47_8_3	149	8	133	198	170	7884	7,61	0,40	1,42	11,0	0,43	0,16	21,50	1,90	1,43	44,26	1,07	0,03		
V_47_16_1	151	16	119	200	167	6324	9,49	1,59	1,35	15,5	0,61	0,27	12,30	1,93	1,45	34,95	1,01	0,01		
V_47_16_2	150	16	118	200	165,5	6476	9,26	1,62	1,38	17,0	0,68	0,27	16,90	2,03	1,52	34,03	1,01	0,01	0,03	0,02
V_47_16_3	151	16	119	200	167,5	6385	9,40	1,59	1,31	15,7	0,62	0,26	13,90	1,49	1,12	45,71	1,08	0,04		
V_47_20_1	149	20	109	199	164	7633	7,86	2,57	1,31	21,4	0,87	0,31	22,79	2,07	1,55	39,33	1,05	0,03		
V_47_20_2	148	20	108	198	163,5	7944	7,55	2,60	1,34	21,1	0,87	0,31	23,30	1,84	1,38	46,05	1,09	0,05		
V_47_20_3	148	20	108	197	159	7884	7,61	2,67	1,37	19,8	0,84	0,30	21,50	1,90	1,43	44,26	1,09	0,05		
V_61_8_1	149	8	133	200	173,5	3398	17,66	0,39	1,02	8,5	0,33	0,15	11,12	1,15	0,86	31,52	0,98	-0,01		
V_61_8_2	148	8	132	201	173	4116	14,58	0,39	0,99	10,4	0,41	0,19	10,50	1,18	0,89	37,21	1,02	0,01		
V_61_8_3	150	8	134	199	171,5	3735	16,06	0,39	0,99	9,6	0,37	0,17	11,00	1,11	0,83	35,89	1,01	0,01		
V_61_16_1	151	16	119	200	169	5101	11,76	1,58	1,04	11,6	0,45	0,26	5,40	0,65	0,49	83,71	1,26	0,08		
V_61_16_2	149	16	117	200	166	3540	16,95	1,63	1,01	12,8	0,52	0,25	8,40	1,01	0,76	37,39	1,03	0,02	0,01	0,03
V_61_16_3	148	16	116	200	168	3525	17,02	1,62	1,01	13,9	0,56	0,28	8,40	0,99	0,74	37,98	1,03	0,02		
V_61_20_1	149	20	109	199	166,5	3458	17,35	2,53	1,02	17,5	0,71	0,32	11,23	1,07	0,80	34,47	1,01	0,01		
V_61_20_2	147	20	107	200	166	3587	16,73	2,57	1,01	16,8	0,69	0,31	10,50	1,20	0,90	31,88	0,99	0,00		
V_61_20_3	148	20	108	200	166,5	3651	16,43	2,55	1,00	11,6	0,47	0,21	11,00	1,11	0,83	35,08	1,02	0,01		

A.5.1.4 TRAGANTEIL DER VERDÜBELUNG

	b _w	ϕ _i	b _n	h	d	E _c	α _f	ρ _t	ρ _{roh}	V _{EXP}	τ	v*	f _{cm,28d}	f _{ct,msp}	f _{ctm}	V _{c,d}	V _{c,d} /V _{EXP}	MW	SA
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[MPa]	[-]	[%]	[kg/dm ³]	[kN]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[-]		
V_47_8_1	148	8	132	196	165	7999	7,50	0,41	1,39	9,50	0,39	0,14	23,64	1,87	1,40	2,82	0,30		
V_47_8_2	148	8	132	198	168	6146	9,76	0,41	1,36	11,40	0,46	0,16	23,30	2,01	1,51	3,04	0,27		
V_47_8_3	149	8	133	198	170	7884	7,61	0,40	1,42	11,00	0,43	0,16	21,50	1,90	1,43	2,98	0,27		
V_47_16_1	151	16	119	200	167	6324	9,49	1,59	1,35	15,50	0,61	0,27	12,30	1,93	1,45	6,52	0,42		
V_47_16_2	150	16	118	200	166	6476	9,26	1,62	1,38	17,00	0,68	0,27	16,90	2,03	1,52	6,12	0,36	0,31	0,05
V_47_16_3	151	16	119	200	168	6385	9,40	1,59	1,31	15,70	0,62	0,26	13,90	1,49	1,12	4,83	0,31		
V_47_20_1	149	20	109	199	164	7633	7,86	2,57	1,31	21,35	0,87	0,31	22,79	2,07	1,55	6,52	0,31		
V_47_20_2	148	20	108	198	164	7944	7,55	2,60	1,34	21,10	0,87	0,31	23,30	1,84	1,38	5,70	0,27		
V_47_20_3	148	20	108	197	159	7884	7,61	2,67	1,37	19,75	0,84	0,30	21,50	1,90	1,43	6,04	0,31		
V_61_8_1	149	8	133	200	174	3398	17,66	0,39	1,02	8,50	0,33	0,15	11,12	1,15	0,86	2,25	0,26		
V_61_8_2	148	8	132	201	173	4116	14,58	0,39	0,99	10,40	0,41	0,19	10,50	1,18	0,89	2,33	0,22		
V_61_8_3	150	8	134	199	172	3735	16,06	0,39	0,99	9,60	0,37	0,17	11,00	1,11	0,83	2,19	0,23		
V_61_16_1	151	16	119	200	169	5101	11,76	1,58	1,04	11,60	0,45	0,26	5,40	0,65	0,49	2,89	0,25		
V_61_16_2	149	16	117	200	166	3540	16,95	1,63	1,01	12,80	0,52	0,25	8,40	1,01	0,76	3,81	0,30	0,27	0,05
V_61_16_3	148	16	116	200	168	3525	17,02	1,62	1,01	13,90	0,56	0,28	8,40	0,99	0,74	3,70	0,27		
V_61_20_1	149	20	109	199	167	3458	17,35	2,53	1,02	17,50	0,71	0,32	11,23	1,07	0,80	4,27	0,24		
V_61_20_2	147	20	107	200	166	3587	16,73	2,57	1,01	16,75	0,69	0,31	10,50	1,20	0,90	4,80	0,29		
V_61_20_3	148	20	108	200	167	3651	16,43	2,55	1,00	11,60	0,47	0,21	11,00	1,11	0,83	4,41	0,38		

A.5.1.5 NACHRECHNUNG MIT BESTEHENDEN ANSÄTZEN

Versuchsergebnisse													Verfahren nach KURTH							MW	SA
	b _w	h	d	a	a/d	A _{fl}	ρ _t	E _{fl}	f _{cm}	f _{ck}	ρ _{roh}	V _{EXP}	β	C _{Rm,c}	κ	ρ _f *	V _{calc}	V _{calc} /V _{EXP}	MW	SA	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/cm ³]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[%]	[kN]	[-]	[-]	[-]	
V_47_8_1	148	196	165	600	3,64	101	0,41	60.000	23,6	18,9	1,39	9,5	1,00	0,187	2,00	0,41	12,1	1,28			
V_47_8_2	148	198	167,5	600	3,58	101	0,41	60.000	23,3	18,6	1,36	11,4	1,00	0,187	2,00	0,41	12,2	1,07			
V_47_8_3	149	198	170	600	3,53	101	0,40	60.000	21,5	17,2	1,42	11,0	1,00	0,187	2,00	0,40	12,0	1,10			
V_47_16_1	151	200	167	600	3,59	402	1,59	60.000	12,3	9,8	1,35	15,5	1,00	0,187	2,00	1,59	15,8	1,02			
V_47_16_2	150	200	165,5	600	3,63	402	1,62	60.000	16,9	13,5	1,38	17,0	1,00	0,187	2,00	1,62	17,4	1,02			
V_47_16_3	151	200	167,5	600	3,58	402	1,59	60.000	13,9	11,1	1,31	15,7	1,00	0,187	2,00	1,59	16,5	1,05			
V_47_20_1	149	199	164	600	3,66	628	2,57	60.000	22,8	18,2	1,31	21,4	1,00	0,187	2,00	2,00	22,1	1,03			
V_47_20_2	148	198	163,5	600	3,67	628	2,60	60.000	23,3	18,6	1,34	21,1	1,00	0,187	2,00	2,00	22,1	1,05			
V_47_20_3	148	197	159	600	3,77	628	2,67	60.000	21,5	17,2	1,37	19,8	1,00	0,187	2,00	2,00	21,1	1,07			
V_61_8_1	149	200	173,5	600	3,46	101	0,39	60.000	11,1	8,2	1,02	8,5	1,00	0,187	2,00	0,39	9,6	1,12	1,06	0,12	
V_61_8_2	148	201	173	600	3,47	101	0,39	60.000	10,5	7,8	0,99	10,4	1,00	0,187	2,00	0,39	9,3	0,90			
V_61_8_3	150	199	171,5	600	3,50	101	0,39	60.000	11,0	8,1	0,99	9,6	1,00	0,187	2,00	0,39	9,5	0,99			
V_61_16_1	151	200	169	600	3,55	402	1,58	60.000	5,4	4,0	1,04	11,6	1,00	0,187	2,00	1,58	11,8	1,02			
V_61_16_2	149	200	166	600	3,61	402	1,63	60.000	8,4	6,2	1,01	12,8	1,00	0,187	2,00	1,63	13,4	1,05			
V_61_16_3	148	200	168	600	3,57	402	1,62	60.000	8,4	6,2	1,01	13,9	1,00	0,187	2,00	1,62	13,4	0,97			
V_61_20_1	149	199	166,5	600	3,60	628	2,53	60.000	11,2	8,3	1,02	17,5	1,00	0,187	2,00	2,00	17,1	0,98			
V_61_20_2	147	200	166	600	3,61	628	2,57	60.000	10,5	7,8	1,01	16,8	1,00	0,187	2,00	2,00	16,6	0,99			
V_61_20_3	148	200	166,5	600	3,60	628	2,55	60.000	11,0	8,1	1,00	11,6	1,00	0,187	2,00	2,00	17,0	1,46			
V_NC_8_1	152	204	162,5	600	3,69	101	0,41	60.000	38,3	34,3	2,27	15,8	1,00	0,187	2,00	0,41	14,9	0,94			
V_NC_16_1	151	204	161	600	3,73	402	1,65	60.000	38,3	34,3	2,27	29,8	1,00	0,187	2,00	1,65	23,4	0,78	0,87	0,07	
V_NC_20_1	152	204	166	600	3,61	628	2,49	60.000	38,3	34,3	2,27	31,3	1,00	0,187	2,00	2,00	27,8	0,89			

A.5 Analysen zum Querkrafttragverhalten

Versuchsergebnisse													modifiziertes Verfahren nach KURTH							
	b _w	h	d	a	a/d	A _{fl}	ρ _l	E _{fl}	f _{cm}	f _{ck}	ρ _{roh}	V _{EXP}	β	C _{Rm,c}	κ	η _{HPAC}	V _{calc}	V _{calc} /V _{EXP}	MW	SA
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/cm ³]	[kN]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[-]
V_47_8_1	148	196	165	600	3,64	101	0,41	60.000	23,6	18,9	1,39	9,5	1,00	0,187	2,00	0,64	7,8	0,82		
V_47_8_2	148	198	167,5	600	3,58	101	0,41	60.000	23,3	18,6	1,36	11,4	1,00	0,187	2,00	0,63	7,7	0,67		
V_47_8_3	149	198	170	600	3,53	101	0,40	60.000	21,5	17,2	1,42	11,0	1,00	0,187	2,00	0,65	7,8	0,71		
V_47_16_1	151	200	167	600	3,59	402	1,59	60.000	12,3	9,8	1,35	15,5	1,00	0,187	2,00	0,63	9,9	0,64		
V_47_16_2	150	200	165,5	600	3,63	402	1,62	60.000	16,9	13,5	1,38	17,0	1,00	0,187	2,00	0,64	11,1	0,65		
V_47_16_3	151	200	167,5	600	3,58	402	1,59	60.000	13,9	11,1	1,31	15,7	1,00	0,187	2,00	0,61	10,1	0,64		
V_47_20_1	149	199	164	600	3,66	628	2,57	60.000	22,8	18,2	1,31	21,4	1,00	0,187	2,00	0,61	13,5	0,63		
V_47_20_2	148	198	163,5	600	3,67	628	2,60	60.000	23,3	18,6	1,34	21,1	1,00	0,187	2,00	0,62	13,7	0,65		
V_47_20_3	148	197	159	600	3,77	628	2,67	60.000	21,5	17,2	1,37	19,8	1,00	0,187	2,00	0,63	13,3	0,68		
V_61_8_1	149	200	173,5	600	3,46	101	0,39	60.000	11,1	8,2	1,02	8,5	1,00	0,187	2,00	0,53	5,1	0,59		
V_61_8_2	148	201	173	600	3,47	101	0,39	60.000	10,5	7,8	0,99	10,4	1,00	0,187	2,00	0,52	4,9	0,47		
V_61_8_3	150	199	171,5	600	3,50	101	0,39	60.000	11,0	8,1	0,99	9,6	1,00	0,187	2,00	0,52	4,9	0,52		
V_61_16_1	151	200	169	600	3,55	402	1,58	60.000	5,4	4,0	1,04	11,6	1,00	0,187	2,00	0,53	6,3	0,54		
V_61_16_2	149	200	166	600	3,61	402	1,63	60.000	8,4	6,2	1,01	12,8	1,00	0,187	2,00	0,53	7,0	0,55		
V_61_16_3	148	200	168	600	3,57	402	1,62	60.000	8,4	6,2	1,01	13,9	1,00	0,187	2,00	0,53	7,1	0,51		
V_61_20_1	149	199	166,5	600	3,60	628	2,53	60.000	11,2	8,3	1,02	17,5	1,00	0,187	2,00	0,53	9,1	0,52		
V_61_20_2	147	200	166	600	3,61	628	2,57	60.000	10,5	7,8	1,01	16,8	1,00	0,187	2,00	0,53	8,7	0,52		
V_61_20_3	148	200	166,5	600	3,60	628	2,55	60.000	11,0	8,1	1,00	11,6	1,00	0,187	2,00	0,52	8,9	0,77	0,62	0,09

Versuchsergebnisse													Verfahren nach ZINK/BAUMANN					
	b _w	h	d	a	a/d	A _{fl}	ρ _l	E _{fl}	f _{cm}	f _{ck}	ρ _{roh}	V _{EXP}	V _{c,c}	V _{c,d}	V _{c,c} +V _{c,d}	V _{calc} /V _{EXP}	MW	SA
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[%]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kg/cm ³]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
V_47_8_1	148	196	165	600	3,64	101	0,41	60.000	23,6	18,9	1,39	9,5	5,0	2,8	7,8	0,83		
V_47_8_2	148	198	167,5	600	3,58	101	0,41	60.000	23,3	18,6	1,36	11,4	6,1	3,0	9,1	0,80		
V_47_8_3	149	198	170	600	3,53	101	0,40	60.000	21,5	17,2	1,42	11,0	5,2	3,0	8,2	0,75		
V_47_16_1	151	200	167	600	3,59	402	1,59	60.000	12,3	9,8	1,35	15,5	10,2	6,5	16,7	1,08		
V_47_16_2	150	200	165,5	600	3,63	402	1,62	60.000	16,9	13,5	1,38	17,0	10,5	6,1	16,6	0,98		
V_47_16_3	151	200	167,5	600	3,58	402	1,59	60.000	13,9	11,1	1,31	15,7	7,9	4,8	12,7	0,81		
V_47_20_1	149	199	164	600	3,66	628	2,57	60.000	22,8	18,2	1,31	21,4	11,8	6,5	18,3	0,86		
V_47_20_2	148	198	163,5	600	3,67	628	2,60	60.000	23,3	18,6	1,34	21,1	10,2	5,7	15,9	0,76		
V_47_20_3	148	197	159	600	3,77	628	2,67	60.000	21,5	17,2	1,37	19,8	10,4	6,0	16,5	0,83		
V_61_8_1	149	200	173,5	600	3,46	101	0,39	60.000	11,1	8,2	1,02	8,5	4,6	2,2	6,8	0,80		
V_61_8_2	148	201	173	600	3,47	101	0,39	60.000	10,5	7,8	0,99	10,4	4,3	2,3	6,7	0,64		
V_61_8_3	150	199	171,5	600	3,50	101	0,39	60.000	11,0	8,1	0,99	9,6	4,2	2,2	6,4	0,67		
V_61_16_1	151	200	169	600	3,55	402	1,58	60.000	5,4	4,0	1,04	11,6	3,7	2,9	6,6	0,57		
V_61_16_2	149	200	166	600	3,61	402	1,63	60.000	8,4	6,2	1,01	12,8	6,4	3,8	10,3	0,80		
V_61_16_3	148	200	168	600	3,57	402	1,62	60.000	8,4	6,2	1,01	13,9	6,4	3,7	10,1	0,72		
V_61_20_1	149	199	166,5	600	3,60	628	2,53	60.000	11,2	8,3	1,02	17,5	7,9	4,3	12,2	0,70		
V_61_20_2	147	200	166	600	3,61	628	2,57	60.000	10,5	7,8	1,01	16,8	8,7	4,8	13,5	0,80		
V_61_20_3	148	200	166,5	600	3,60	628	2,55	60.000	11,0	8,1	1,00	11,6	8,0	4,4	12,5	1,07	0,80	0,13

A.5.2 BAUTEILE MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

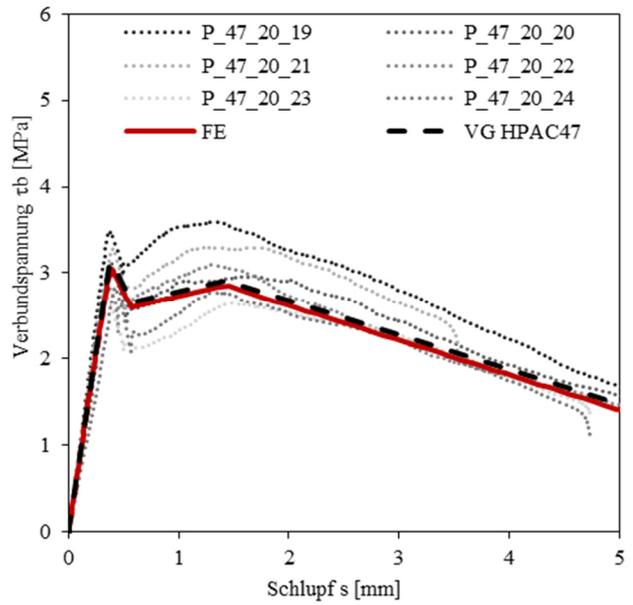
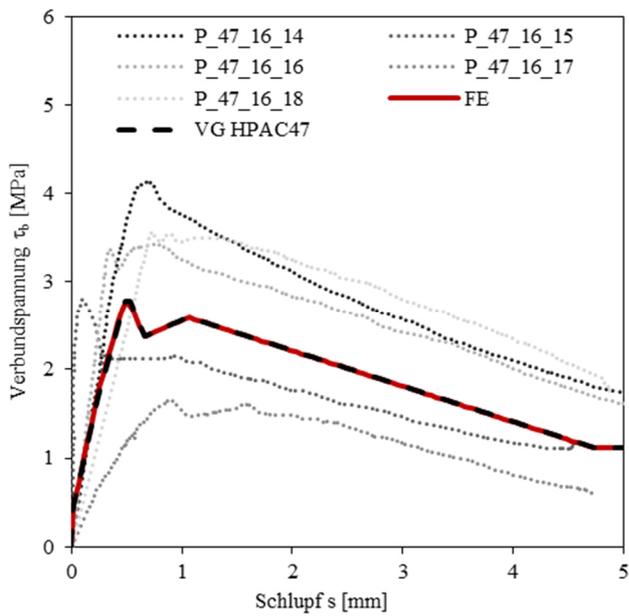
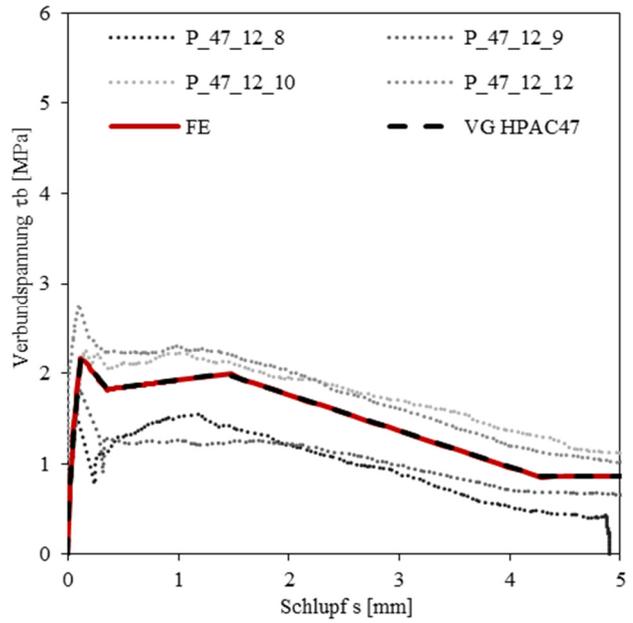
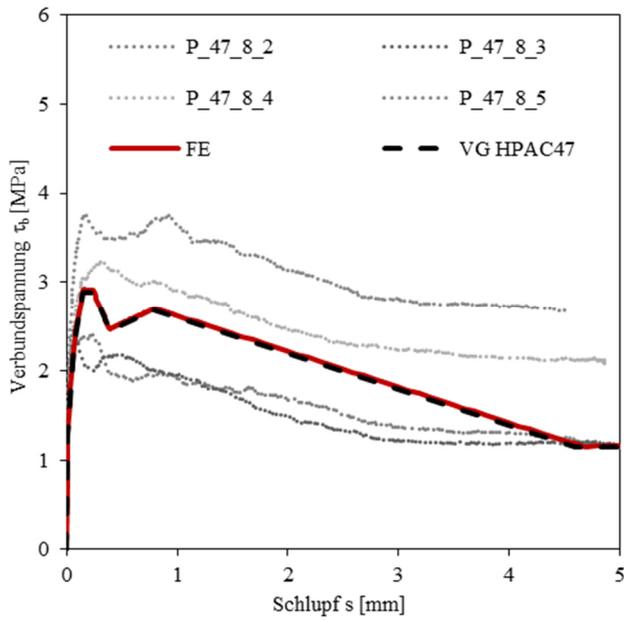
A.5.2.1 DEHNUNG DER LÄNGSBEWEHRUNG

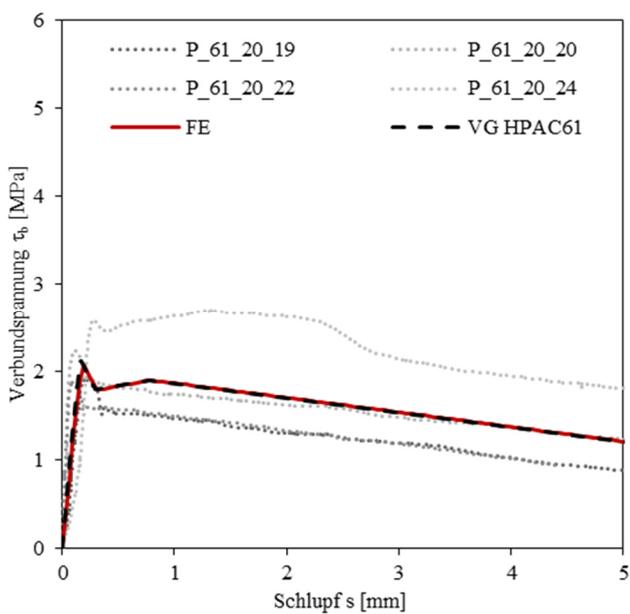
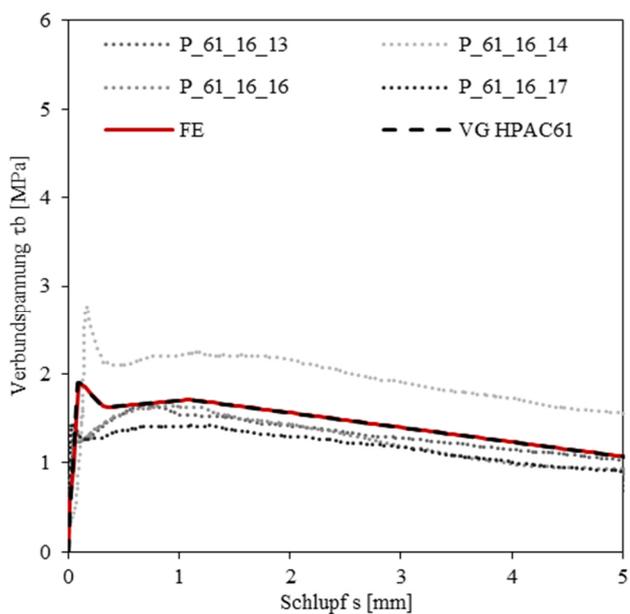
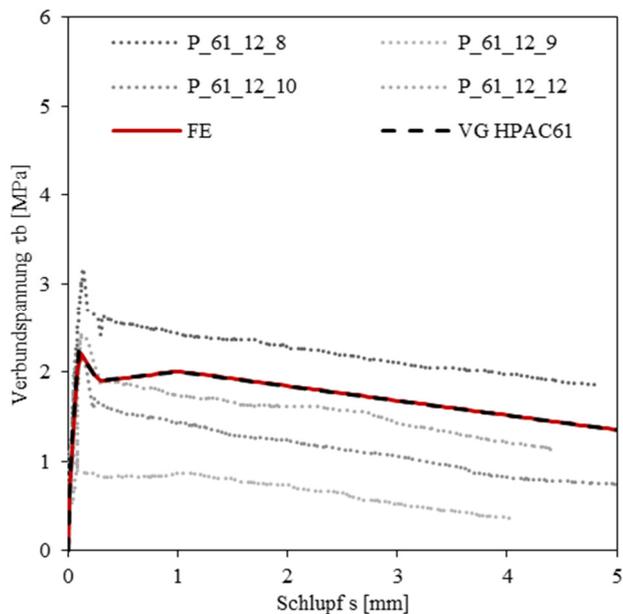
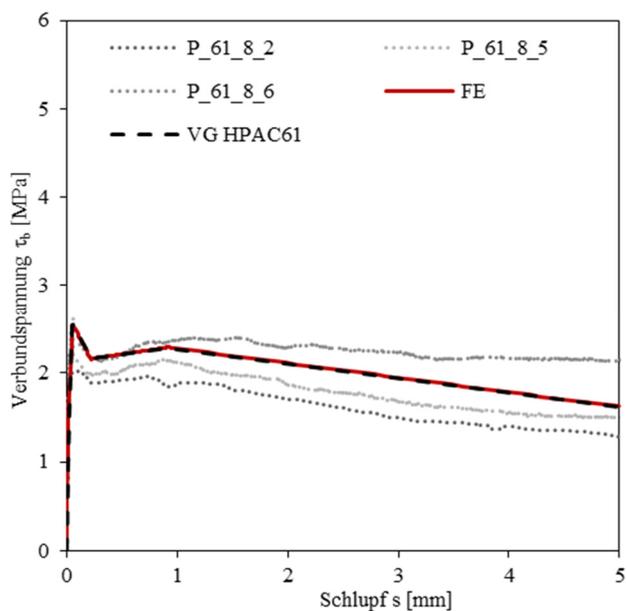
	Versuchsergebnisse														rechn. Dehnung Längsbew.		
	A_f [mm ²]	a [mm]	d [mm]	ρ_l [%]	E_{cm} [MPa]	α_f [-]	V_u [kN]	dv [mm]	$\epsilon_{f,M,O}$ [‰]	$\epsilon_{f,M,U}$ [‰]	$\epsilon_{f,EXP,m}$ [‰]	$\epsilon_{f,M,O,mod}$ [‰]	$\epsilon_{f,M,U,mod}$ [‰]	$\epsilon_{f,EXP,m,mod}$ [‰]	ζ [-]	z [mm]	$\epsilon_{f,calc}$ [‰]
V_47_0,57-0,38_1	3217	1.350	435	3,89	8240	7,28	104	322	0,90	2,33	1,62	0,61	1,58	1,09	0,83	359	1,37
V_47_0,57-0,38_2	3217	1.350	435	3,89	8460	7,09	100	323	1,01	2,22	1,62	0,68	1,50	1,09	0,83	360	1,32
V_47_1,13-0,57_1	3217	1.350	435	3,89	8198	7,32	122	321	1,35	2,53	1,94	0,92	1,71	1,31	0,83	359	1,61
V_47_1,13-0,57_2	3217	1.350	435	3,89	8338	7,20	127	322	1,63	2,62	2,13	1,10	1,78	1,44	0,83	360	1,67
V_61_0,57-0,38_1	3217	1.350	435	3,89	5003	11,99	66	303	0,48	1,73	1,11	0,33	1,17	0,75	0,80	347	0,90
V_61_0,57-0,38_2	3217	1.350	435	3,89	5204	11,53	62	305	0,23	1,47	0,85	0,16	1,00	0,58	0,80	348	0,84
V_61_1,13-0,57_1	3217	1.350	435	3,89	4594	13,06	77	300	0,73	2,17	1,45	0,49	1,47	0,98	0,79	345	1,06
V_61_1,13-0,57_2	3217	1.350	435	3,89	5627	10,66	69	308	0,66	1,70	1,18	0,45	1,15	0,80	0,80	350	0,93

A.6 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

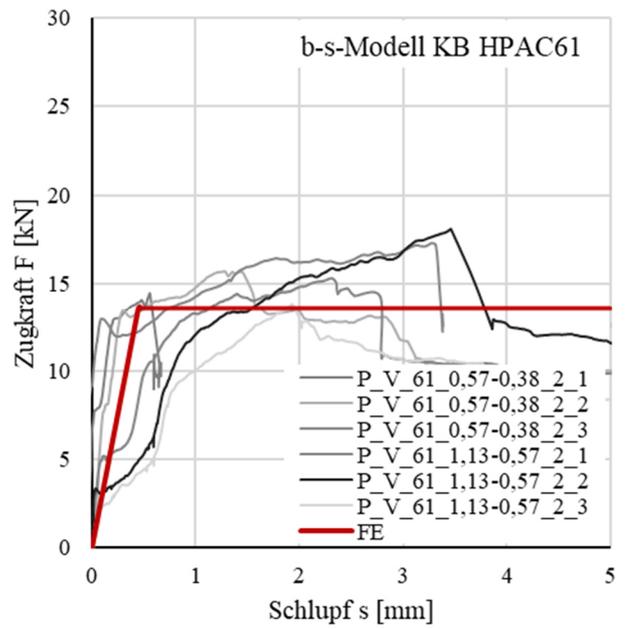
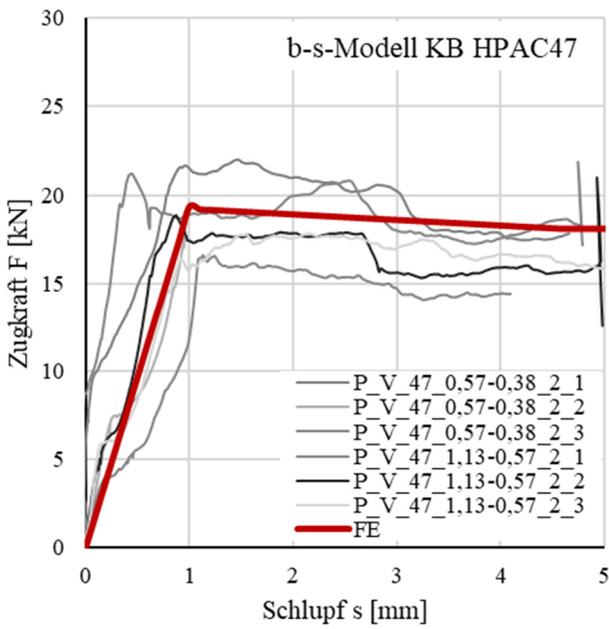
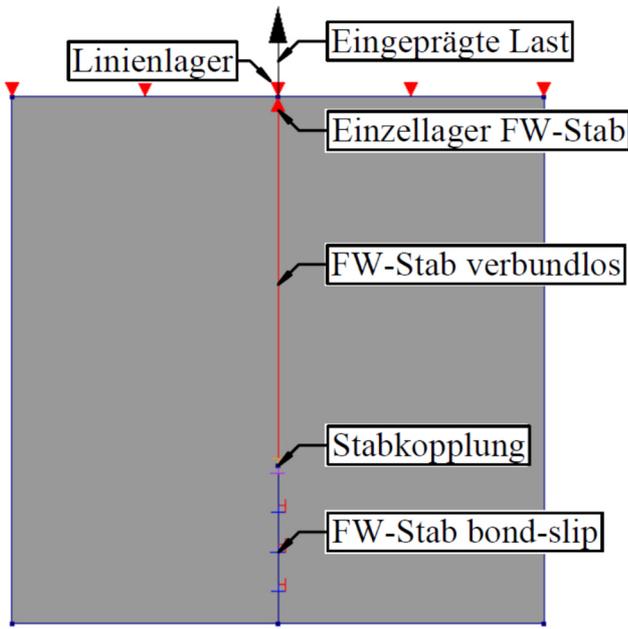
A.6.1 ALLGEMEINES

A.6.1.1 IMPLEMENTIERUNG DES VERBUNDTRAGVERHALTENS BEI VERSCHMIERTER BEWEHRUNG





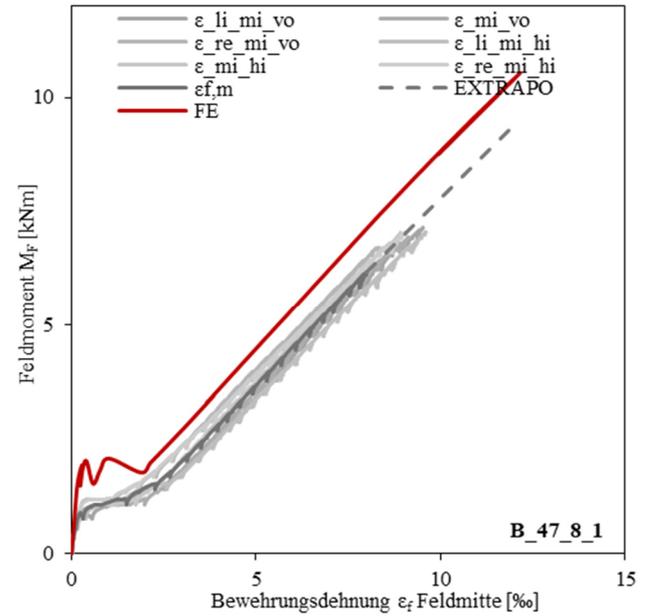
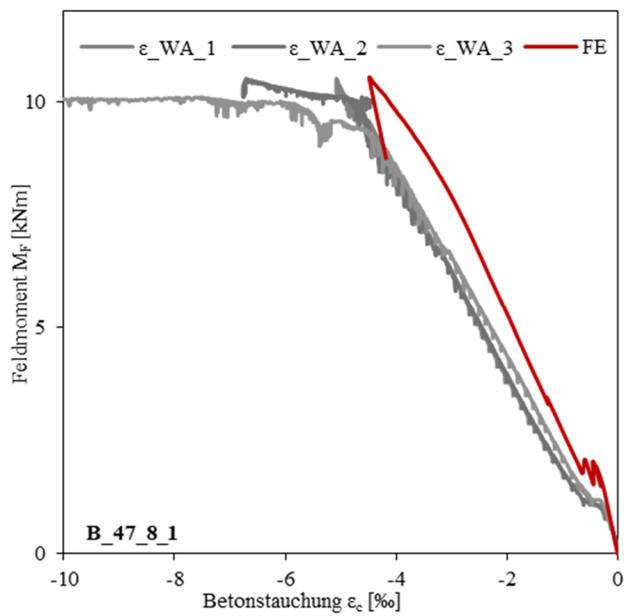
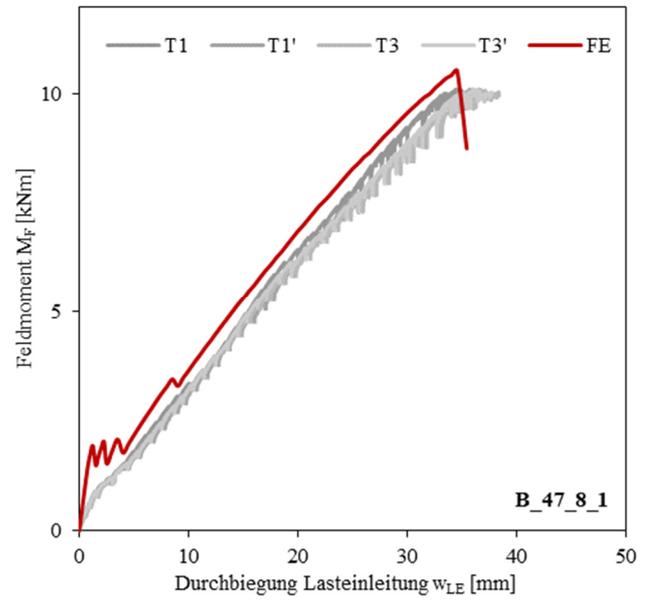
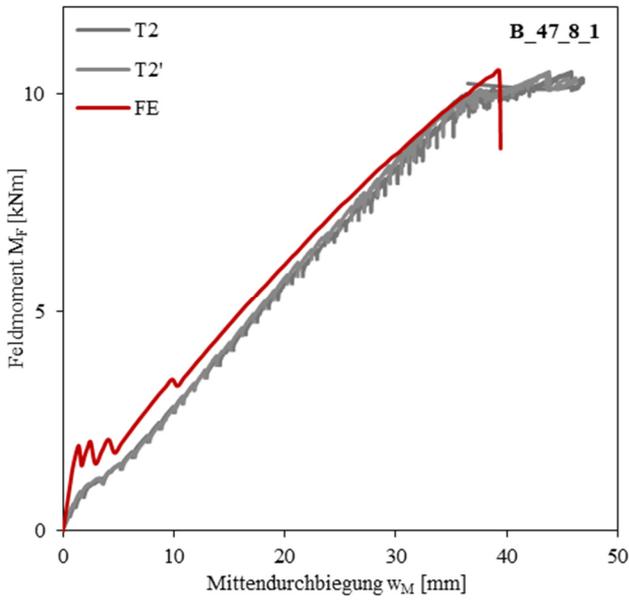
A.6.1.2 IMPLEMENTIERUNG DES VERBUNDTRAGVERHALTENS BEI BEWEHRUNG ALS FACHWERKSTAB

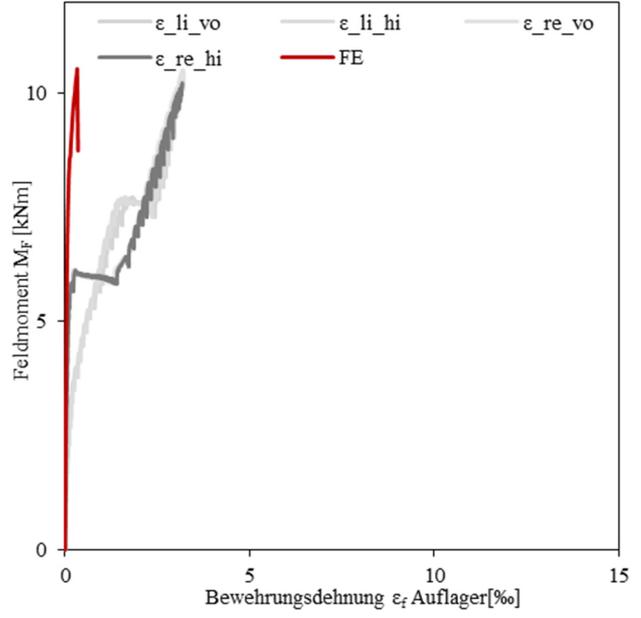
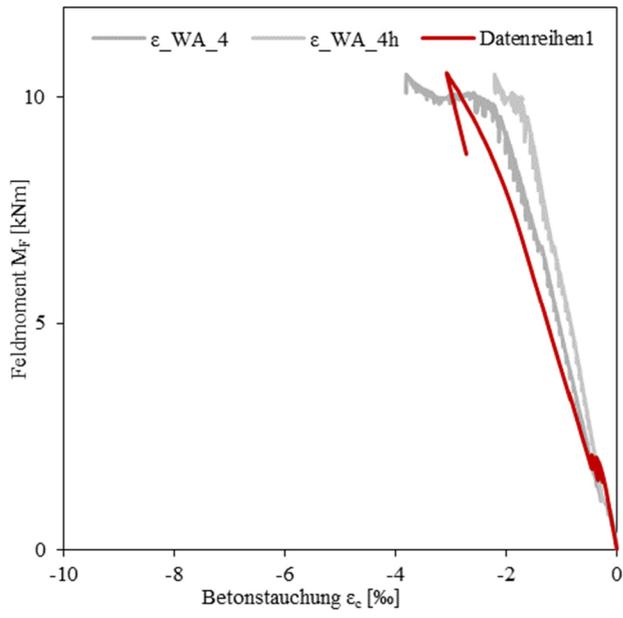


A.6.2 NACHRECHNUNGEN DER DURCHFÜHRTEN BAUTEILVERSUCHE

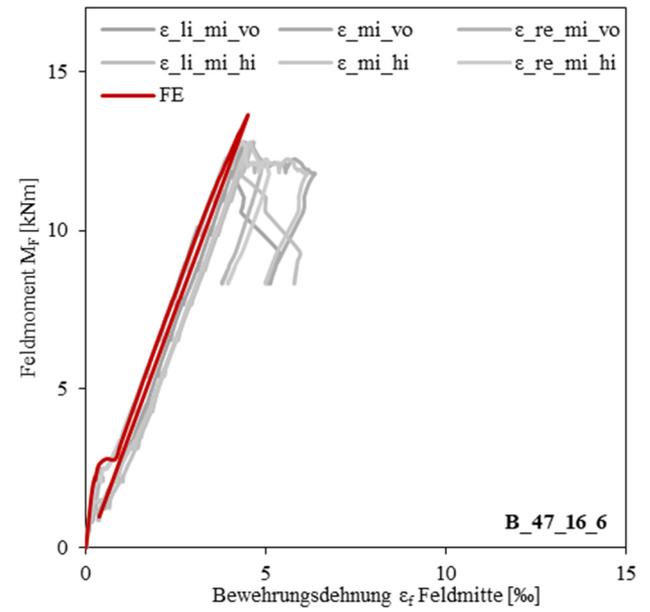
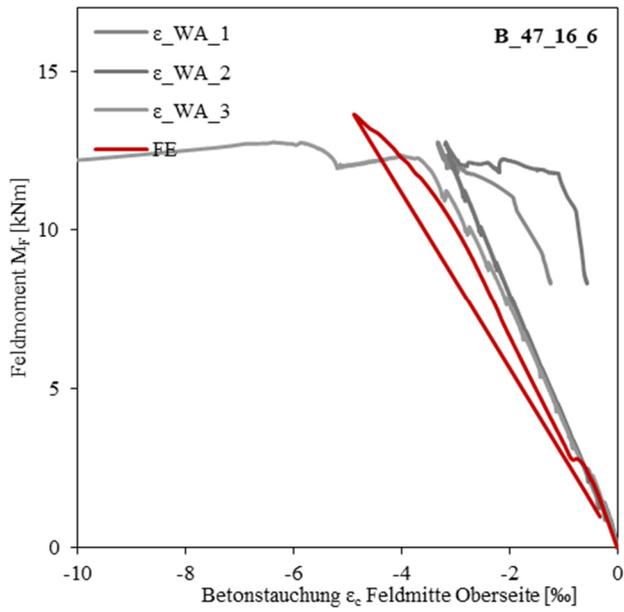
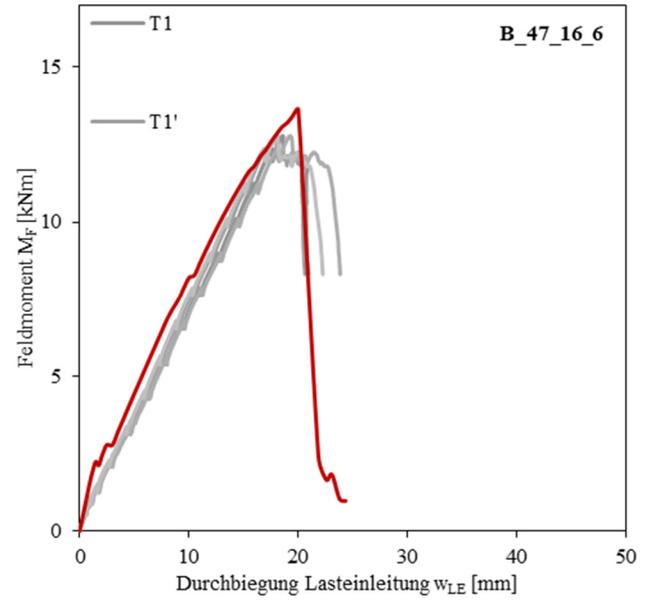
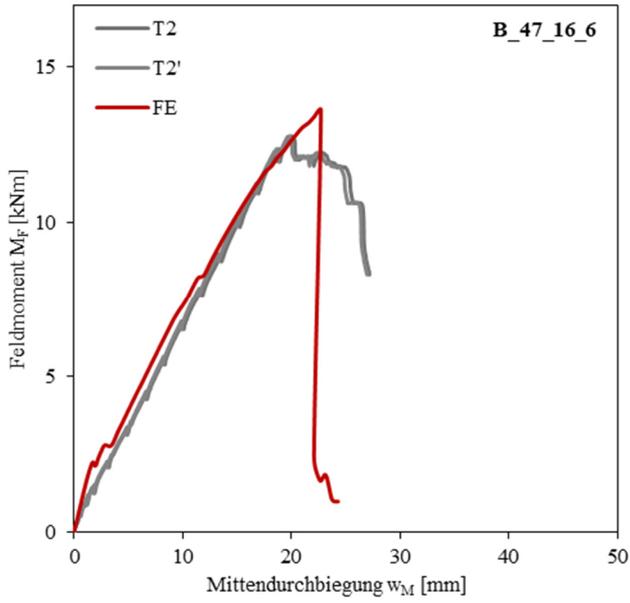
A.6.2.1 VERSUCHE ZUM BIEGETRAGVERHALTEN

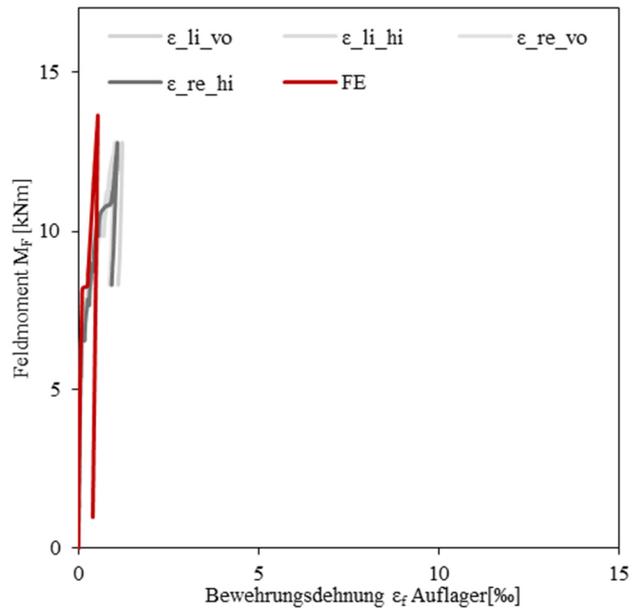
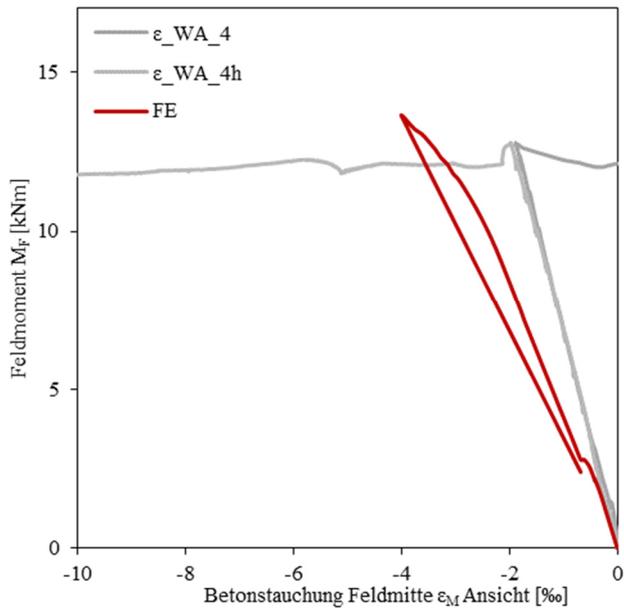
B_47_8_1



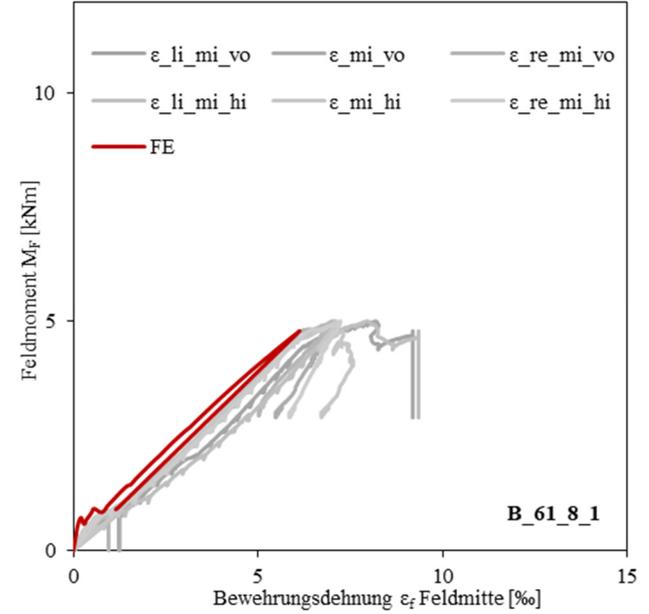
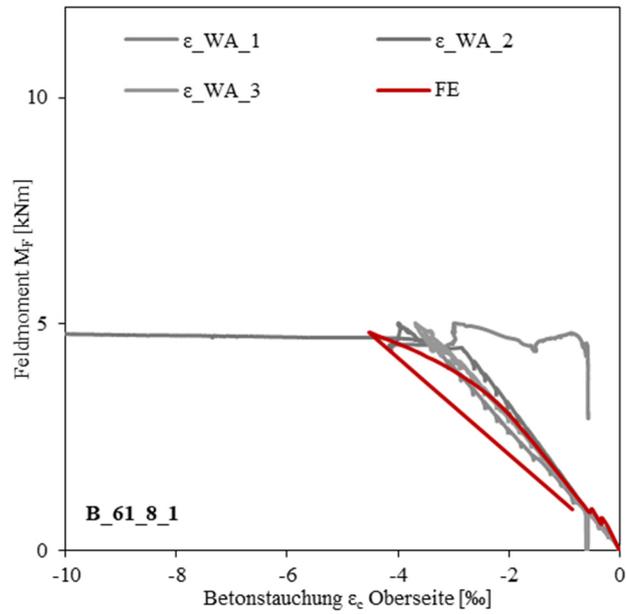
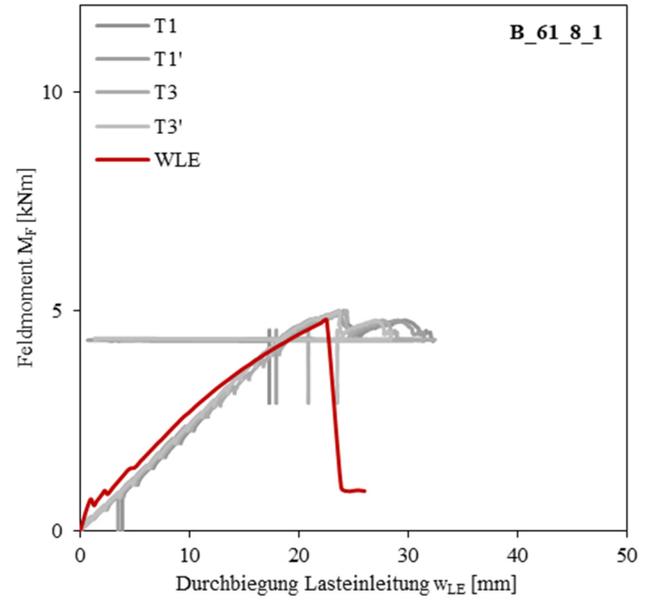
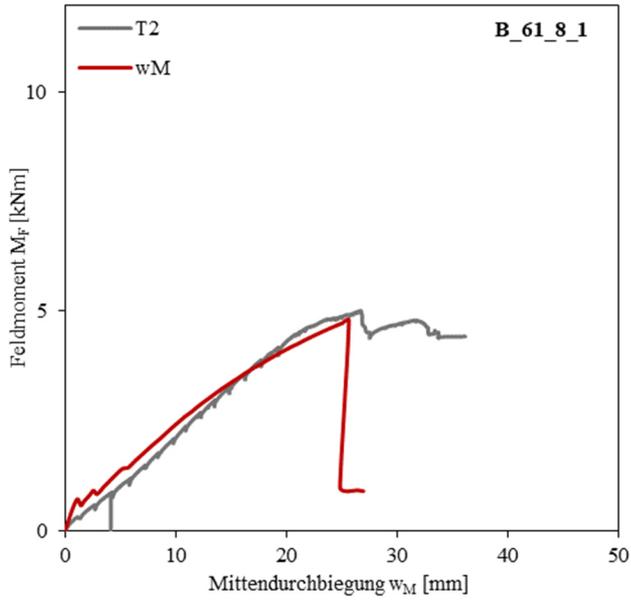


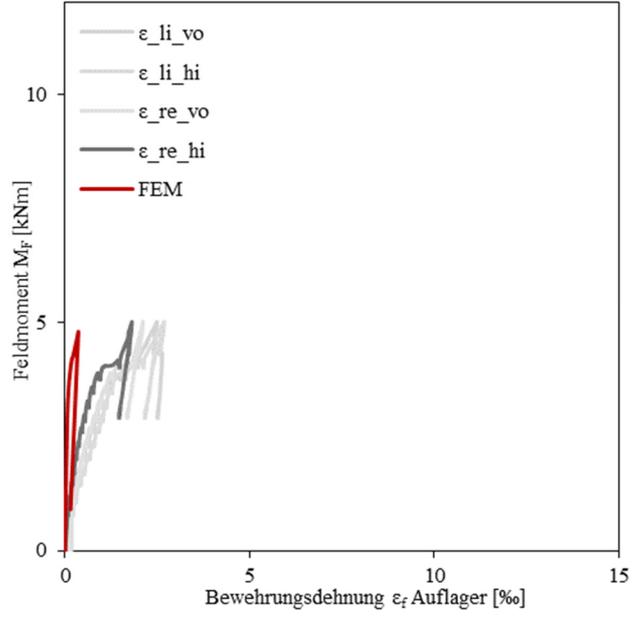
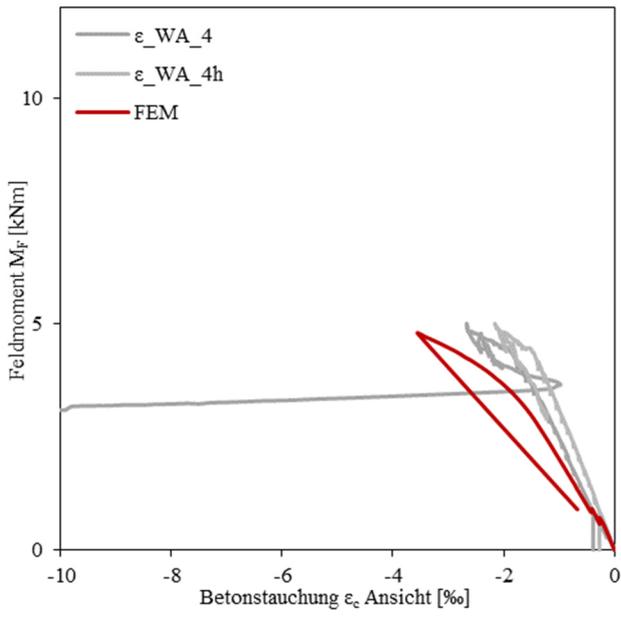
B_47_16_6



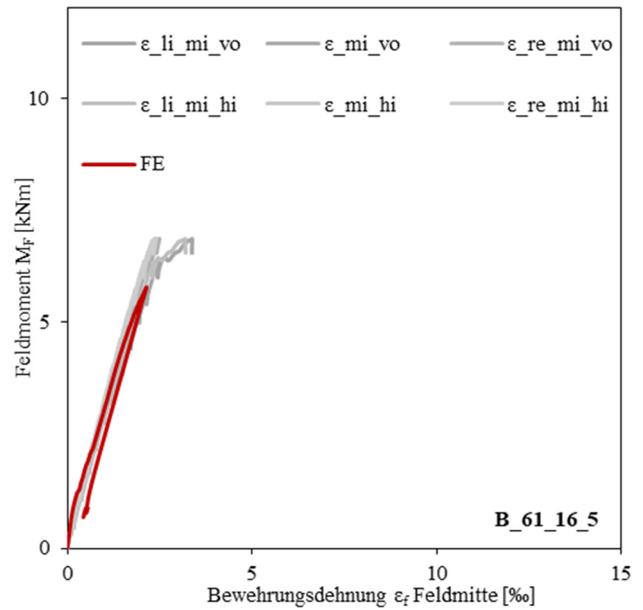
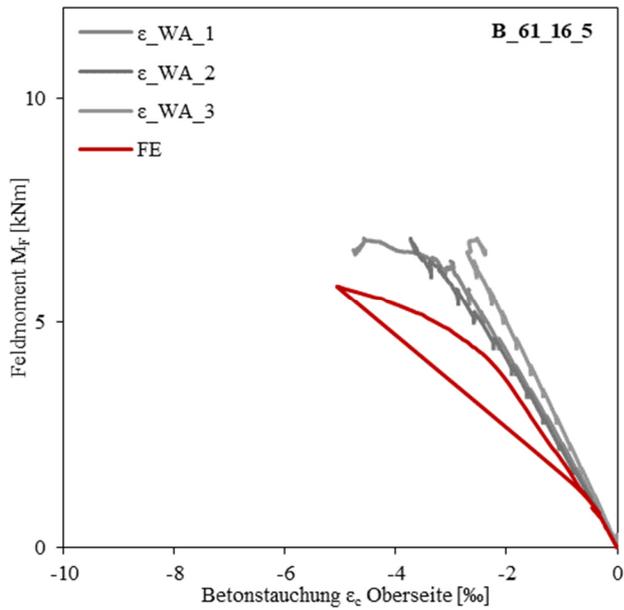
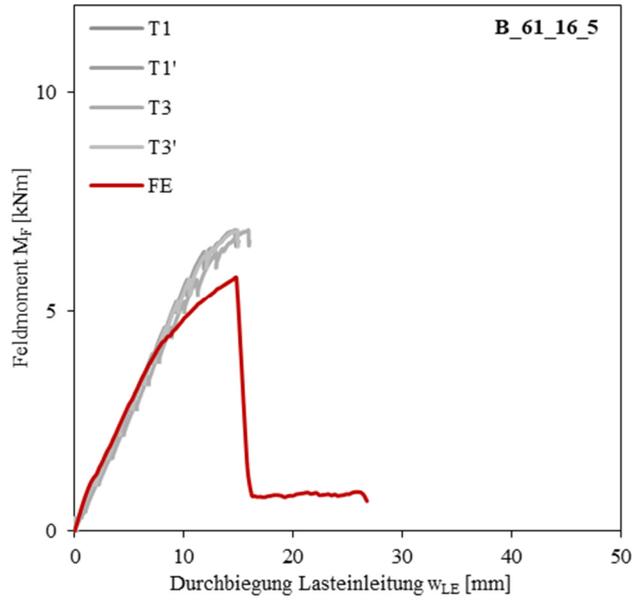
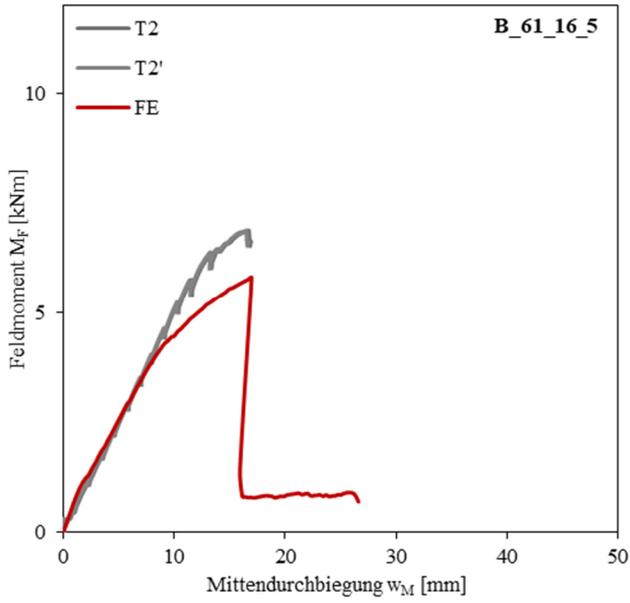


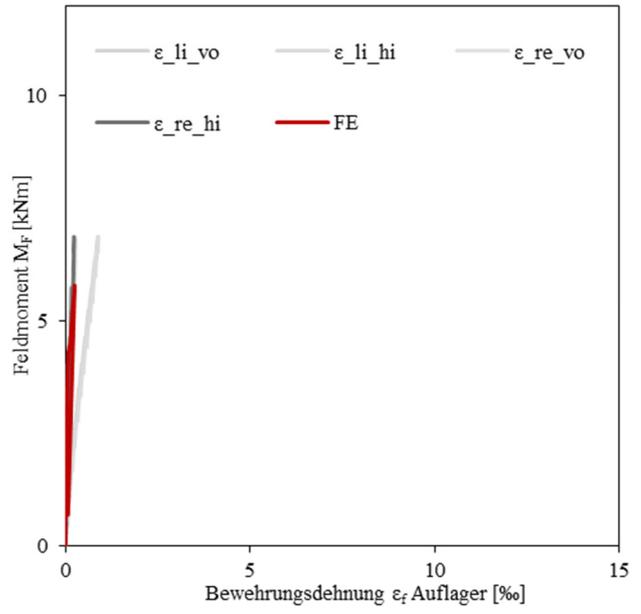
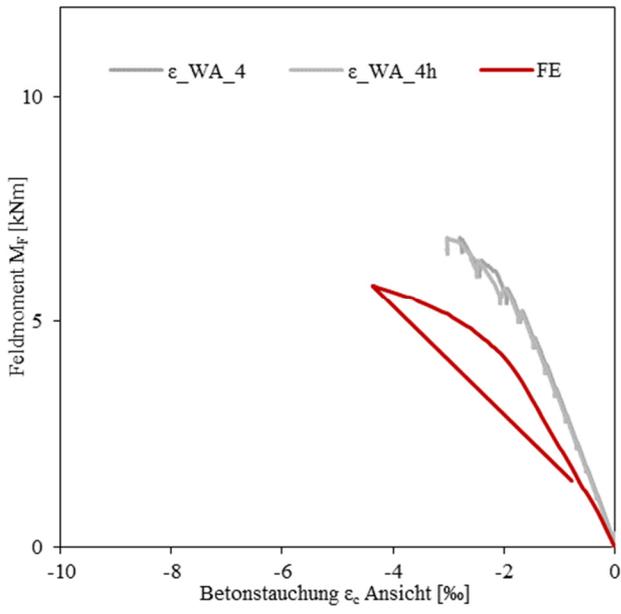
B_61_8_1





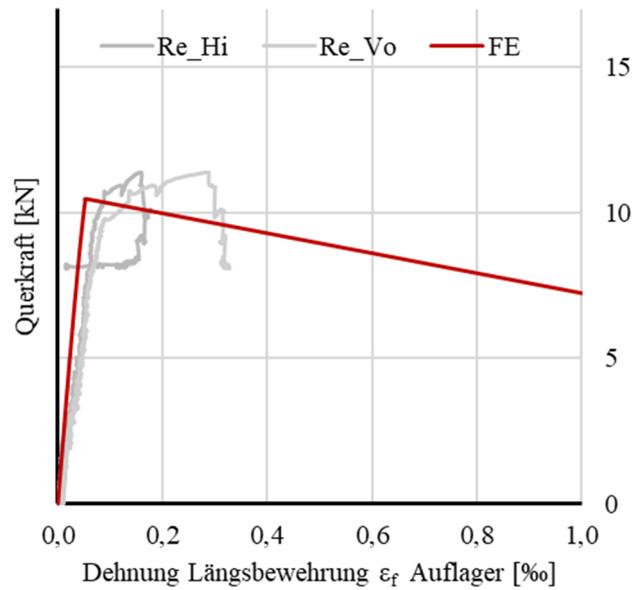
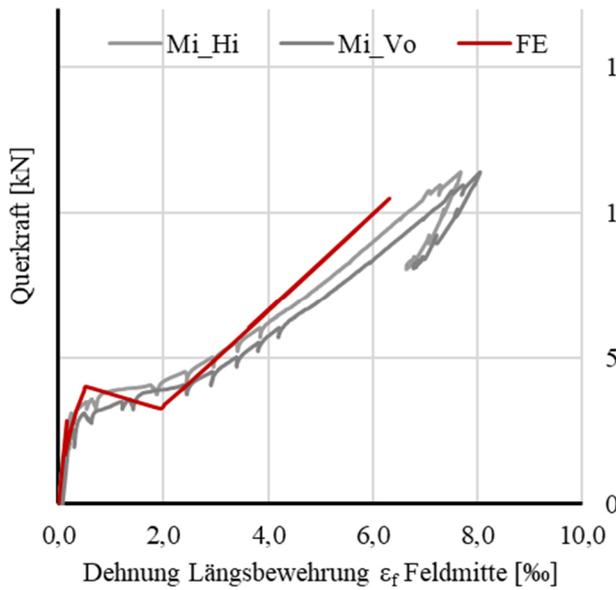
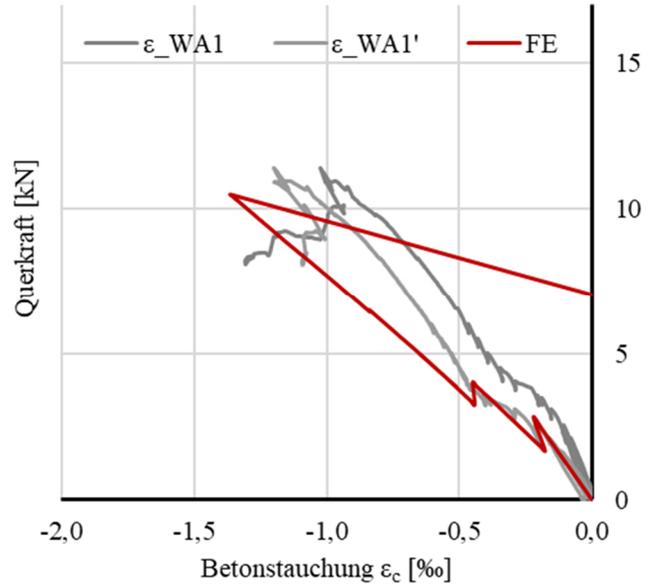
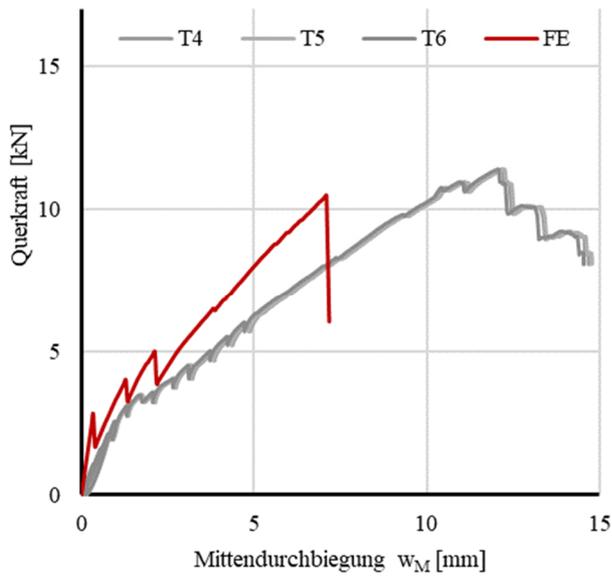
B_61_16_5



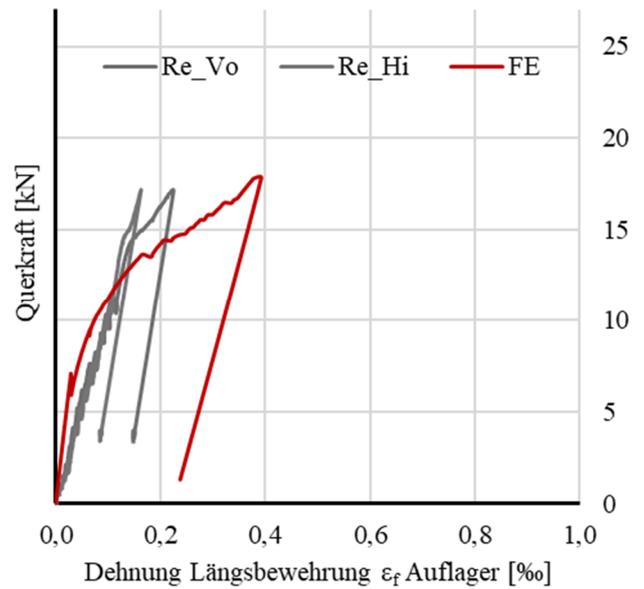
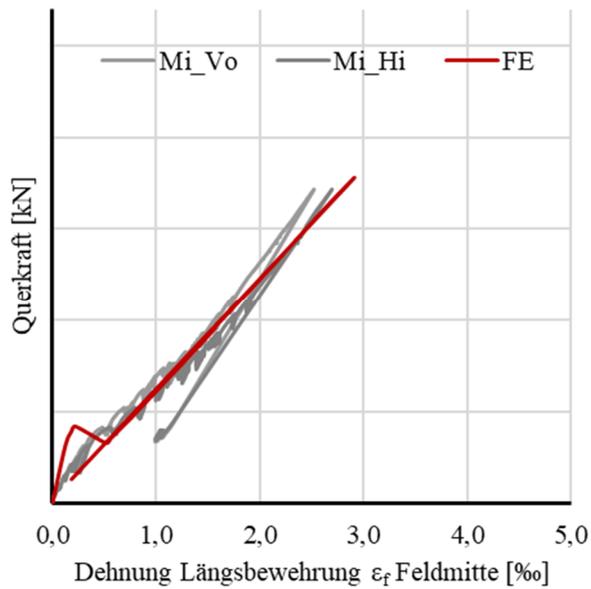
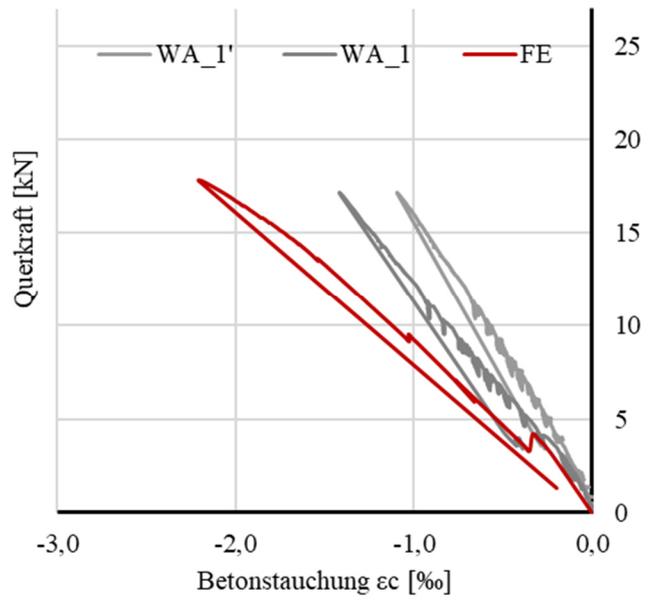
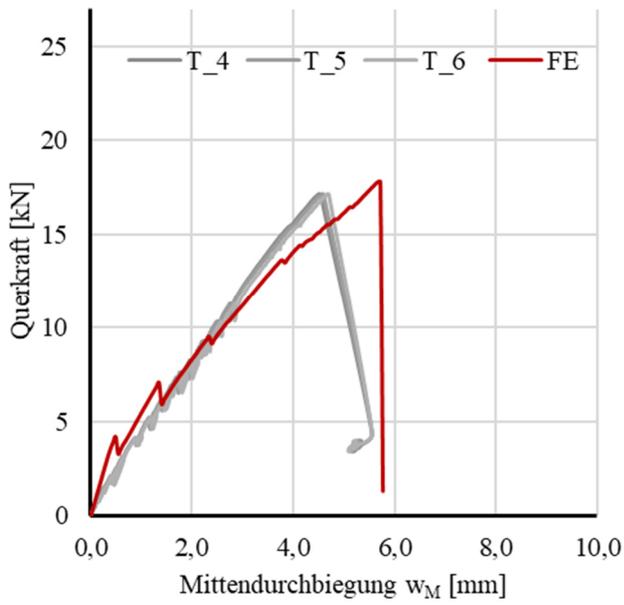


A.6.2.2 VERSUCHE ZUR QUERKRAFTTRAGVERHALTEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

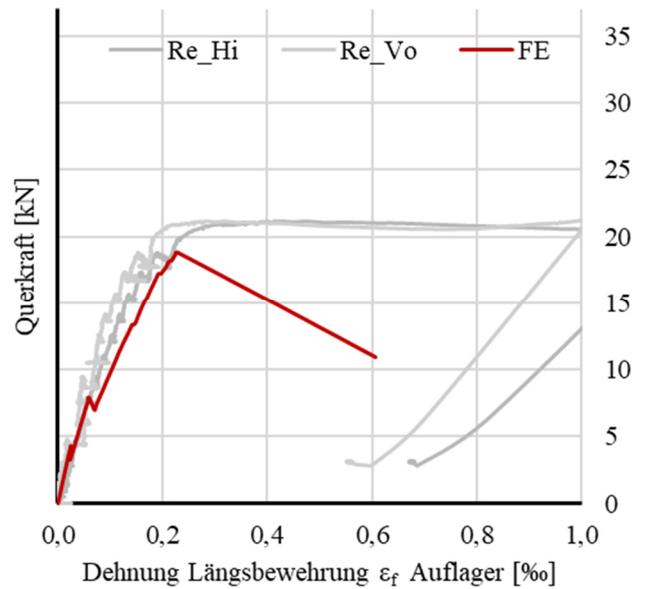
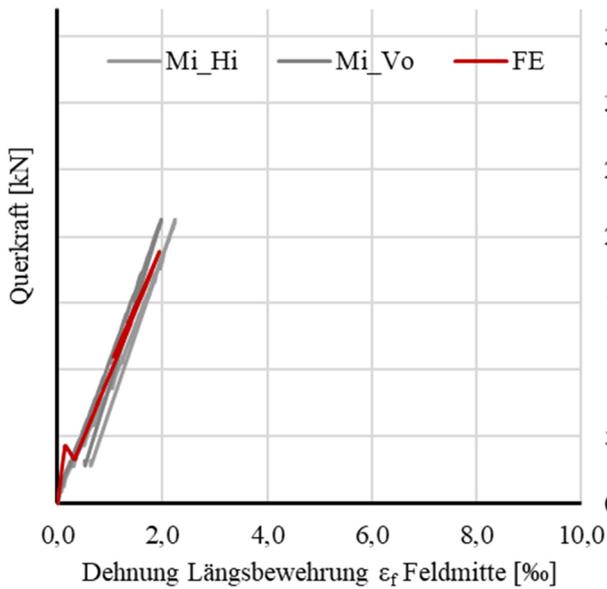
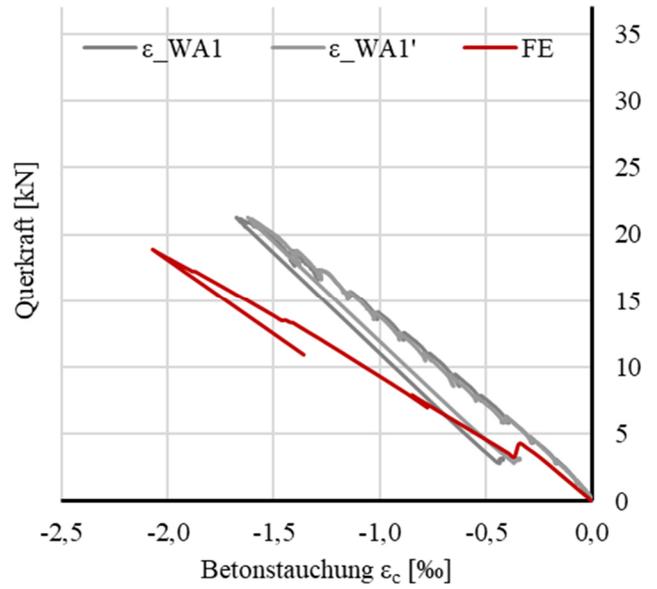
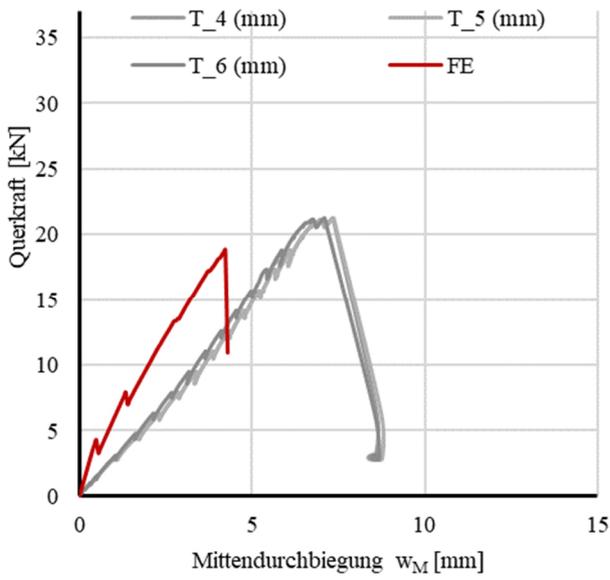
V_47_8_2



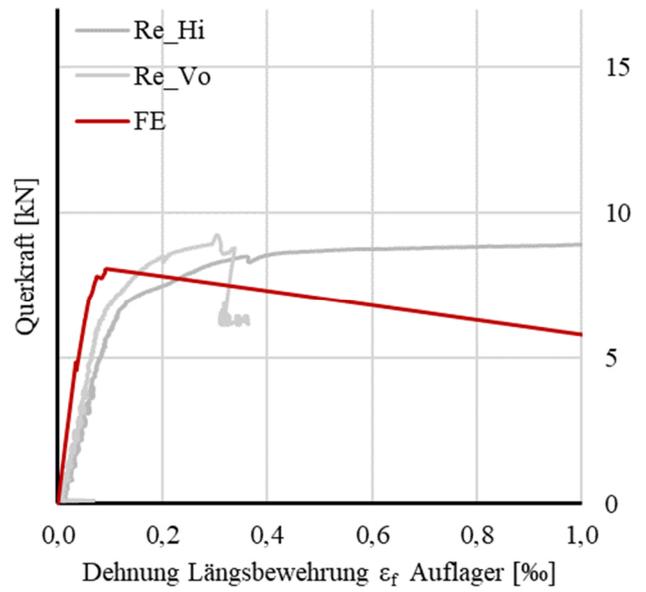
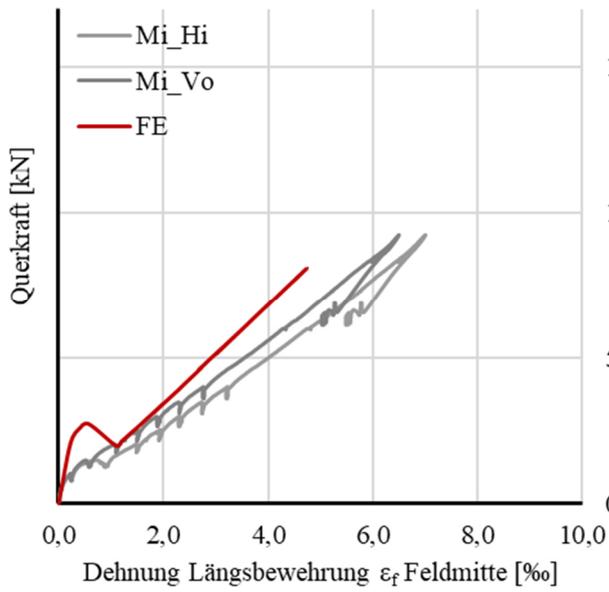
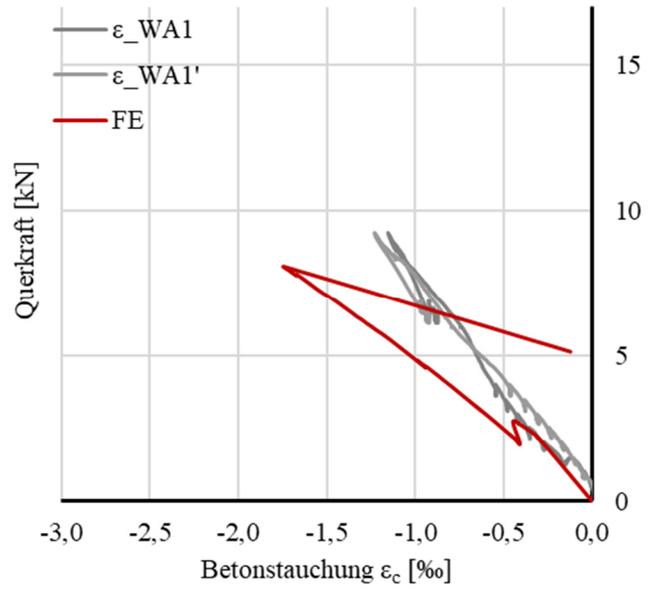
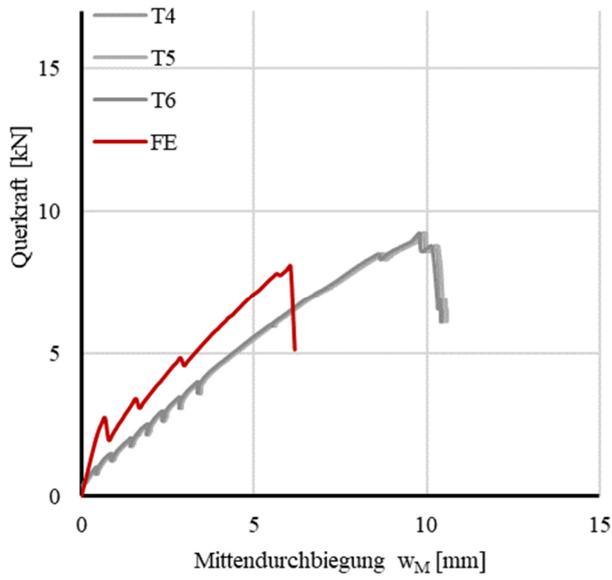
V_47_16_2



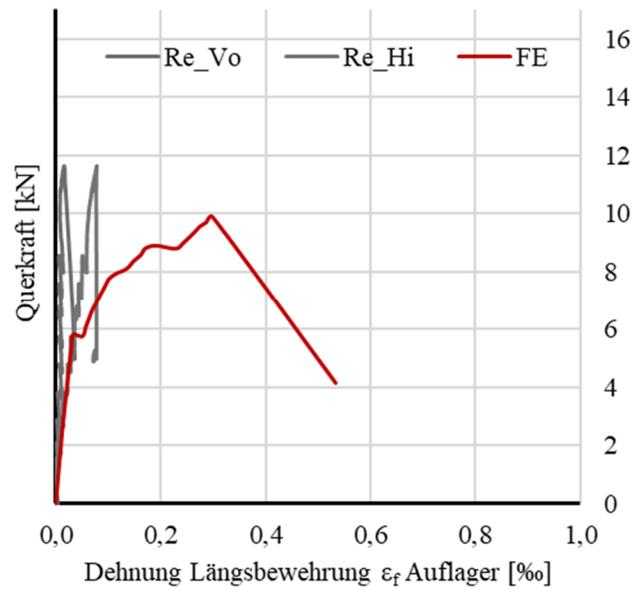
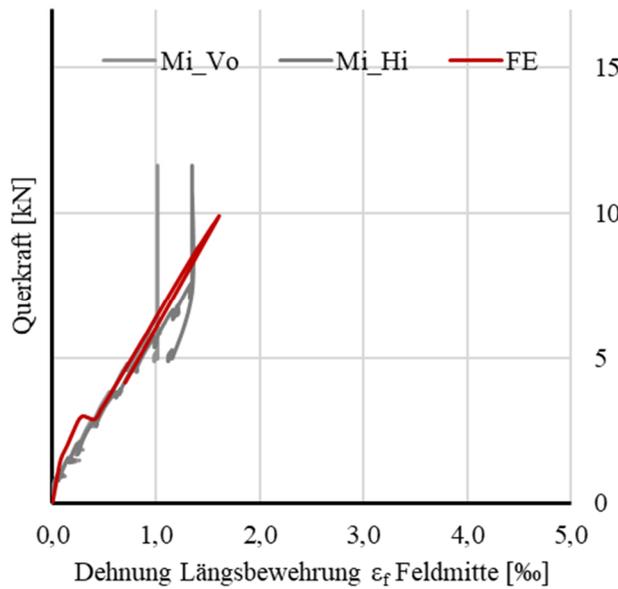
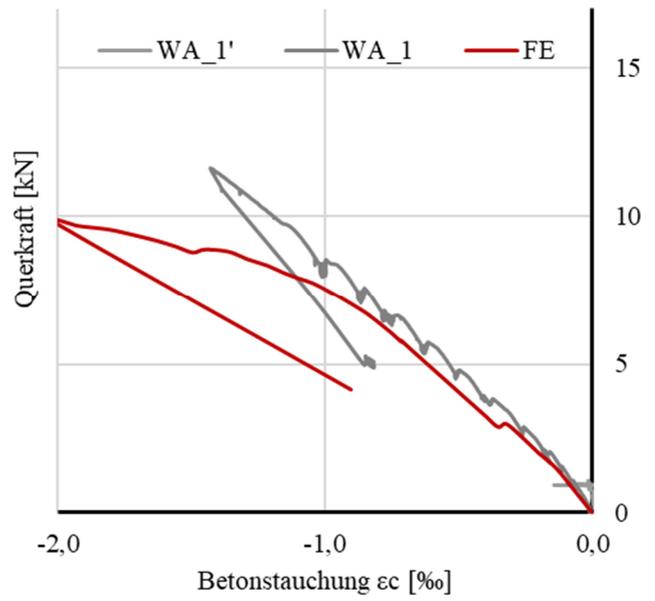
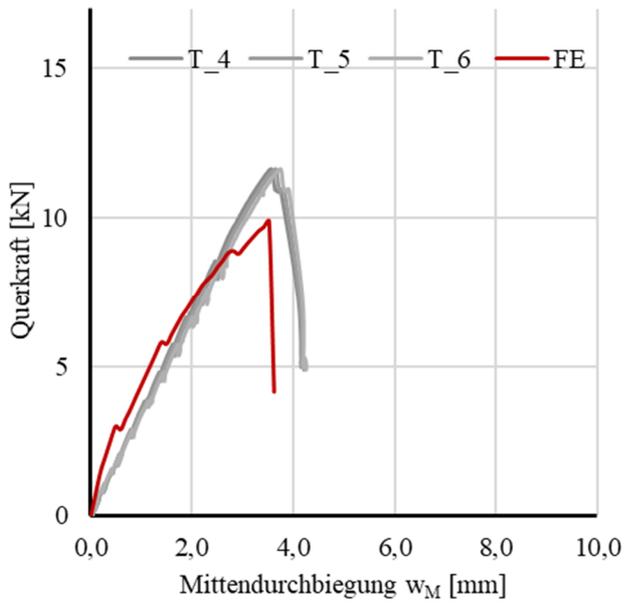
V_47_20_2



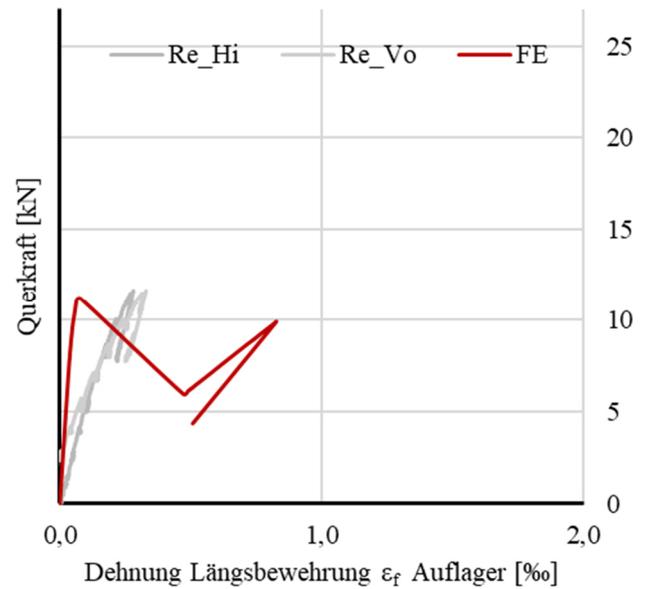
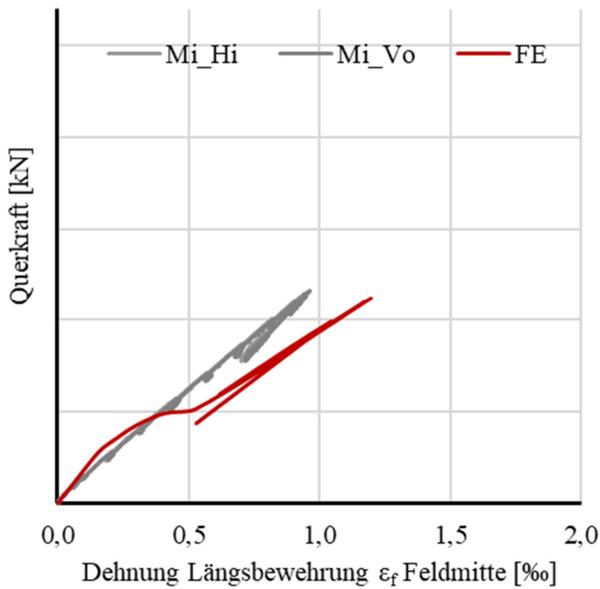
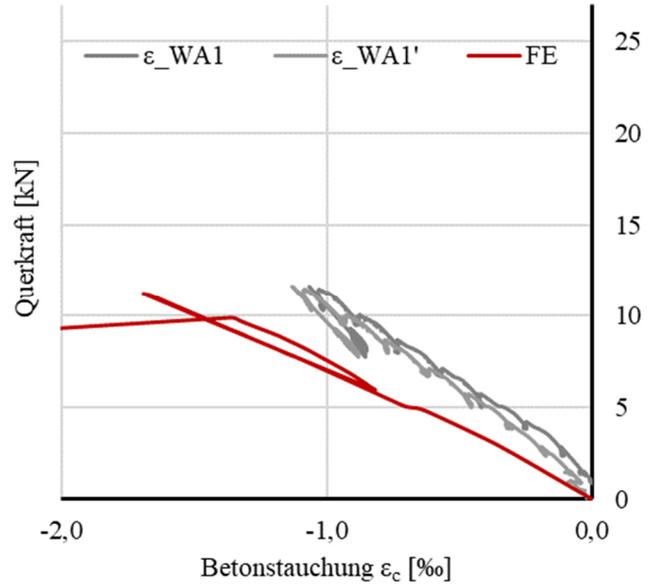
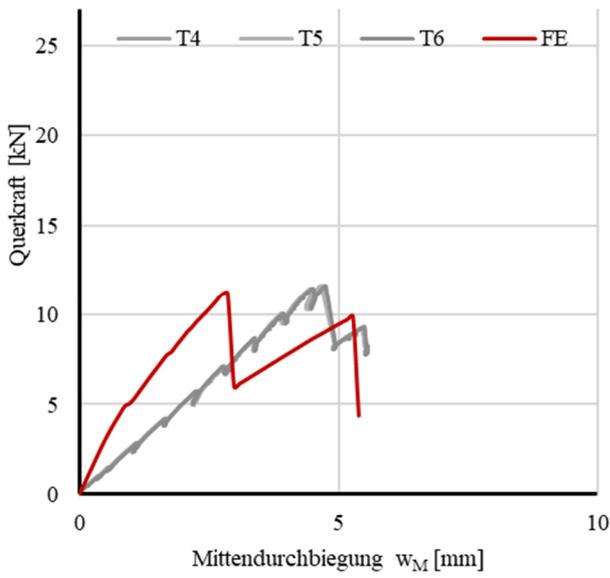
V_61_8_1



V_61_16_1

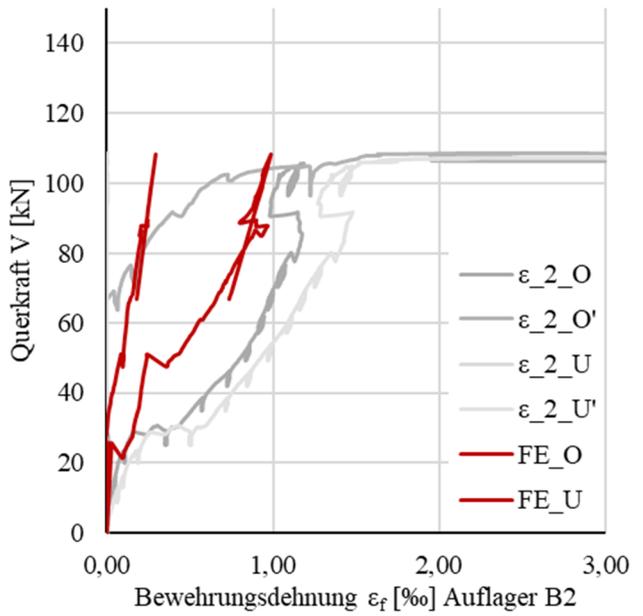
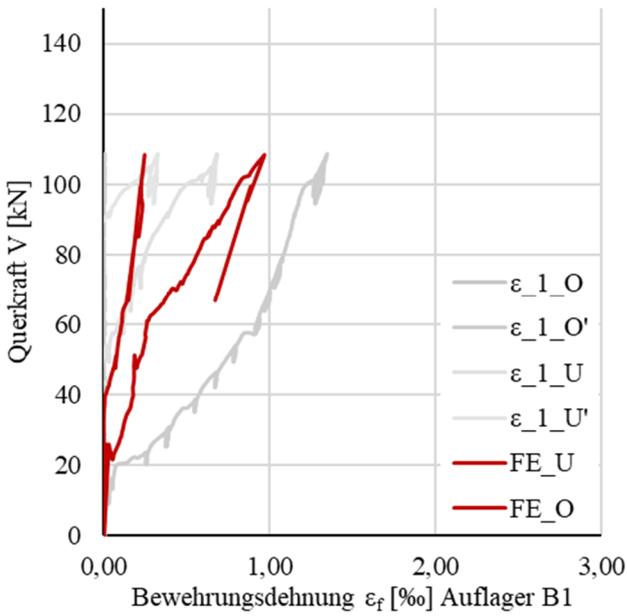
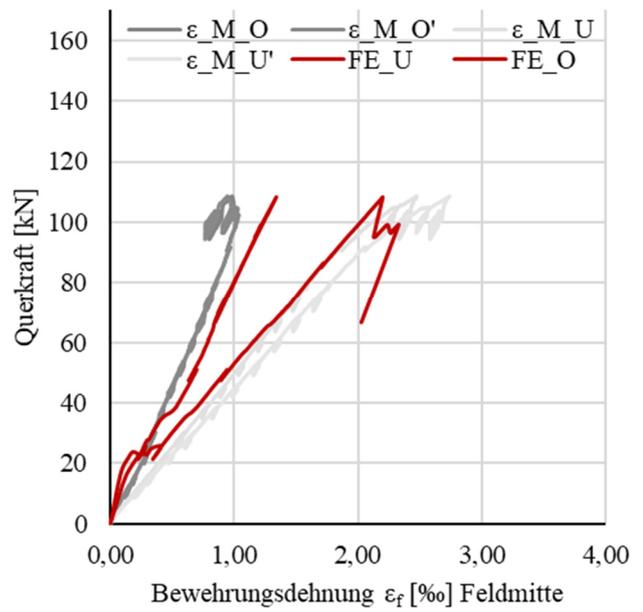
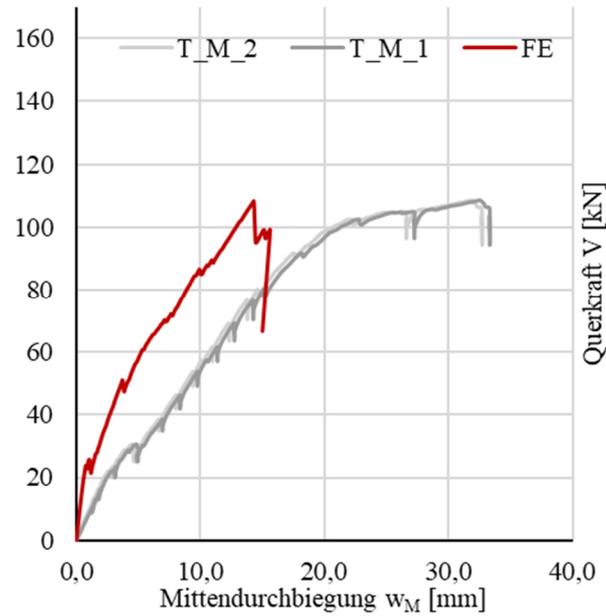


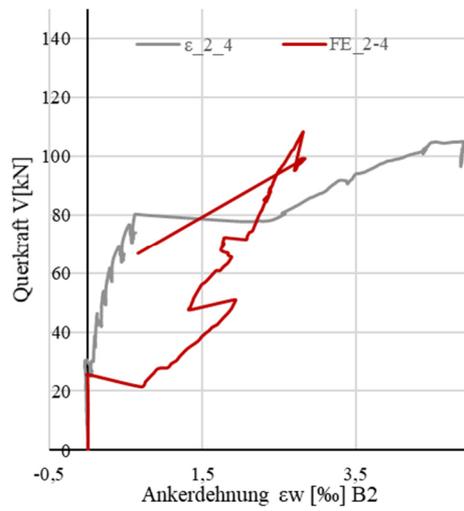
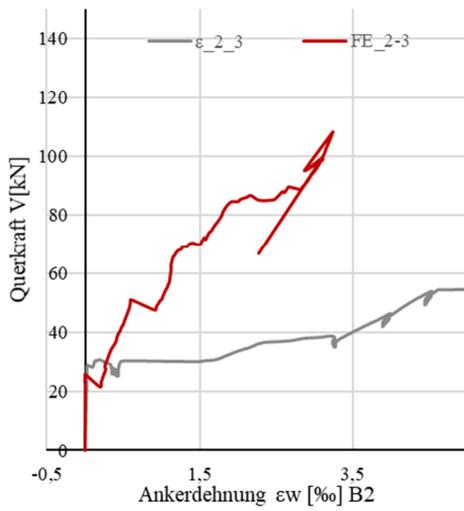
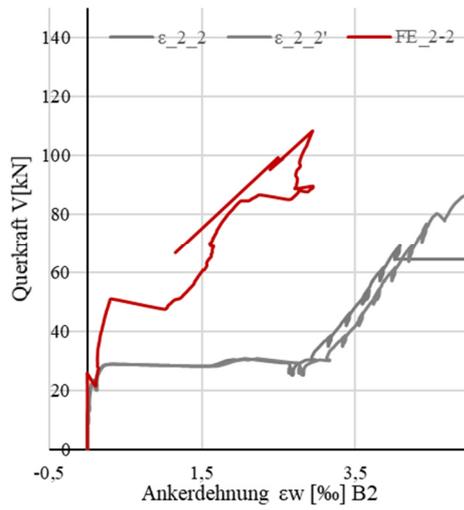
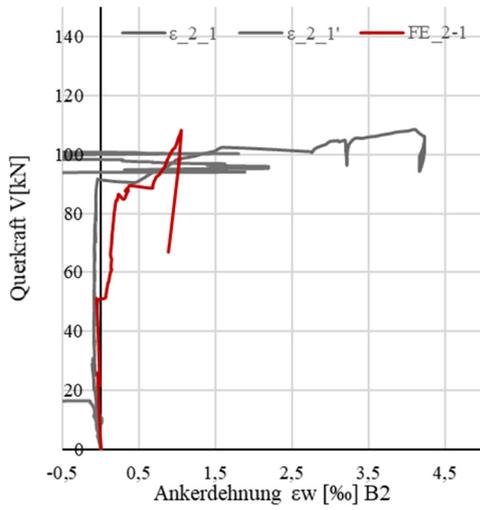
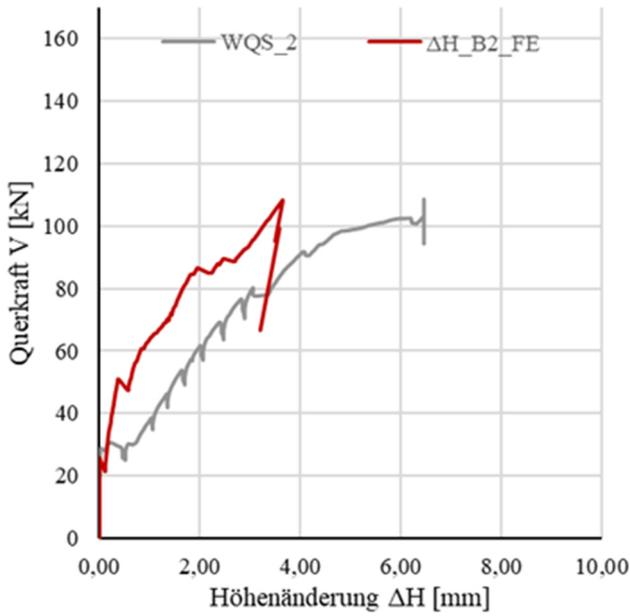
V_61_20_3

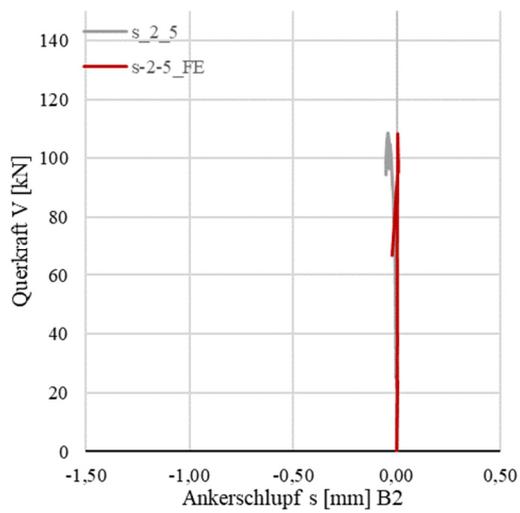
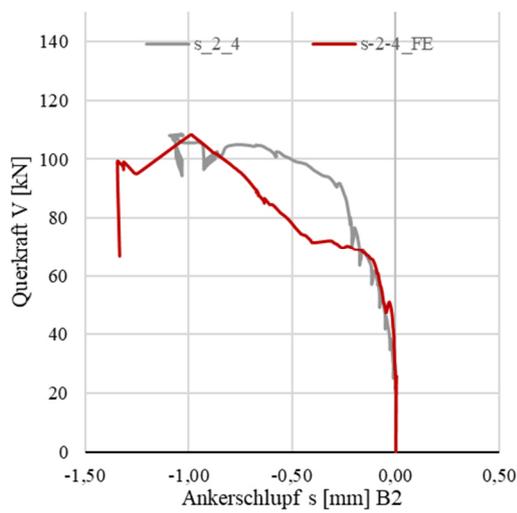
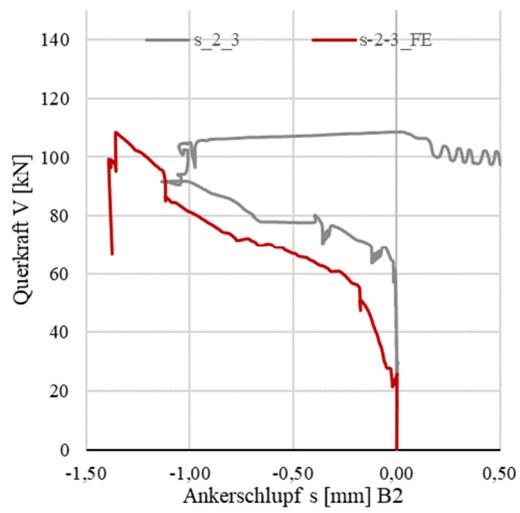
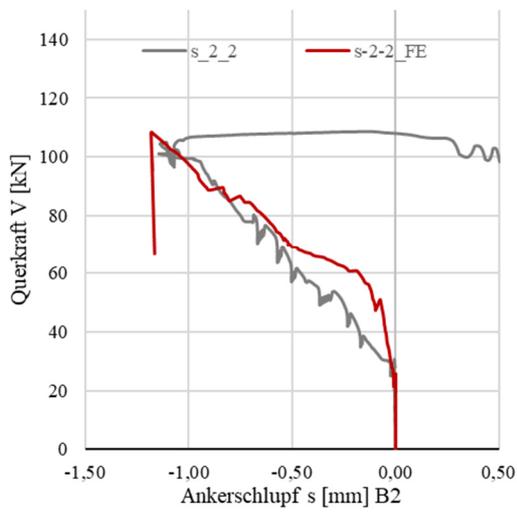
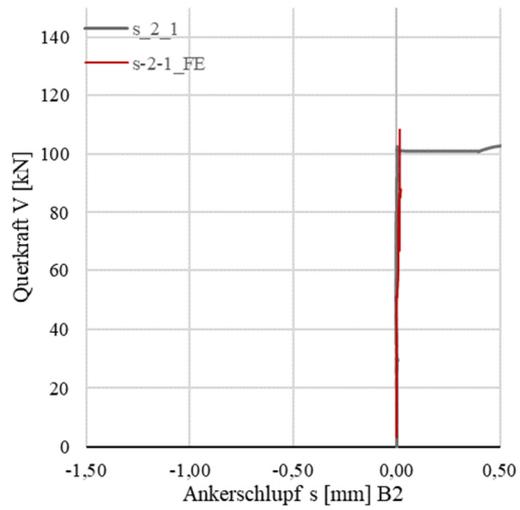
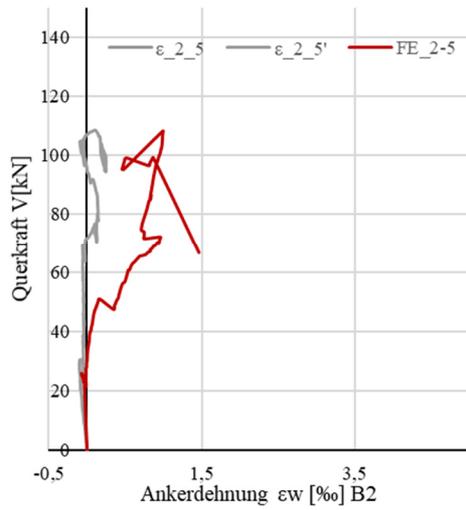


A.6.2.3 VERSUCHE ZUR QUERKRAFTTRAGVERHALTEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

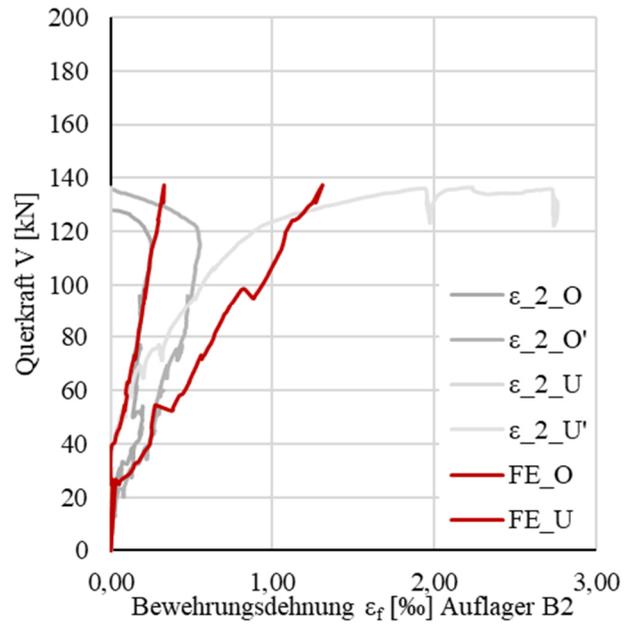
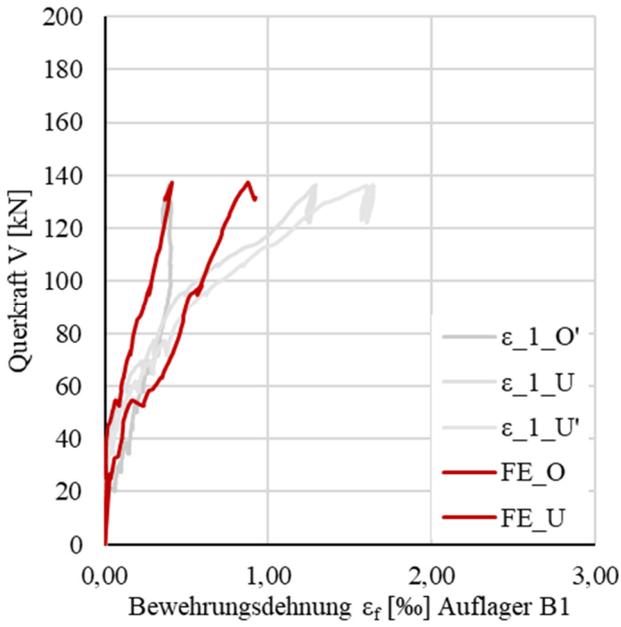
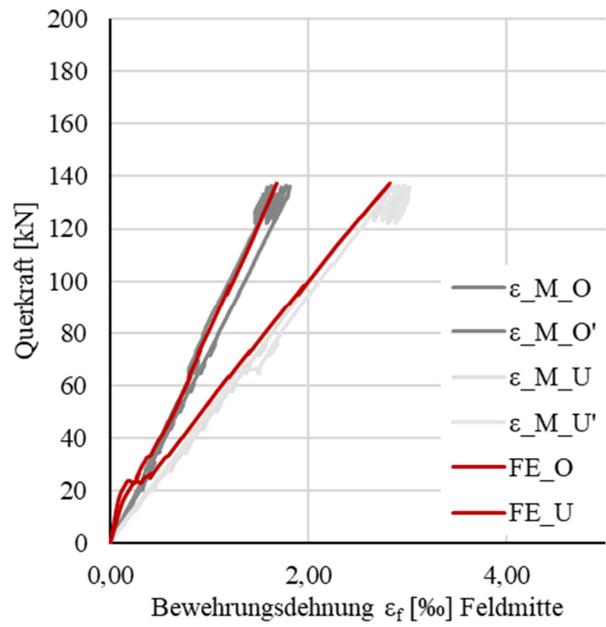
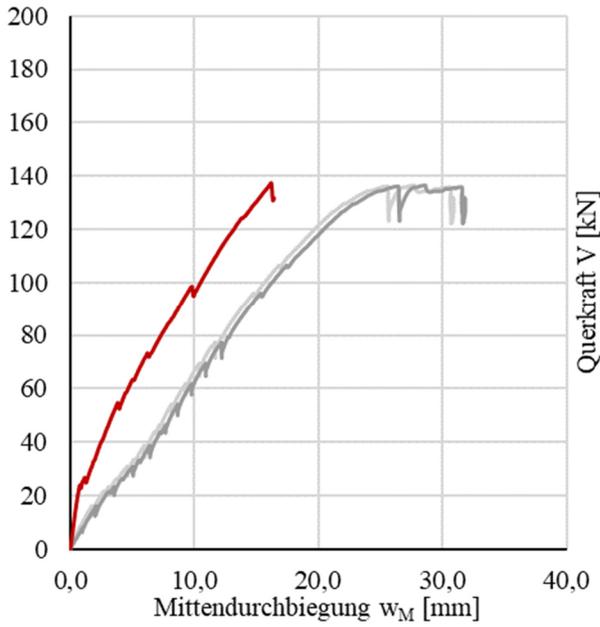
V_47_0,57-0,38_2

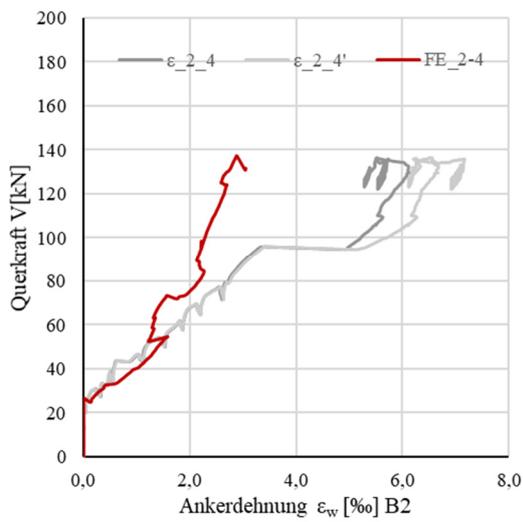
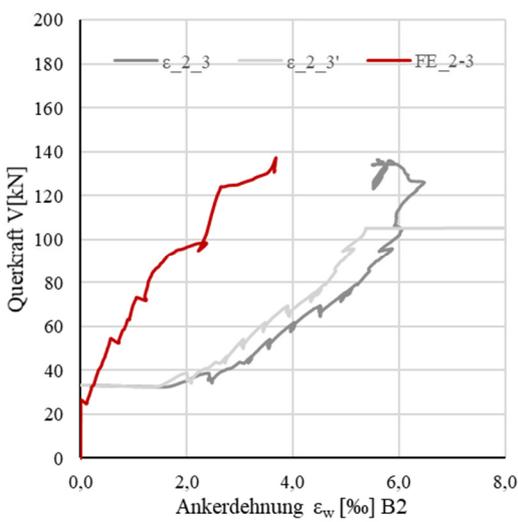
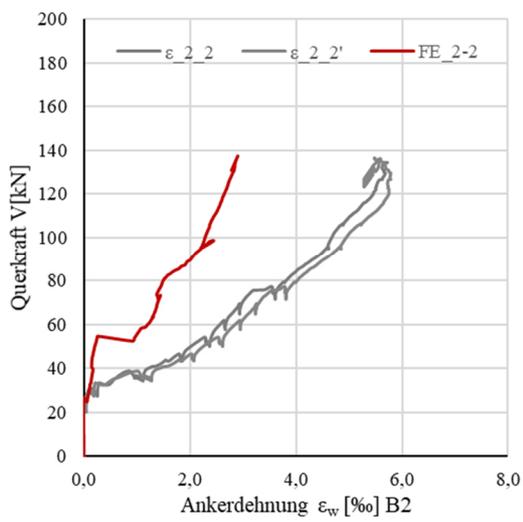
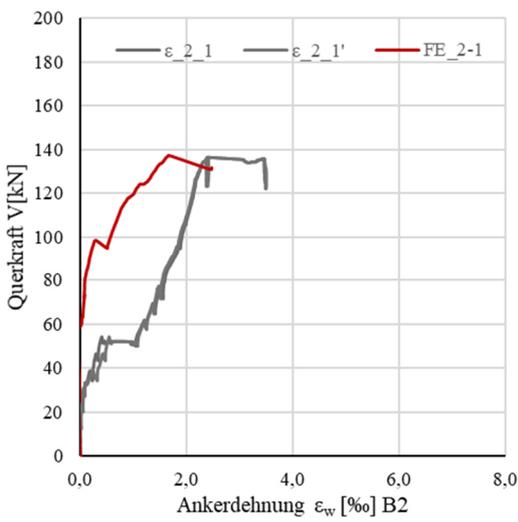
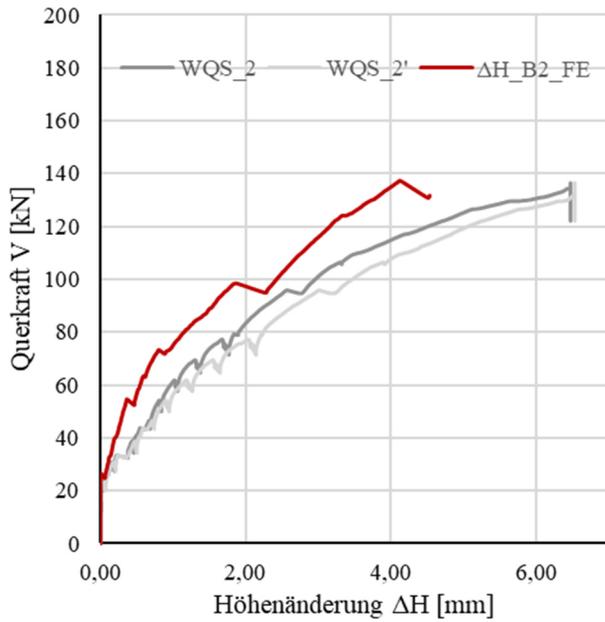


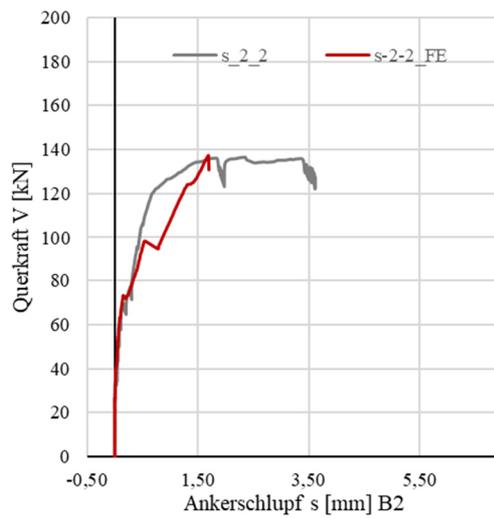
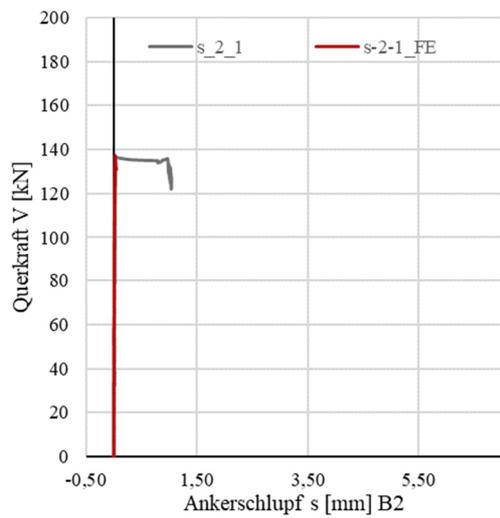
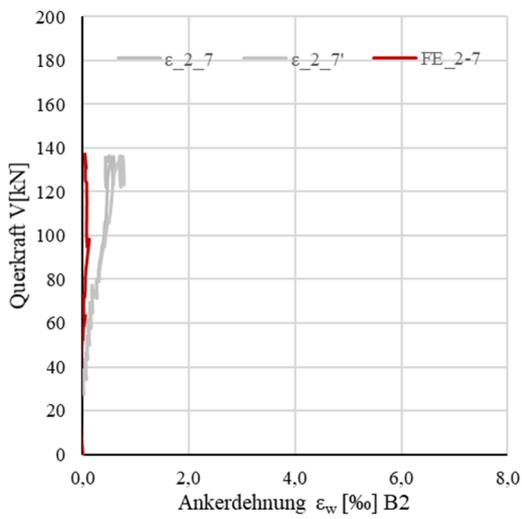
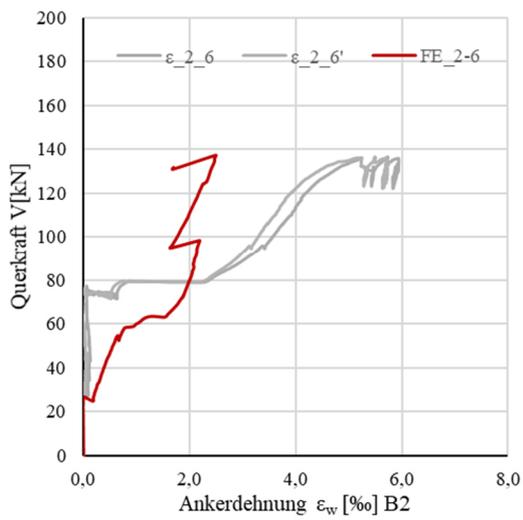
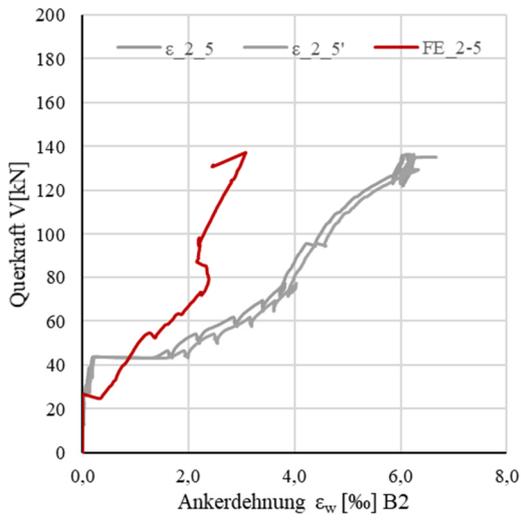


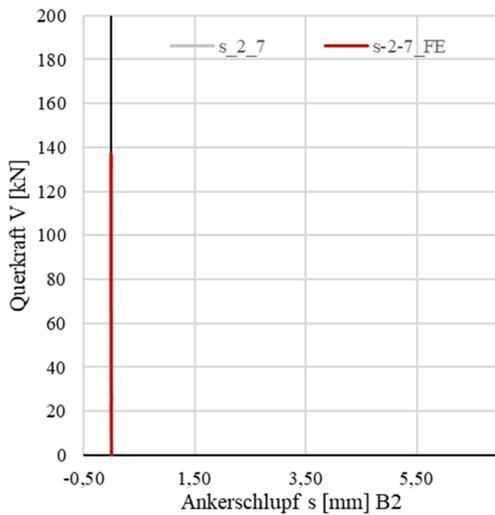
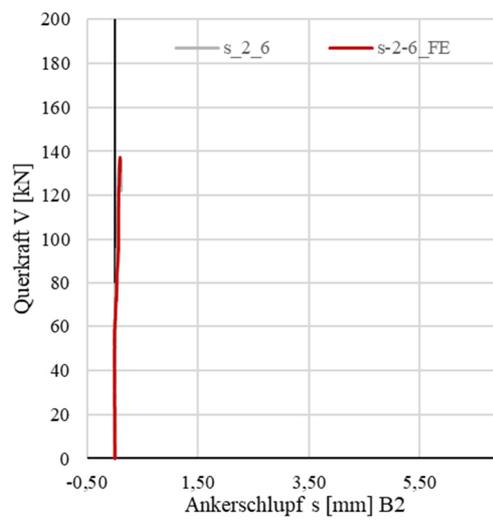
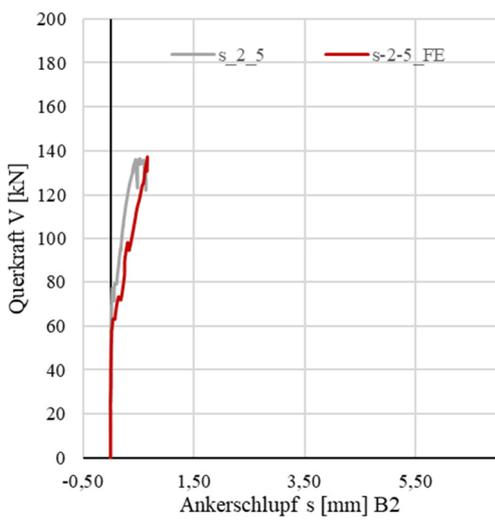
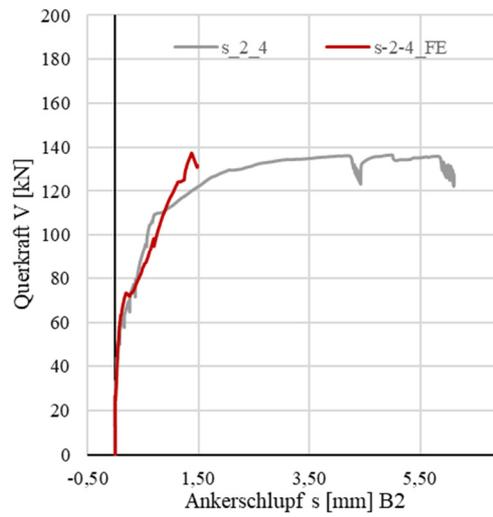
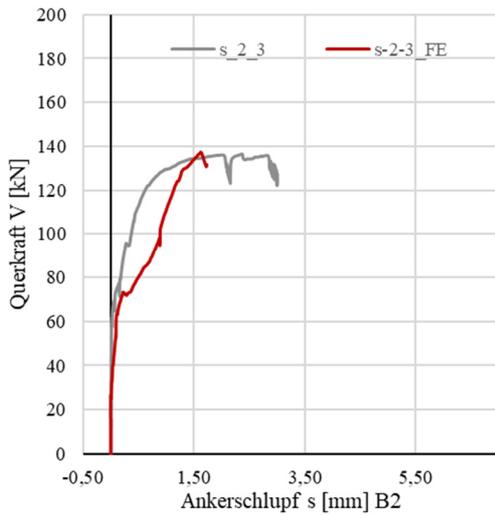


V_47_1,13-0,57_2

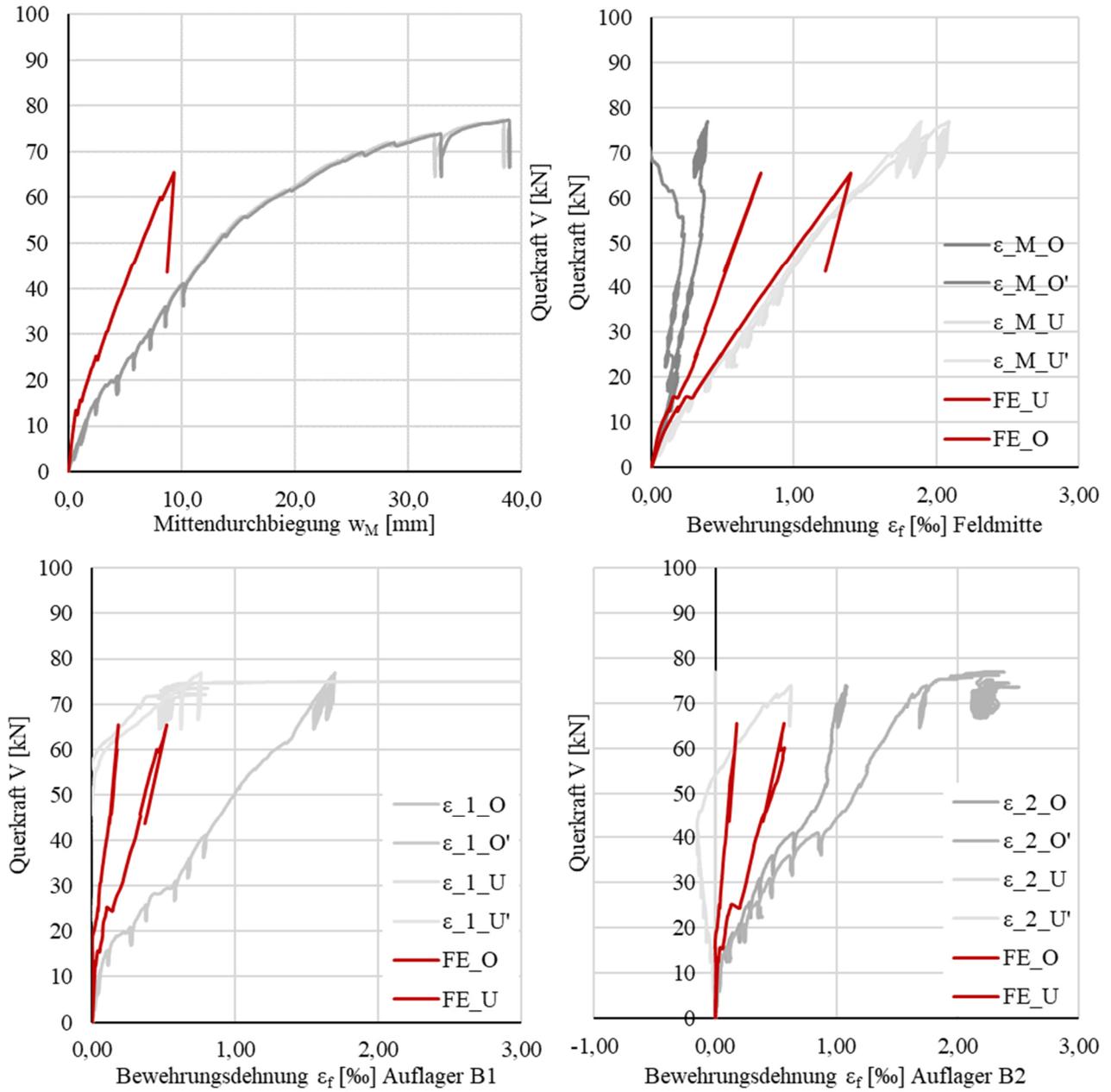


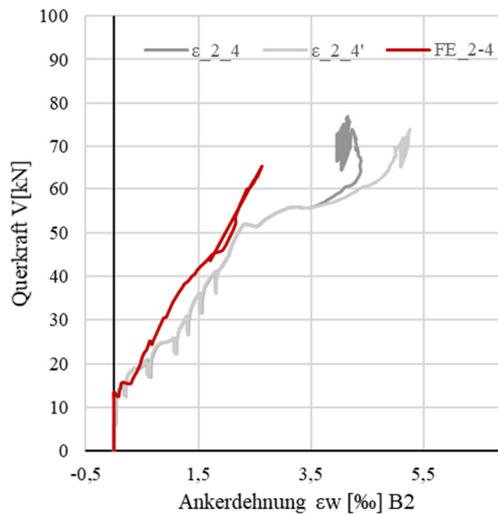
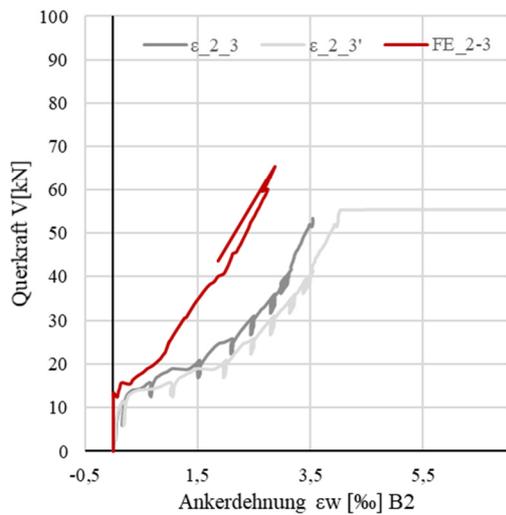
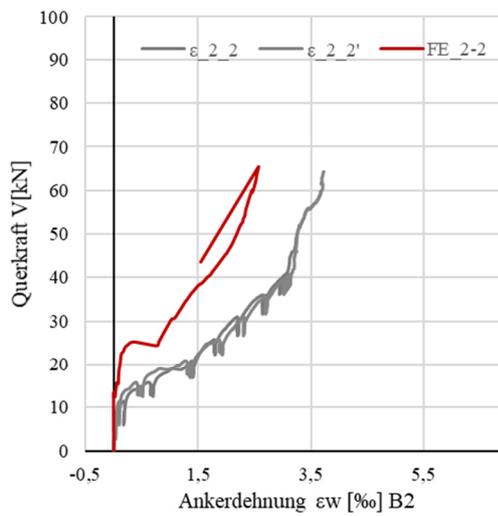
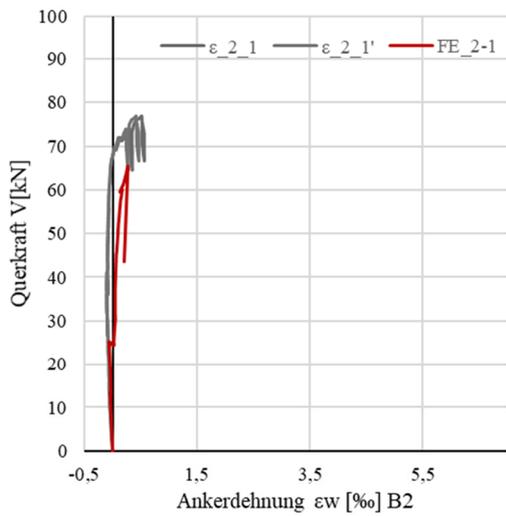
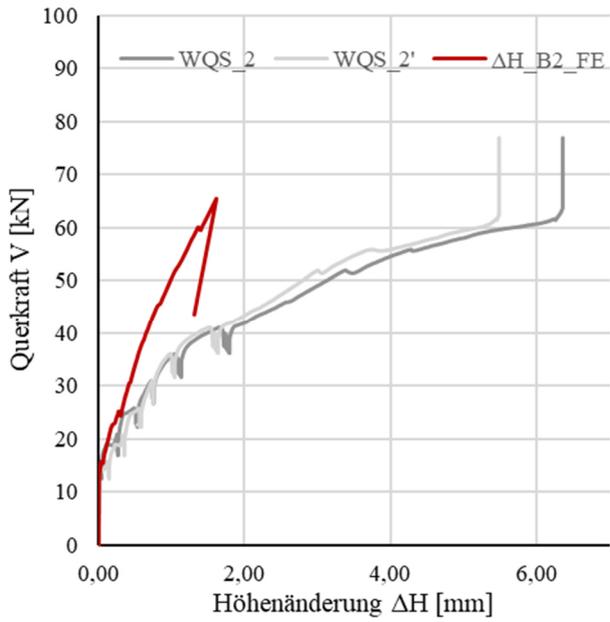


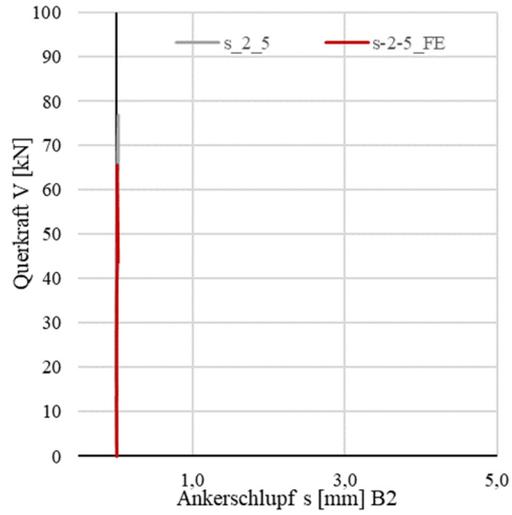
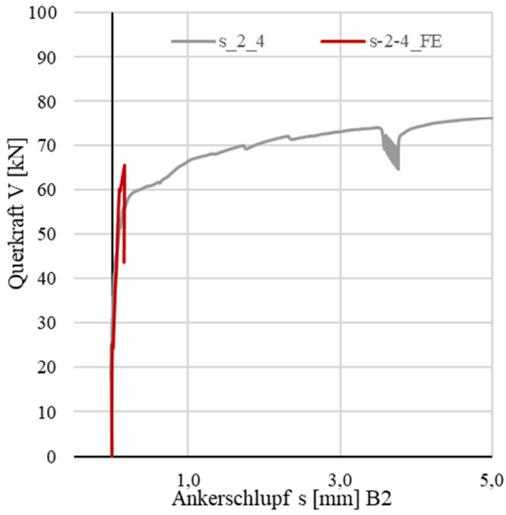
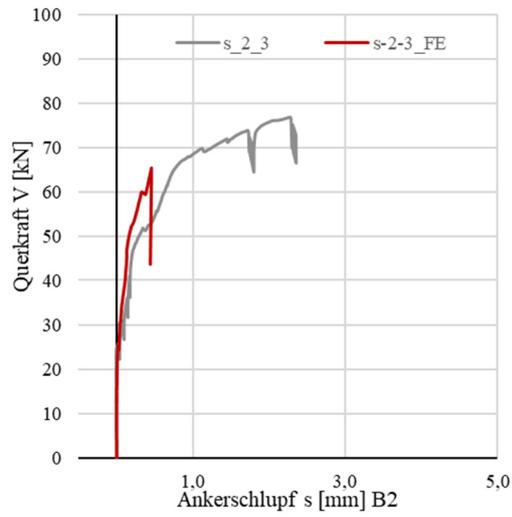
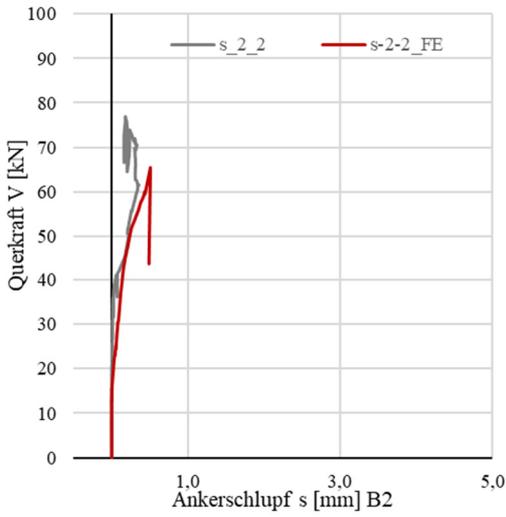
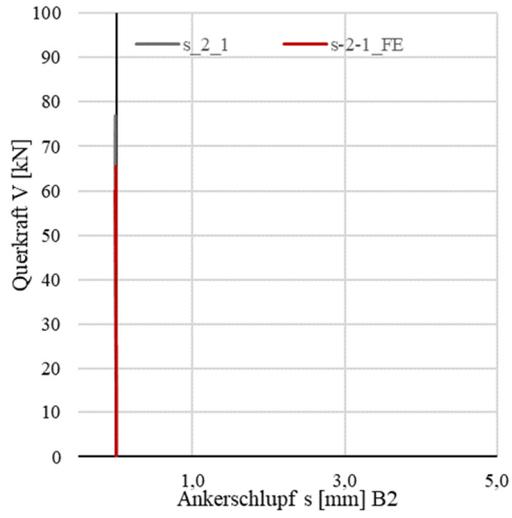
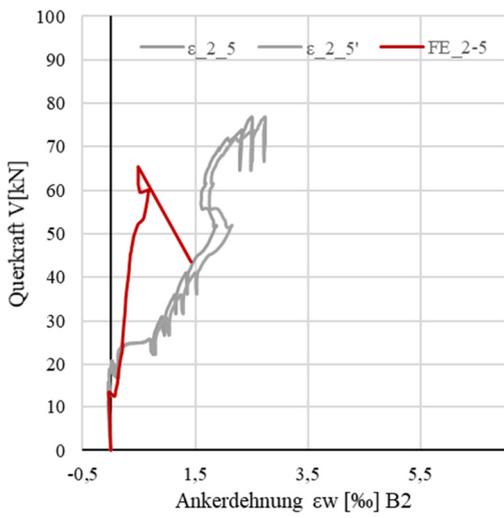




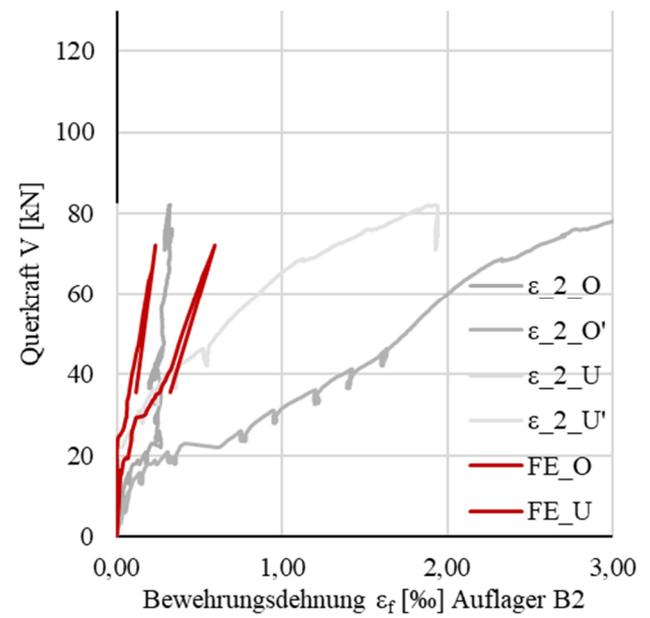
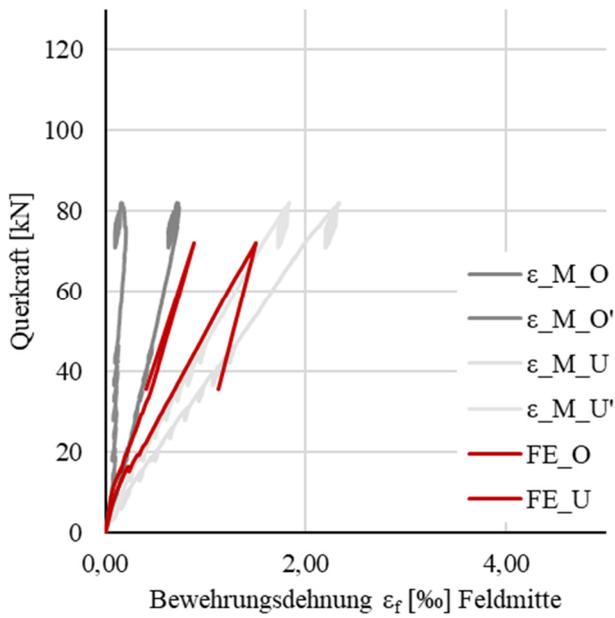
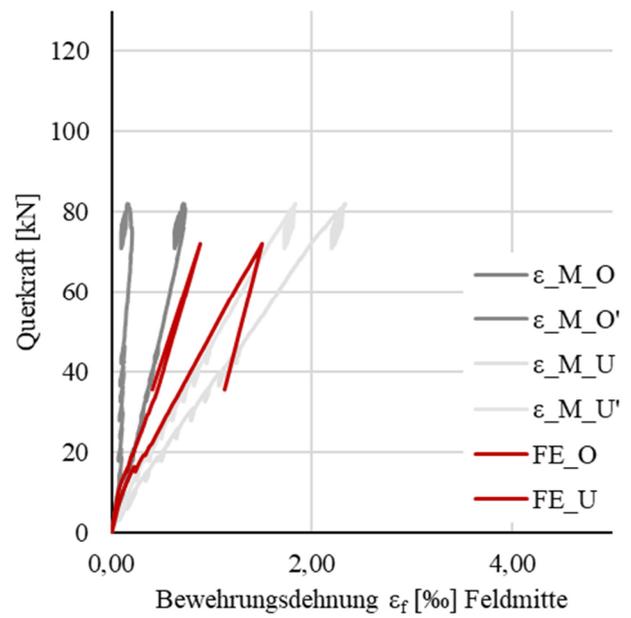
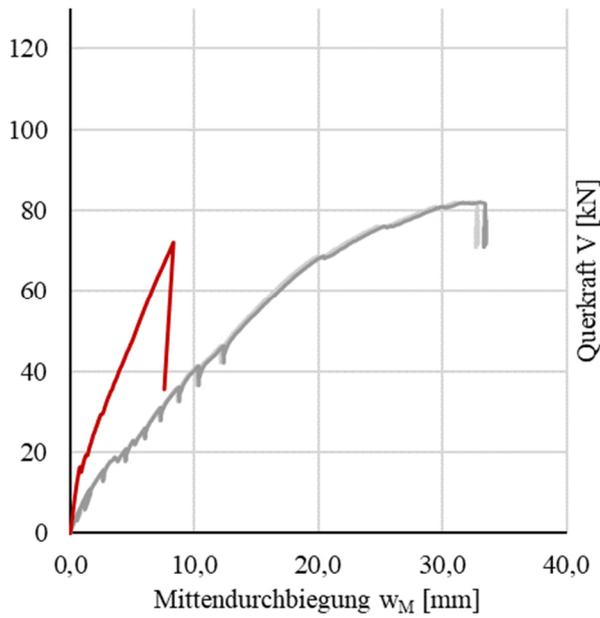
V_61_0,57-0,38_2

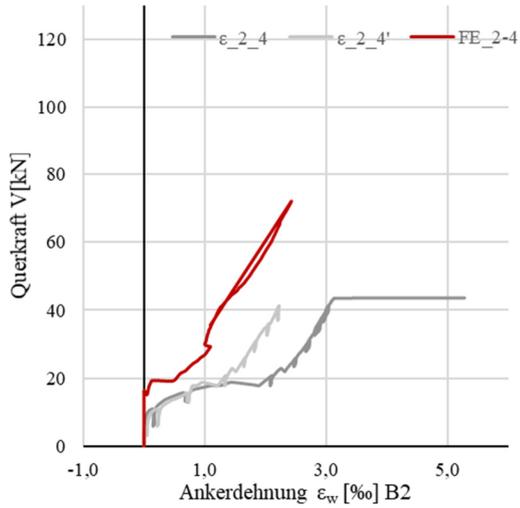
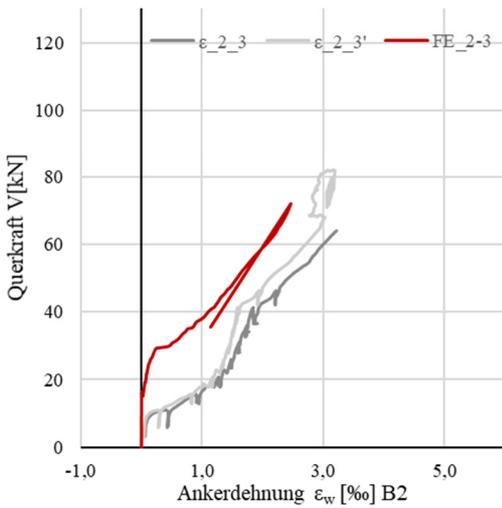
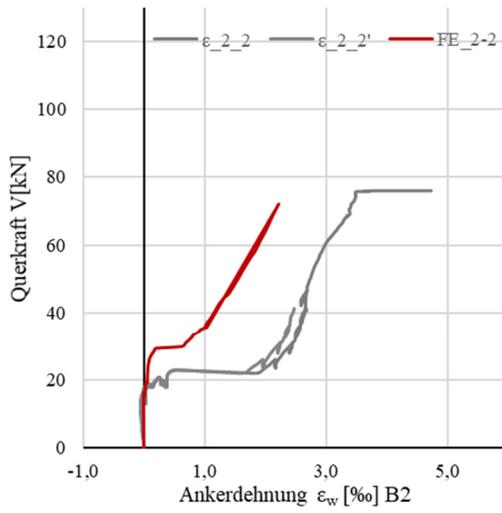
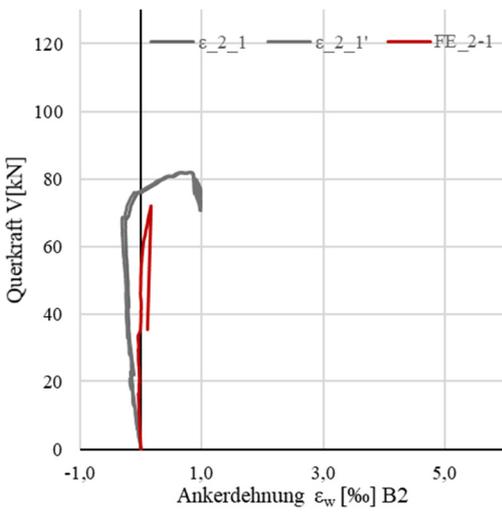
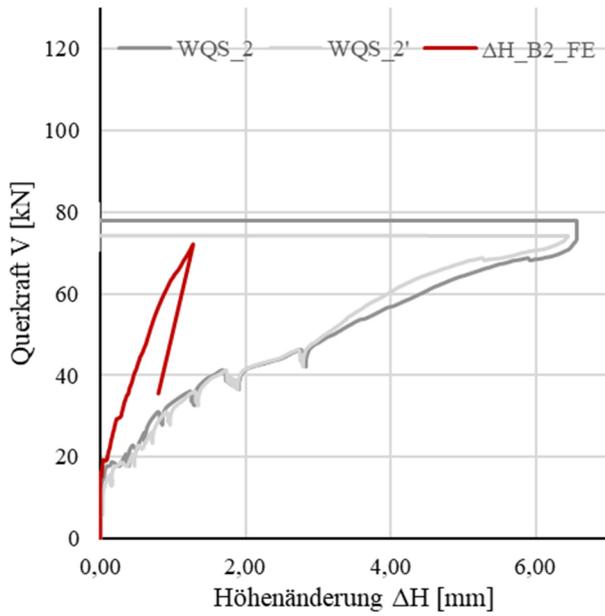


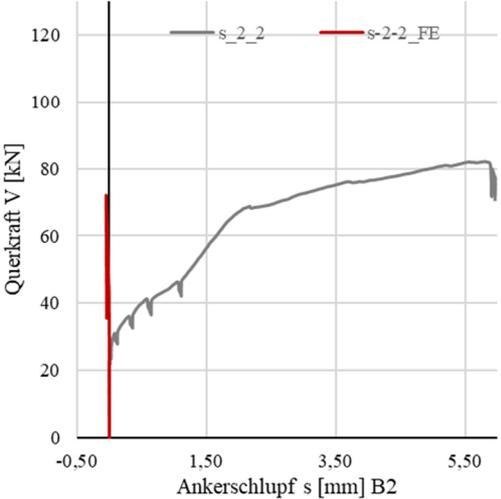
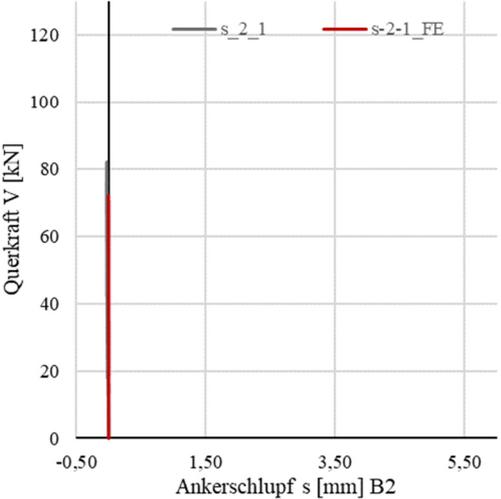
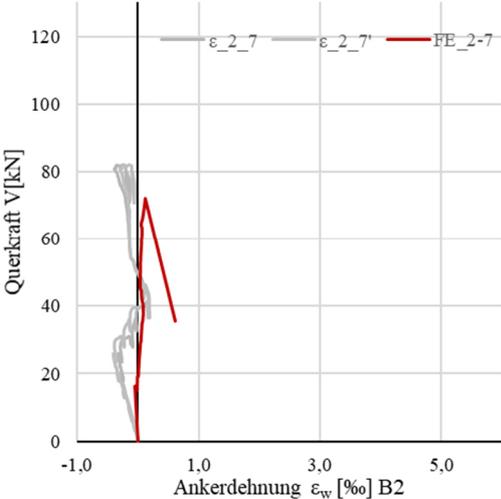
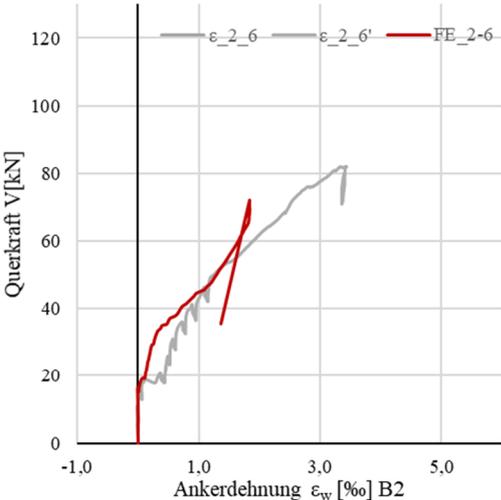
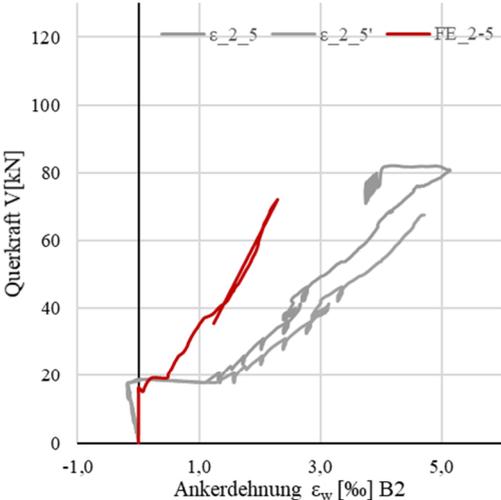


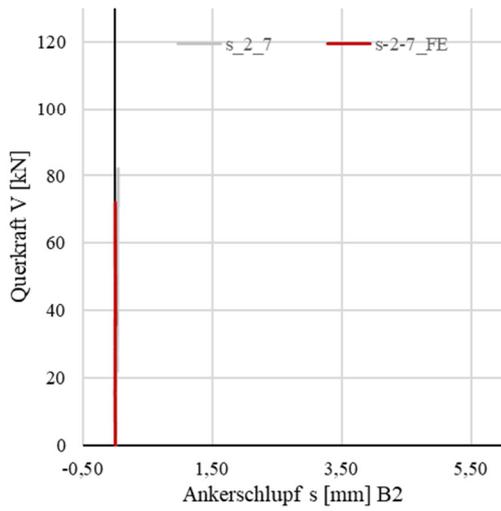
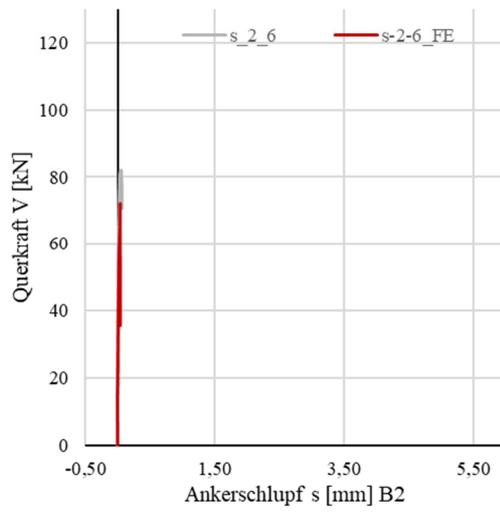
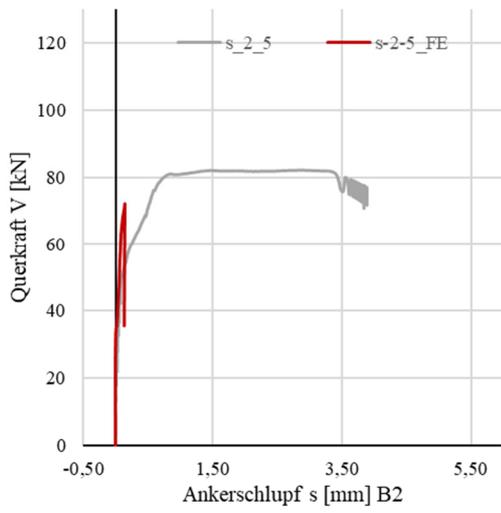
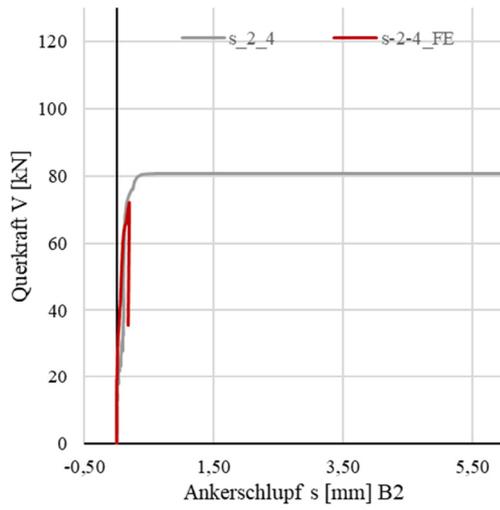
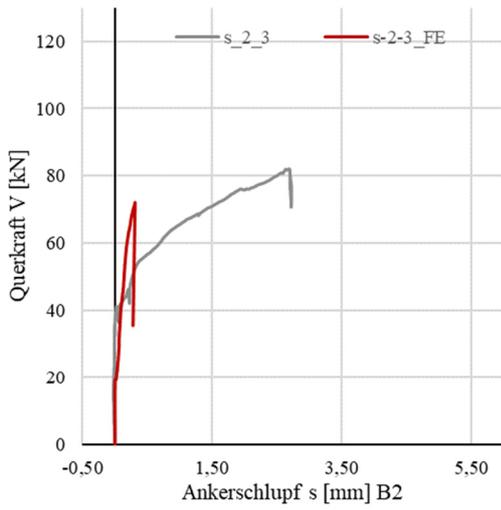


V_61_1,13-0,57_2









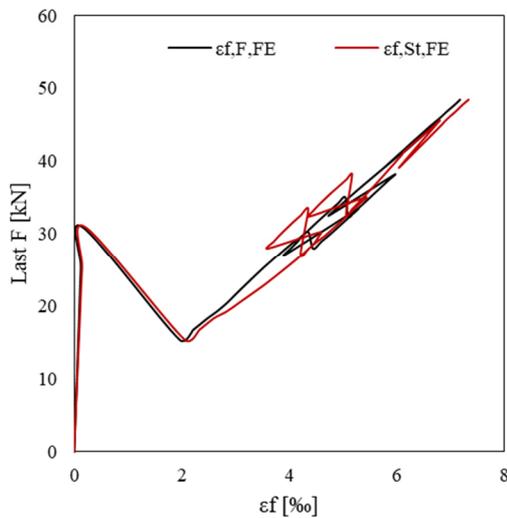
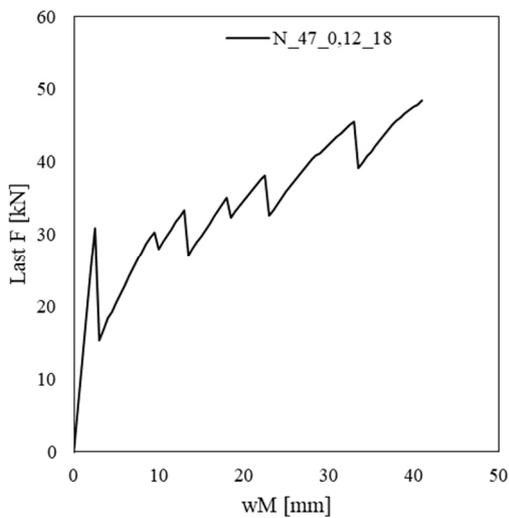
A.6.3 PARAMETERSTUDIE ZUM ROTATIONSVERHALTEN

A.6.3.1 VERSUCHSPROGRAMM UND ERGEBNISSE DER ANALYTISCHEN BERECHNUNG

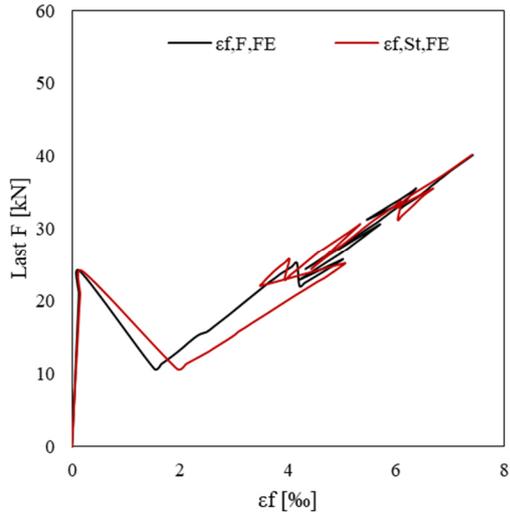
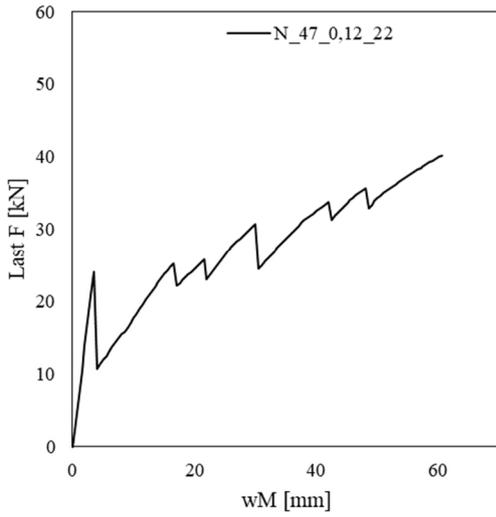
Bezeichnung	f_{cd} [MPa]	L [mm]	L/d [mm]	A_{rSt} [-]	$\rho_{l,St}$ [%]	$\epsilon_{t,St,calc}$ [%]	$\epsilon_{c,St,calc}$ [%]	ξ_{St} [-]	$\mu_{Edt,St,calc}$ [-]	$M_{St,calc}$ [kNm]	A_{rF} [-]	$\rho_{l,F}$ [%]	$\epsilon_{t,F,calc}$ [%]	$\epsilon_{c,F,calc}$ [%]	$\epsilon_{t,St,calc}/\epsilon_{t,F,calc}$ [-]	$\mu_{Edt,F,calc}$ [-]	$M_{F,calc}$ [kNm]	F_{calc} [kN]
N_47_0,12_18		6660	18,0															43,8
N_47_0,12_22		8140	22,0	7Ø8	0,12	7,42	1,28	0,15	0,0534	54,7	6Ø8	0,05	7,42	1,17	1,00	0,05	47,08	35,8
N_47_0,12_26		9620	26,0															30,3
N_47_0,50_18		6660	18,0															168,3
N_47_0,50_22	9,35	8140	22,0	13Ø12	0,50	7,37	3,50	0,32	0,2052	210,1	11Ø12	0,42	7,42	3,04	0,99	0,18	182,17	137,7
N_47_0,50_26		9620	26,0															116,5
N_47_1,17_18		6660	18,0															220,3
N_47_1,17_22		8140	22,0	11Ø20	1,17	4,34	3,50	0,45	0,2686	275,1	6Ø20	0,95	6,34	3,50	0,68	0,22	228,54	180,2
N_47_1,17_26		9620	26,0															152,5
N_61_0,10_18		6660	18,0															30,8
N_61_0,10_22		8140	22,0	5Ø8	0,08	7,42	1,51	0,19	0,0864	38,4	4Ø8	0,07	7,42	1,74	1,00	0,07	30,98	25,2
N_61_0,10_26		9620	26,0															21,3
N_61_0,19_18		6660	18,0															74,6
N_61_0,19_22	4,06	8140	22,0	6Ø12	0,23	7,10	3,50	0,33	0,2096	93,2	5Ø12	0,19	7,42	3,17	0,96	0,19	82,43	61,1
N_61_0,19_26		9620	26,0															51,7
N_61_0,53_18		6660	18,0															96,9
N_61_0,53_22		8140	22,0	5Ø20	0,53	4,22	3,50	0,45	0,2721	121,0	3Ø20	0,42	5,82	3,50	0,72	0,23	103,87	79,3
N_61_0,53_26		9620	26,0															67,1

A.6.3.2 ERGEBNISSE FE-STUDIE

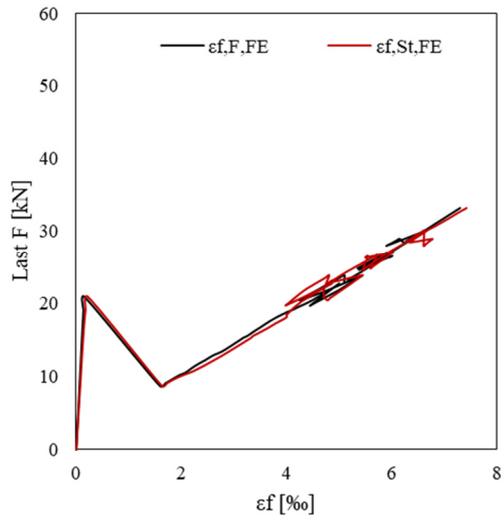
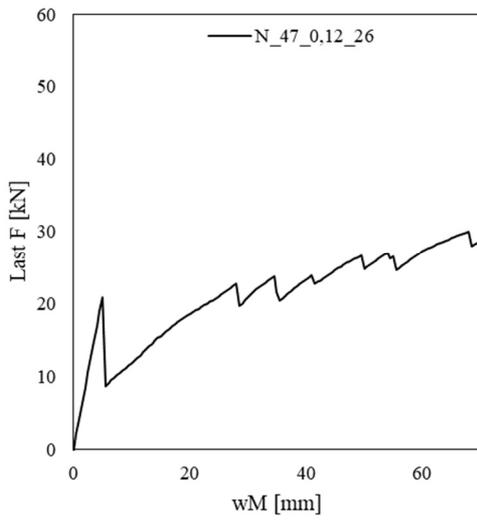
N_47_0,12_18



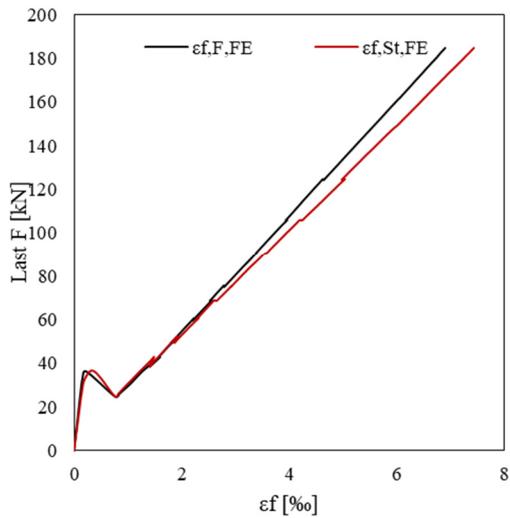
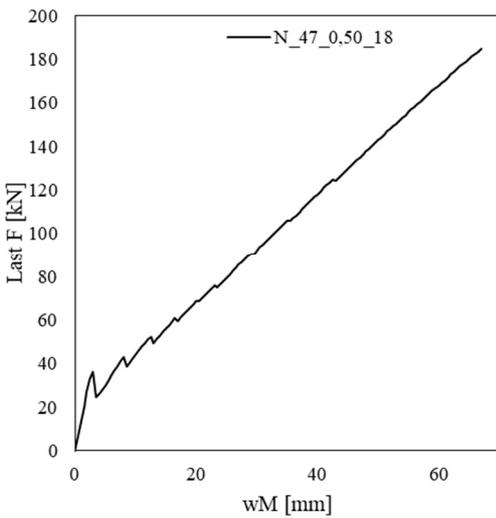
N_47_0,12_22



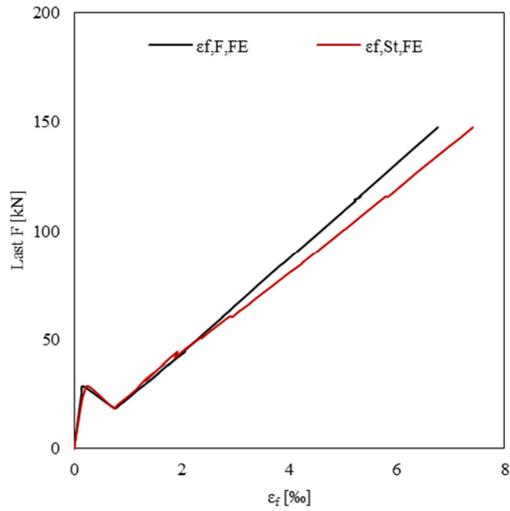
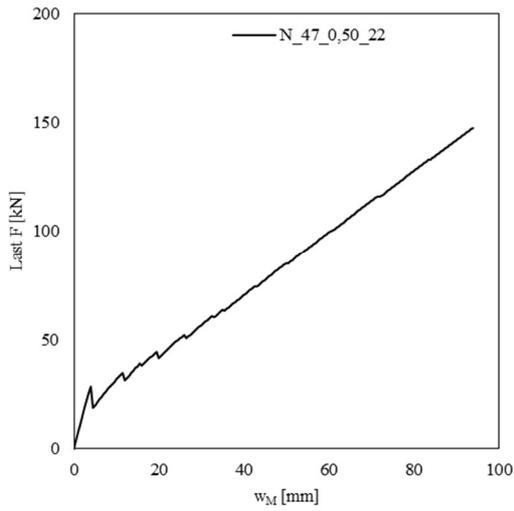
N_47_0,12_26



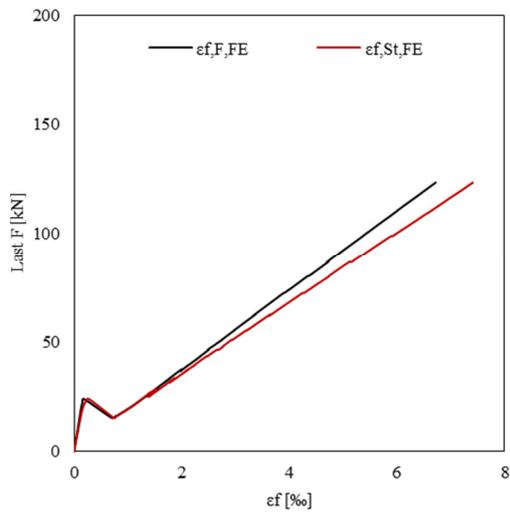
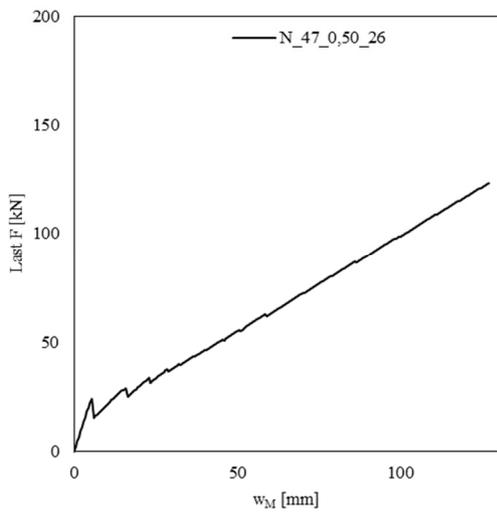
N_47_0,50_18



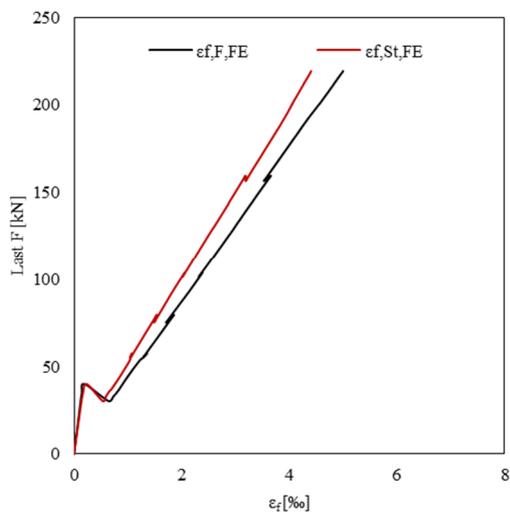
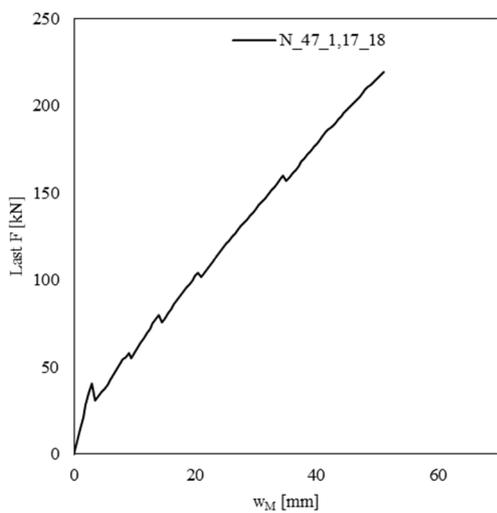
N_47_0,50_22



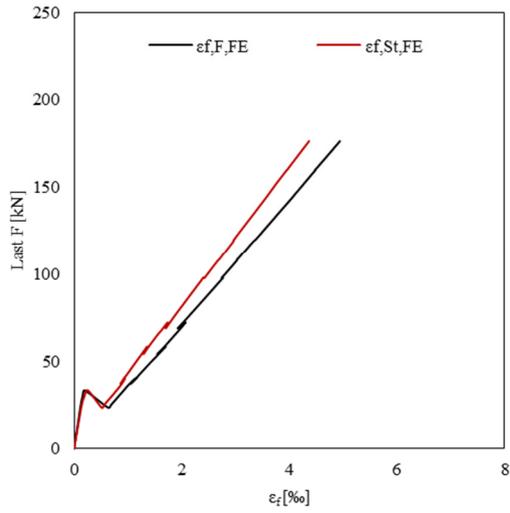
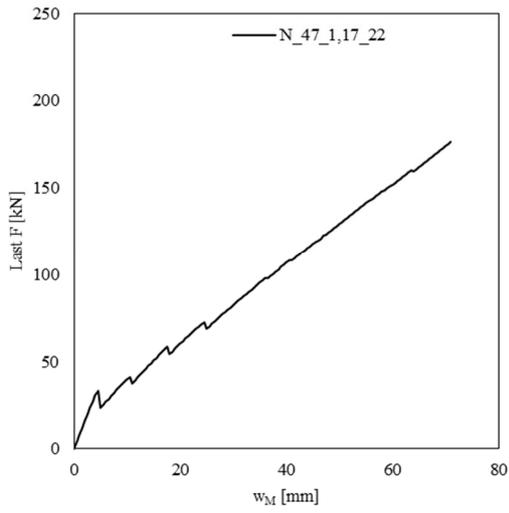
N_47_0,50_26



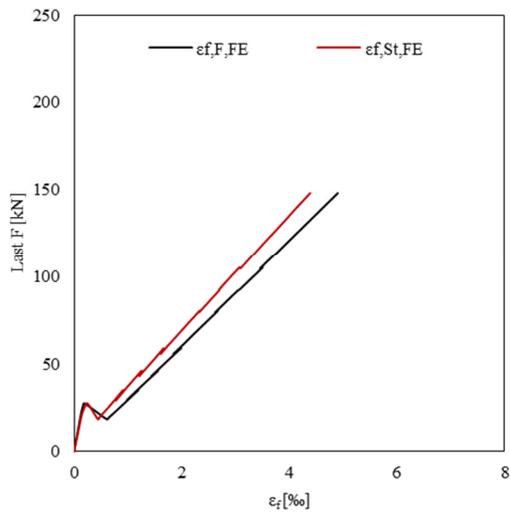
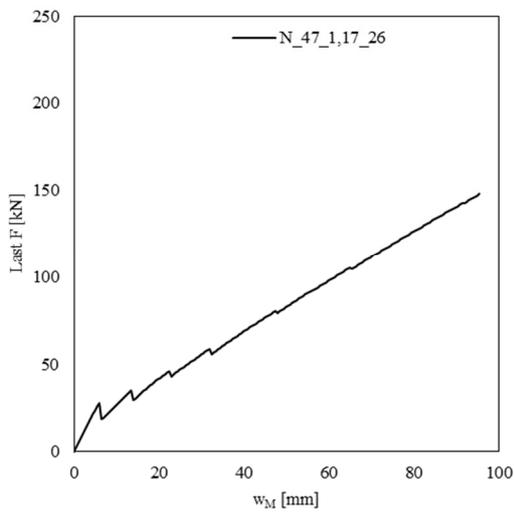
N_47_1,17_18



N_47_1,17_22



N_47_1,17_26



A.6.3.3 AUSWERTUNG UND GEGENÜBERSTELLUNG FE-STUDIE

Bezeichnung	LS	F _{FEM}	$\epsilon_{St,FE}$	$\epsilon_{F,FE}$	F _{calc} /F _{FEM}	$\epsilon_{St,calc}/\epsilon_{St,FE}$	$\epsilon_{F,calc}/\epsilon_{F,FE}$	$\epsilon_{St,FE}/\epsilon_{F,FE}$	η_{Rot}
	[-]	[kN]	[‰]	[‰]		[-]	[-]	[-]	[-]
N_47_0,12_18	82	48,4	7,44	7,26	0,91	1,00	1,02	1,02	0,98
N_47_0,12_22	121	40,2	7,43	7,43	0,89	1,00	1,00	1,00	1,00
N_47_0,12_26	167	33,2	7,43	7,35	0,91	1,00	1,01	1,01	0,99
N_47_0,50_18	134	184,6	7,43	6,91	0,91	0,99	1,07	1,08	0,92
N_47_0,50_22	188	147,7	7,44	6,76	0,93	0,99	1,10	1,10	0,90
N_47_0,50_26	254	123,3	7,42	6,71	0,94	0,99	1,11	1,11	0,90
N_47_1,17_18	101	217,9	4,34	4,96	1,01	1,00	1,28	0,88	0,78
N_47_1,17_22	141	195,2	4,35	4,92	0,92	1,00	1,29	0,88	0,77
N_47_1,17_26	190	147,1	4,34	4,90	1,04	1,00	1,29	0,89	0,77
N_61_0,10_18	84	32,3	7,44	6,89	0,95	1,00	1,08	1,08	0,93
N_61_0,10_22	134	26,8	7,41	7,22	0,94	1,00	1,03	1,03	0,97
N_61_0,10_26	186	23,0	7,42	7,58	0,93	1,00	0,98	0,98	1,02
N_61_0,19_18	122	82,3	7,11	6,76	0,91	1,00	1,10	1,05	0,91
N_61_0,19_22	176	66,7	7,12	6,60	0,92	1,00	1,12	1,08	0,89
N_61_0,19_26	238	55,2	7,08	6,64	0,94	1,00	1,12	1,07	0,90
N_61_0,53_18	89	99,8	4,21	4,71	0,97	1,00	1,24	0,89	0,81
N_61_0,53_22	126	79,5	4,23	4,58	1,00	1,00	1,27	0,92	0,78
N_61_0,53_26	174	67,5	4,21	4,60	0,99	1,00	1,26	0,91	0,79