

Zum Tragverhalten von durchlaufenden stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Florian Peter Ackermann

aus Losheim am See

Dekanin:	Prof. Dr. habil. G. Troeger-Weiß
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
Tag der mündlichen Prüfung:	28.06.2010

Kaiserslautern 2010

(D 386)

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern in den Jahren 2004 bis 2009.

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Einen ganz besonderen Dank möchte ich meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für die Übertragung interessanter Aufgaben in Lehre und Forschung aussprechen. Seine Betreuung und Förderung sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung haben maßgebend zum Gelingen der Arbeit beigetragen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz danke ich sehr herzlich für seine konstruktiven Anregungen und wertvollen Ratschläge, für die stete Diskussionsbereitschaft sowie für die Übernahme des Koreferates.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Sven Klinkel für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Meinen Kolleginnen und Kollegen sei an dieser Stelle auch ein besonderer Dank ausgesprochen, für die stets vorhandene Diskussionsbereitschaft, für zahlreiche konstruktive Denkanstöße und Anregungen sowie für die schöne Zeit in und außerhalb der Universität.

Des Weiteren möchte ich es nicht versäumen, der Mannschaft des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern für ihre Arbeit und stete Unterstützung meinen Dank auszusprechen. Auch den wissenschaftlichen Hilfskräften ist für ihre ständige Einsatzbereitschaft ein großes Dankeschön zu sagen.

Abschließend möchte ich meiner Familie und meiner Lebensgefährtin für den steten Rückhalt und die Unterstützung ganz herzlich danken.

Frankfurt am Main, im August 2010

Florian Ackermann

Florian Peter Ackermann

**Zum Tragverhalten von durchlaufenden
stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken**

Inhalt

Inhalt	i
Zusammenfassung	vii
Abstract	vii
Bezeichnungen	ix
1 Einleitung und Zielsetzung	1
1.1 Einleitung	1
1.2 Vorteile des untersuchten Deckensystems	2
1.3 Stand der Forschung	3
1.4 Funktionsweise des Deckensystems	4
2 Stahlverbunddecken	7
2.1 Funktionsweise von Verbunddecken	7
2.2 Profilblechtypen und Verbundwirkung	10
2.3 Normung	11
2.4 Berechnung und Bemessung von Einfeld-Verbunddecken	11
2.4.1 Allgemeines	11
2.4.2 Versuchsauswertung nach der Teilverbundtheorie	12
2.4.3 Versuchsauswertung nach der m+k – Methode	13
2.4.4 Versagen im Bereich positiver Momente	15
2.5 Durchlaufende Verbunddecken	16
2.6 Querkraftversagen im Beton	19
2.7 Anwendung der Fließgelenktheorie bei Verbunddecken	22
2.7.1 Allgemeines	22
2.7.2 Fließgelenkmodell bei teilweiser Verdübelung	24
2.8 Bemessung im Brandfall	26
3 Stahlfaserbeton	29
3.1 Allgemeines zum Stahlfaserbeton	29
3.2 Anwendung und Normung	30
3.3 Tragverhalten und Wirkungsweise	32
3.3.1 Allgemeines	32
3.3.2 Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton	33
3.3.3 Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton	33
3.3.4 Auswertung von Biegezugversuchen	36
3.3.5 Spannungs-Dehnungs-Linien von Stahlfaserbeton	38

3.3.6	Biegung mit oder ohne Längskraft	40
3.3.7	Querkrafttragverhalten von Stahlfaserbeton	42
3.3.8	Dauerstandverhalten von Stahlfaserbeton	44
3.4	Faserorientierung und Maßstabseffekt	51
3.4.1	Allgemeines	51
3.4.2	Berücksichtigung bei der Bemessung	53
3.4.3	Ermittlung der Faserorientierung am Bauteil	54
3.5	Rotationsfähigkeit	58
3.5.1	Allgemeines	58
3.5.2	Einflussparameter	62
3.5.3	Nachweis der Rotationsfähigkeit	63
3.5.4	Auswertung der Rotationsfähigkeit	66
4	Experimentelle Untersuchungen	67
4.1	Allgemeines	67
4.2	Versuchsprogramm	67
4.2.1	Übersicht	67
4.2.2	Serie S1	68
4.2.3	Serie S2	72
4.2.4	Serie S3	74
4.2.5	Serie S4	75
4.3	Herstellung der Versuchskörper	77
4.4	Baustoffe	79
4.4.1	Stahlfaserbeton	79
4.4.2	Stahlverbundbleche	81
4.4.3	Materialeigenschaften	82
4.5	Analyse der Faserverteilung	87
4.6	Versuchsdurchführung und Messungen	89
4.7	Versuchsergebnisse	91
4.7.1	Allgemeines	91
4.7.2	Versuchsergebnisse – Serie S1	91
4.7.3	Versuchsergebnisse – Serie S2	96
4.7.4	Versuchsergebnisse – Serie S3	105
4.7.5	Versuchsergebnisse – Serie S4	110
4.8	Tragverhalten von stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken	115
5	Rechnerische Untersuchungen	117
5.1	Allgemeines	117
5.2	Berechnung der Stützmomententragfähigkeit	117
5.3	Berechnung der Feldmomententragfähigkeit	125

5.4	Auswertung der Längsschubtragfähigkeit der Serie S2 _____	128
5.5	Tragfähigkeit bei Faserausfall über der Stütze _____	130
5.6	Berechnung der Querkrafttragfähigkeit _____	132
5.7	Auswertung der Rissweite _____	134
5.8	Berechnung der Rissweite im Grenzzustand der Tragfähigkeit – Nachweis der Rotationsfähigkeit _____	136
6	Bemessungsmodelle für stahlfaserbewehrte durchlaufende Verbunddecken _____	139
6.1	Bemessungsmodell I – Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch (EP) _____	139
6.1.1	Allgemeines _____	139
6.1.2	System und Einwirkungen _____	140
6.1.3	Elastische Schnittgrößenermittlung _____	141
6.1.4	Nachweis der Biegetragfähigkeit _____	141
6.1.4.1	Stützquerschnitt _____	141
6.1.4.2	Feldquerschnitt _____	142
6.1.5	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit _____	142
6.1.6	Nachweis des Faserausfalls über der Stütze _____	143
6.1.7	Flussdiagramm des Nachweismodells _____	144
6.1.8	Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche _____	145
6.1.9	Alternative Berechnung als Kette von Einfeldträgern _____	146
6.2	Bemessungsmodell II – Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch (PP) _____	147
6.2.1	Allgemeines _____	147
6.2.2	System und Einwirkungen _____	147
6.2.3	Voraussetzung für die Anwendung der Fließgelenktheorie _____	147
6.2.4	Schnittgrößenermittlung nach der Fließgelenktheorie _____	148
6.2.5	Nachweis des Faserausfalls an der Stütze _____	153
6.2.6	Traglastnachweis _____	153
6.2.7	Ermittlung der plastischen Schnittgrößen _____	153
6.2.8	Nachweis der Biegetragfähigkeit _____	155
6.2.9	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit _____	155
6.2.10	Flussdiagramm des Nachweismodells _____	156
6.2.11	Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche _____	157
6.3	Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit _____	159
6.3.1	Mindestbewehrung _____	159
6.3.2	Begrenzung der Spannungen _____	160
6.3.3	Begrenzung der Rissbreiten _____	160
6.3.4	Begrenzung der Verformungen _____	164

6.3.5	Nachweis des Schwingungsverhaltens	166
6.4	Vergleich der Bemessungsverfahren	170
6.5	Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell I – Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch nach Kapitel 6.1	172
6.5.1	Allgemeines	172
6.5.2	System und Einwirkungen	172
6.5.3	Werkstoffe	173
6.5.4	Einwirkungen	174
6.5.5	Betonierzustand	175
6.5.6	Elastische Schnittgrößenermittlung im Endzustand	175
6.5.6.1	Grenzzustände der Tragfähigkeit	175
6.5.6.2	Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	177
6.5.7	Nachweis der Biegetragfähigkeit	177
6.5.8	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	179
6.5.9	Nachweis des Faserausfalls über der Stütze	179
6.5.10	Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	181
6.5.10.1	Nachweis der Mindestbewehrung	181
6.5.10.2	Begrenzung der Spannungen	182
6.5.10.3	Nachweis der Rissweite	183
6.5.10.4	Begrenzung der Verformungen	184
6.5.10.5	Nachweis des Schwingungsverhaltens	188
6.6	Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell II – Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch nach Kapitel 6.2	192
6.6.1	Allgemeines	192
6.6.2	System und Belastung	192
6.6.3	Werkstoffe	193
6.6.4	Einwirkungen	194
6.6.5	Schnittgrößenermittlung nach der Fließgelenktheorie	194
6.6.6	Nachweis des Faserausfalls an der Stütze	197
6.6.7	Traglastnachweis	198
6.6.8	Ermittlung der plastischen Schnittgrößen	198
6.6.9	Nachweis der Biegetragfähigkeit	199
6.6.10	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit	199
6.6.11	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	200
7	Zusammenfassung und Ausblick	201
8	Literatur	205
9	Anhang	213
9.1	Verwendete Betonmischungen	213

9.1.1	Mischung – Serie S1	213
9.1.2	Mischung – Serie S2	214
9.1.3	Mischung – Serie S3	215
9.1.4	Mischung – Serie S4	216
9.1.5	Biegezugversuche – Serie S1 bis S4	217
9.2	Faserverteilung	219
9.2.1	Faserverteilung – Serie S1	219
9.2.2	Faserverteilung – Serie S2	220
9.2.3	Faserverteilung – Serie S3	221
9.2.4	Faserverteilung – Serie S4	222
9.3	Versuche – Serie S1	223
9.3.1	Versuchsstand und Messtechnik	223
9.3.2	Last-Zeit-Diagramme – Serie S1	224
9.3.3	Momentendiagramme – Serie S1	227
9.3.4	Rissbreiten – Serie S1	228
9.4	Versuche – Serie S2	231
9.4.1	Versuchsstand und Messtechnik	231
9.4.2	Last-Zeit-Diagramme – Serie S2	232
9.4.3	Last-Durchbiegungs-Diagramme inkl. Endschlupf – Serie S2	234
9.4.4	Momentendiagramme – Serie S2	236
9.4.5	Rotation – Serie S2	239
9.4.6	Rissbreiten – Serie S2	240
9.5	Versuche – Serie S3	242
9.5.1	Versuchsstand und Messtechnik	242
9.5.2	Last-Zeit-Diagramme – Serie S3	243
9.5.3	Momentendiagramme – Serie S3	245
9.5.4	Rissbreiten – Serie S3	246
9.6	Versuche – Serie S4	248
9.6.1	Versuchsstand und Messtechnik	248
9.6.2	Last-Zeit-Diagramme – Serie S4	249
9.6.3	Last-Durchbiegungs-Diagramme inkl. Endschlupf – Serie S4	251
9.6.4	Momentendiagramme – Serie S4	253
9.6.5	Rotation – Serie S4	254
9.6.6	Rissbreiten – Serie S4	255
9.7	Berechnete Stützmomententragfähigkeit	257
9.8	Berechnete Feldmomententragfähigkeit	266
9.8.1	Feldmomententragfähigkeit ohne Verbund und bei voller Verdübelung	266
9.8.2	Feldmomententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung	268
9.8.3	Ausgewertete Teilverbundkurven der Versuche – Serie S2	271
9.9	Feldmomententragfähigkeit bei Faserausfall an der Stütze	273

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten von durchlaufenden stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken analysiert. Auf der Basis von experimentellen und rechnerischen Untersuchungen werden zwei Bemessungsmodelle entwickelt. Anhand der experimentellen Untersuchungen an einfeldrigen und durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken werden Aufschlüsse über das Trag- und Verformungsverhalten der Decken gewonnen. Dabei werden sowohl offene trapezförmige als auch hinterschnittene Profilbleche verwendet. Auf eine konventionelle Betonstahlbewehrung wird gänzlich verzichtet. Das Stützmoment wird vom Stahlfaserbeton alleine aufgenommen. In vier Versuchsserien mit insgesamt 18 Versuchen werden einzelne Parameter wie z. B. unterschiedliche Deckenstärken, unterschiedliche Profilblechgeometrien sowie unterschiedliche Stahlfaserbetonmischungen untersucht. Für die Berechnung und Bemessung werden die im Verbundbau üblichen Nachweisverfahren aufgegriffen und modifiziert. Die Traganteile des Stahlfaserbetons werden über den Ansatz von Spannungsblöcken implementiert. Bei der Nachrechnung der einzelnen Versuche zeigt sich die Eignung der Verfahren. Für die einzelnen Nachweise werden in Parameterstudien Bemessungsdiagramme und –tabellen erstellt, die dem anwendenden Ingenieur ein einfaches und sicheres Bemessen ermöglichen. Anhand der experimentellen Ergebnisse und der rechnerischen Untersuchungen werden zwei mögliche Bemessungsmodelle entwickelt, mit denen die Tragfähigkeit von stahlfaserbewehrten durchlaufenden Verbunddecken nachgewiesen werden kann. Dabei kann der Nachweis entweder nach den Verfahren Elastisch-Plastisch oder Plastisch-Plastisch erfolgen.

Abstract

Within this scope of this thesis the load-bearing behavior of steel fibre reinforced continuous composite slabs is being analysed. On the basis of the experimental and analytical investigations two different design concepts for the calculation of steel fibre reinforced continuous composite slabs are being developed. The experimental investigations on single-span and continuous slabs should offer valuable clues to the load-bearing and deformation behavior. Thereby, composite sheets with open trapezoidal geometry as well as re-entrant sheets were used for the tests. No conventional steel reinforcement have been applied: the hogging bending moment should be carried by the steel fibre reinforced concrete only. Altogether, four different test series had been investigated. In doing so, individual parameters such as differing slab heights, varying profile geometries and different concrete mixtures are being varied. For the calculation and design of steel fibre reinforced composite slabs the common design procedures of composite construction are picked up and modified. The load-bearing ratio of the steel fibre reinforced concrete is implemented by the use of stress blocks. The experimental tests were recalculated with the suggested analysis procedures. Thereby, their applicability becomes apparent. In a parametric study design diagrams and tables are calculated for cases that are common in

practice. So a simple and safe analysis of steel fibre reinforced composite slabs can be made available. The results of the experimental and analytical investigations open out into two different design concepts. Thus, for the analysis of steel fibre reinforced composite slabs either the elastic-plastic method or the plastic-plastic method can be used.

Bezeichnungen

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche eines Querschnitts
D	resultierende Druckkraft
E	Elastizitätsmodul, Beanspruchung
EI	Steifigkeit
F	Einzellast
I	Flächenträgheitsmoment
L	Stützweite, Faserlänge
M	Moment
N	Normalkraft
P	Last
R	Systemwiderstand (resistance)
V	Querkraft
W	Widerstandsmoment
Z	Zugkraft

Kleine lateinische Buchstaben

b	Breite
d	statische Nutzhöhe / Durchmesser
e	Abstand
f	Festigkeit, Durchbiegung
g	Eigenlast
h	Höhe
k	Wert k bei der m+k-Methode
m	Faktor m bei der m+k-Methode
n	Anzahl / Reduktionszahl
q	Streckenlast
t	Dicke
w	Rissweite
x	Abstand, Betondruckzone
z	Hebelarm / Lage der Schwerachse

Griechische Buchstaben

ε	Dehnung
δ	Umlagerungsfaktor, Durchbiegung
γ	Teilsicherheitsbeiwert

Bezeichnungen

λ	Schubslankheit, Wellenlänge der Faser, Faserschlankheit
φ	Summe der Endtangentialwinkel
η	Verdübelungsgrad, Faserorientierungswert
κ	Krümmung, Faktor bei Querkraftberechnung, Abminderungsfaktor, Maßstabsfaktor
μ	Reibungsbeiwert
θ	Rotation
σ	Spannung

Indizes

a	Stahl (Baustahl)
A	Auflager A
c	Beton
calc	rechnerisch
cr	Riss, Risschnittgröße
C	Auflager C
d	Bemessungswert (design-value)
eq	äquivalent
erf	erforderlich
f	Faser
FA	Faserausfall
fl	Biegung
F	Feldbereich, Faser
i	Laufvariable
I	Verformungsbereich I
II	Verformungsbereich II
k	charakteristischer Wert
m	Mittelwert
max	maximaler Wert
o	Oberseite
p	Profilblech
pl	plastisch
red	reduziert
s	Stahl (Betonstahl)
S, St	Stützbereich
sls	Gebrauchszustand, <i>Serviceability limit state</i>
t	Zug
u	Unterseite / Bruchdehnung (ultimate)
uls	Bruchzustand, <i>ultimate limit state</i>
uml	umgelagert

x	Längsrichtung
y	Fließ-, Streckgrenze (yield) / y-Richtung

Lateinische Buchstaben mit Indizes

A_p	Fläche des Profilbleches
D_{fl}^c	Arbeitsvermögen des unbewehrten Betons
$D_{fl,I}^f$	Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons für den Verformungsbereich I
$D_{fl,II}^f$	Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons für den Verformungsbereich II
E_{cm}	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons (Sekantenmodul)
G_{LE}	Eigenlast der Lasteinleitungskonstruktion
L_0	Auflagerüberstand
L_S	Schublänge
L_{Sf}	Schublänge, um volle Verdübelung zu erzielen
M_{cr}	Rissmoment
M_F	Feldmoment
M_{pa}	plastisches Grenzmoment des Profilbleches
M_{pl}	plastisches Moment
$M_{pl,Rd,TVB}$	vollplastische Momententragfähigkeit unter der Berücksichtigung des Teilverbundes
$M_{pl,Rd,F}$	vollplastische positive Momententragfähigkeit
$M_{pl,Rd,S}$	vollplastische negative Momententragfähigkeit
$M_{pl,Rm}$	vollplastische Momententragfähigkeit (berechnet mit Mittelwerten der Materialfestigkeiten)
M_S	Stützmoment
M_{SLS}	Moment im Gebrauchszustand
M_{Test}	Versuchsmoment
M_u	Grenzmomententragfähigkeit
N_c	Betondruckkraft, Schubkraft in der Verbundfuge
N_{cf}	Betondruckkraft bei vollständiger Verdübelung
$N_{pl,p}$	plastische Normalkraft der Profiltafel
V_{crit}	kritischer Fasergehalt
V_F	Fasergehalt
$V_{Rd,cf}$	Bemessungswert der durch die Stahlfaserwirkung aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rd,sy}$	Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rd,sy}^f$	Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung einschließlich Stahlfaserwirkung begrenzten aufnehmbaren Querkraft

Kleine Lateinische Buchstaben mit Indizes

d_p	Abstand zwischen Schwerachse des Profilbleches und der Randfaser der Betondruckzone
f_{cm}	mittlere Betondruckfestigkeit
f_{ctm}	charakteristischer Wert der mittleren zentrischen Zugfestigkeit des Betons
f_{ctd}^f	Bemessungswert der zentrischen Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons
$f_{ctd, Li}^f$	Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons im jeweiligen Verformungsbereich
$f_{ctk, fl}^f$	charakteristischer Wert der Biegezugfestigkeit des Stahlfaserbetons
$f_{ctR, Li}^f$	Rechenwert der Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößen im jeweiligen Verformungsbereich
$f_{eq, ctd, i}$	Bemessungswert der äquivalenten Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons im Verformungsbereich i
$f_{eq, ctk, i}$	charakteristischer Wert der äquivalenten Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons im Verformungsbereich i
f_{yp}	Streckgrenze des Profilblechstahls
$f_{yp, m}$	Mittelwert der Streckgrenze des Profilblechstahls
h_c	Aufbetonhöhe
h_p	Höhe des Profilbleches
h_t	Gesamtdicke der Platte
k_c	Abminderungsfaktor für die Nutzung von Spannungsblöcken
k_λ	Korrekturwert für Schubslankheit
l_f	Faserlänge
l_{pl}	plastische Länge
t_N	Nennblechdicke
w_{cal}	berechnete Rissweite
w_u	Grenzzissweite
Z_S	Lage der Schwerachse
Z_{pl}	Lage der plastischen Nulllinie

Griechische Buchstaben mit Indizes

α_{sys}	Maßstabsfaktor
α_{cc}	Dauerstandfaktor im Druckbereich
α_{ct}	Dauerstandfaktor im Zugbereich
α_c^f	Dauerstandfaktor im Zugbereich
α_{sys}	Höhenbeiwert
δA_a	äußere Arbeit

δA_i	innere Arbeit
δ_w	Durchbiegung
ε_{c1}	zur Druckfestigkeit gehörende Dehnung
ε_{c1u}	rechnerische Bruchdehnung
γ_{ct}^f	Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton
η_{Test}	In den Versuchen erreichter Verdübelungsgrad
κ_F^f	Faktor zur Berücksichtigung der Faserorientierung
κ_G^f	Geometriefaktor
κ_v	Beiwert zur Berücksichtigung des Variationskoeffizienten
θ_E	vorhandene Rotation
$\theta_{pl,d}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Rotation
ρ_l	Längsbewehrungsgrad
$\rho_{w,c}^f$	äquivalenter Querkraftbewehrungsgrad des Stahlfaserbetons
ρ_w^V	Gesamt-Querkraftbewehrungsgrad aus Stahlbeton- und Stahlfaserbetonanteil
$\rho_{w,y}$	Querkraftbewehrungsgrad des Stahlbetons
$\vartheta_{l,r}$	Auflagerverdrehung links, rechts
τ_u	Längsschubtragfähigkeit, Verbundfestigkeit
$\tau_{u,Rd}$	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit

Abkürzungen

DMS	Dehnungsmessstreifen
EE	Berechnungsverfahren Elastisch-Elastisch
EL	Eigenlast
EP	Berechnungsverfahren Elastisch-Plastisch
FG	Fließgelenk
KMD	Kraftmessdose
PP	Berechnungsverfahren Plastisch-Plastisch
WA	Wegaufnehmer

1 Einleitung und Zielsetzung

1.1 Einleitung

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurden bereits zahlreiche Forschungsvorhaben und Zulassungsversuche im Bereich des Stahlverbundbaus realisiert. Unter anderem wurde im Rahmen der DFG-Forschergruppe „Verbundbau“ das Tragverhalten von konventionell bewehrten durchlaufenden Stahlverbunddecken untersucht (*Sauerborn 1995*). Aufbauend auf diesen Untersuchungen entstand die Idee, die konventionelle Bewehrung bei Verbunddecken durch den Einsatz von Stahlfaserbeton zu reduzieren bzw. komplett zu ersetzen.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden einachsig gespannte, durchlaufende stahlfaserbewehrte Stahlverbunddecken untersucht. Bei diesem Deckensystem wird auf eine konventionelle Betonstahlbewehrung gänzlich verzichtet, da das Stützmoment vom Faserbeton alleine aufgenommen werden soll. Da reiner Stahlfaserbeton nicht in der Lage ist, Momente in der Größenordnung eines konventionell bewehrten Verbundquerschnittes aufzunehmen, wird sich im Vergleich zu diesen Decken ein anderes Tragverhalten einstellen. In den experimentellen Untersuchungen wurden Aufschlüsse über das Trag- und Verformungsverhalten von stahlfaserbewehrten Verbunddecken sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand gewonnen.

Im ersten Teil der Arbeit werden die theoretischen Grundlagen zu Stahlverbunddecken erläutert (Kapitel 2). Neben der Funktionsweise und der Darstellung der verschiedenen Deckentypen werden hier die bei der Bemessung benötigten Nachweise näher beschrieben. Im nachfolgenden Kapitel 3 werden das Tragverhalten und die Wirkungsweise von Stahlfaserbeton kurz dargestellt. Ein weiteres Augenmerk wird hier auf das Thema des Dauerstandverhaltens und der Faserorientierung gelegt. Kapitel 4 beschreibt die durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Neben der Darstellung der einzelnen Versuchsserien werden hier die verwendeten Baustoffe und deren Festigkeitsbestimmung näher dargestellt. Im Anschluss werden die Versuchsergebnisse der einzelnen Serien zusammengestellt und erläutert. Kapitel 5 befasst sich mit rechnerischen Untersuchungen zu stahlfaserbewehrten Verbunddecken. Die im Verbundbau üblichen plastischen Spannungsverteilungen werden modifiziert und um die Traganteile des Stahlfaserbetons erweitert. Anhand dieser Spannungsverteilungen werden die im Versuch erreichten Traglasten nachgerechnet und die einzelnen Nachweise für ein Bemessungskonzept dargestellt. In Kapitel 6 werden zwei verschiedene Bemessungskonzepte vorgeschlagen, mit deren Hilfe das Deckensystem nachgewiesen werden kann. Die Nachweise orientieren sich dabei an den Normen für Stahlverbundbauwerke (*DIN 18800-5 2007*), Stahlbeton und Spannbetontragwerke (*DIN 1045-1 2008*) sowie am DBV-Merkblatt für Stahlfaserbeton (*DBV 2001*). Die Anwendung der vorgestellten Bemessungsmodelle wird anschließend anhand zweier Beispiele dargestellt.

1.2 Vorteile des untersuchten Deckensystems

Konventionelle Stahlverbunddecken haben sich als eine äußerst rationelle und kostengünstige Deckenvariante im Industrie- und Bürobau etabliert. Die wesentlichen Vorteile liegen in den niedrigen Baukosten und vor allem in der Zeitersparnis während des Herstellungsprozesses. Im Verbundhochbau hat sich nach *Bode 1998* die Verwendung möglichst langer Profiltafeln und damit die Herstellung durchlaufender Verbunddecken als besonders wirtschaftlich erwiesen. Abb. 1-1 zeigt schematisch den Aufbau einer konventionell mit Betonstahl bewehrten Verbunddecke und den einer stahlfaserbewehrten Decke. Durch den Einsatz von Stahlfaserbeton kann auf die konventionelle Betonstahlbewehrung verzichtet werden. Hierdurch entsteht ein großes Einsparpotenzial.

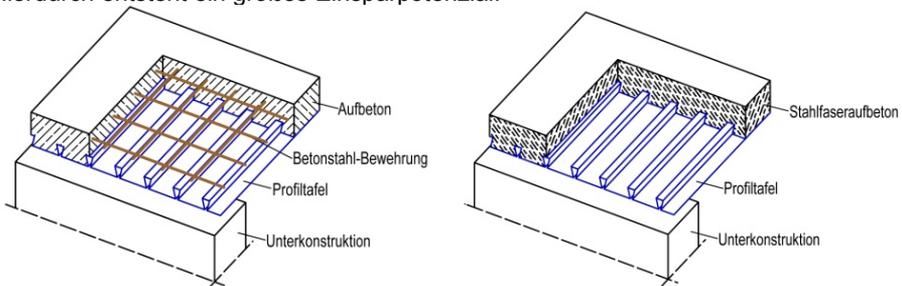


Abb. 1-1: Vergleich - konventionelle (links) und stahlfaserbewehrte (rechts) Verbunddecke

Ein weiterer großer Vorteil des Systems liegt in seiner Redundanz. Selbst im Falle von Ausführungsfehlern während der Herstellung, beispielsweise durch einen zu niedrigen Fasergehalt oder im schlimmsten Fall ein Absinken der Fasern im Bereich des Innenaufagers, wird die Decke durch das Verbundblech in ihrer Lage gehalten und es verbleibt eine ausreichende Reststandsicherheit (siehe auch Kapitel 5.5). Dies ist ein entscheidender Vorteil gegenüber den bereits an der Fachhochschule Aachen untersuchten Flachdecken aus reinem Stahlfaserbeton (*Goss/a 2004*). In den Bemessungsmodellen ist zum Faserausfall über der Stütze ein zusätzlicher Nachweis implementiert.

Hinsichtlich der Ausführungsmöglichkeiten ist das System sehr flexibel. So können die Decken auf Mauerwerk, Beton, Stahlträgern oder Holzträgern aufgelagert werden und sind so in jeder denkbaren Konstruktion anwendbar.

Stahlfaserbewehrte Verbunddecken bringen viele Vorteile mit sich. Zu nennen sind hier u. a.:

- Durch das geringe Gewicht der Bleche können diese von Hand ohne Kranbedarf verlegt werden. Somit ist nur ein Kranspiel zum Absetzen des Blechstapels auf die Decke erforderlich. Mit einem Kranspiel können Bleche für rund 170 m² Deckenfläche abgesetzt werden.
- Die Bleche können gestapelt werden und benötigen so einen geringeren Platzbedarf auf dem Lagerplatz der Baustelle.
- Das Blech ersetzt die Bewehrung im Feldbereich.

- Die Schalung entfällt, da das Blech als verlorene Schalung dient; somit entfallen auch das Ausschalen, das Säubern und die Abschreibung der Schalung.
- Nach dem Verlegen der Bleche besteht sofort eine begehbare Arbeitsbühne.
- Durch die Verwendung von Stahlfaserbeton entfallen sämtliche die Bewehrung betreffenden Arbeiten und Materialkosten. So werden auch Bewehrungspläne und eine Abnahme der Bewehrung auf der Baustelle, die häufig zu Verzögerungen führt, überflüssig. Auch das arbeits- und zeitintensive Zuschneiden und Verlegen der Bewehrung entfällt.
- Die Stahlfasern ersetzen durch ihre Tragwirkung die nach *DIN 18800-5 2007* bei Verbunddecken geforderte konstruktive Mindestbewehrung von $0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$.
- Das Gesamtsystem bringt eine enorme Zeitersparnis mit sich. Nach *Gossla 2004* werden bei Verwendung von Stahlfaserbeton bei Deckensystemen Einsparungen in der Größenordnung von 10 % auf die Gesamtkosten der Decken prognostiziert. Rechnet man noch die Zeitvorteile hinzu, die durch den schnellen Verbundbau erreicht werden, wird das System noch rationeller.

Der größte wirtschaftliche Vorteil entsteht durch die mittels Verbundbau schneller und frühzeitiger realisierbare Fertigstellung der Konstruktion. Gegenzurechnen sind die höheren Materialkosten des Deckensystems. Der Stahlpreis stieg in den letzten Jahren sehr stark an. Des Weiteren sind die Kosten für Stahlfaserbeton um einiges höher als die von Normalbeton. Für die Sicherstellung der Funktionsweise ist zudem eine erhöhte Güteüberwachung notwendig, die zusätzliche Kosten verursacht. Je nach Deckenfläche überwiegen allerdings die wirtschaftlichen Vorteile durch eine frühzeitige Fertigstellung. Für die Bewertung der Effizienz muss deshalb immer das Gesamtsystem mit allen beeinflussenden Faktoren beurteilt und berücksichtigt werden.

1.3 Stand der Forschung

Das System der stahlfaserbewehrten Verbunddecken wird aufbauend auf den Forschungsarbeiten anderer Wissenschaftler untersucht. An der Technischen Universität Kaiserslautern wurden bereits zahlreiche Versuche an konventionellen mit Betonstahl bewehrten durchlaufenden Verbunddecken durchgeführt. In *Sauerborn 1995* wird über die Ergebnisse berichtet.

Ähnliche Deckensysteme wurden bereits an der TU Braunschweig untersucht. In *Droese 1996* wird über zwei Versuche an durchlaufenden stahlfaserbewehrten Deckenstreifen berichtet. Hier wurde allerdings keine Stahlverbunddecke, sondern eine Decke aus Stahlbeton-Elementplatten mit Stahlfaseraufbeton untersucht. Im Rahmen eines Zulassungsverfahrens wurden an der TU Braunschweig noch weitere Versuche zu diesem Deckensystem durchgeführt. Allerdings wurde das

Zulassungsverfahren nicht zu Ende geführt. Die Gründe hierfür sind dem Verfasser nicht bekannt. Die Ergebnisse wurden zehn Jahre später im Rahmen einer Dissertation veröffentlicht (Riese 2006). An der Fachhochschule Aachen wurden in Zusammenarbeit mit der Firma Arcelor Bissen Flachdecken aus reinem Stahlfaserbeton untersucht. Berichtet wurde darüber u. a. in Gossla 2004. Hier wurde die statische Tragwirkung des Stahlfaserbetons voll angesetzt. Am Centre Hospitalier de Luxembourg (CHL) wurde 2005 ein Parkhaus in Stahlverbundbauweise errichtet, bei dem die Decken als Stahlverbunddecken mit Stahlfaseraufbeton ausgeführt wurden. Hier wurde der Stahlfaserbeton allerdings nicht als tragendes Element angesetzt, sondern sollte nur eine Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit herbeiführen. Berichtet wird darüber in Brauch 2007. In England wird Stahlfaserbeton bei Verbunddecken eingesetzt, um den Brandschutz herzustellen und die Gebrauchstauglichkeit zu verbessern. Branduntersuchungen, die am Warrington Fire Institute durchgeführt wurden, zeigen, dass die Systeme TAB-DECK, DRAMIX-STEELDECK und CORUS-FIBREDECK mit einer reinen Stahlfaserbewehrung bzw. beim System FIBREDECK mit einem Fasercoktail aus Stahl- und Kunststofffasern selbst bei offenen Blechgeometrien eine Feuerwiderstandsdauer von bis zu 90 Minuten erreichen können. Die Decken werden als Einfeld-Decken behandelt. Dem Verfasser sind ansonsten keine vergleichbaren Untersuchungen bekannt.

1.4 Funktionsweise des Deckensystems

Von der Wirkungsweise her können durchlaufende stahlfaserbewehrte Verbunddecken zwischen konventionell bewehrten durchlaufenden Stahlverbunddecken und Einfeldsystemen eingeordnet werden. Der Stahlfaserbetonquerschnitt ist nicht in der Lage, Momente in der Größenordnung von konventionell bewehrten Decken aufzunehmen. In Abb. 1-2 ist dies schematisch dargestellt. Mit einer 16 cm starken stahlfaserbewehrten Decke (60 kg/m^3) kann ein Moment von rund 20 kNm/m abgetragen werden. Dies entspricht in etwa einer konventionell bewehrten Decke mit einem Bewehrungsgehalt von rund $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ über der Stütze.

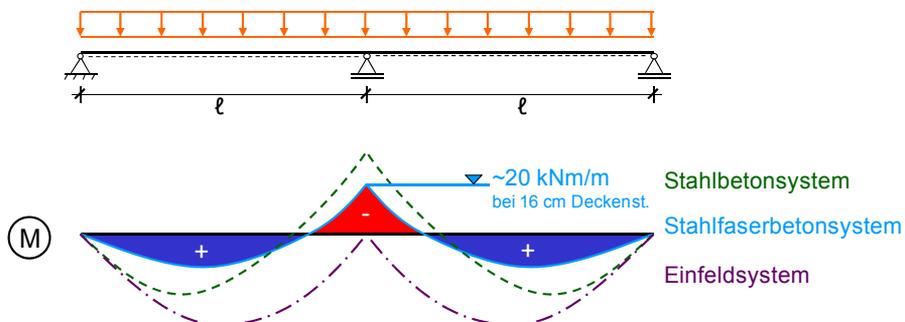


Abb. 1-2: Durchlaufendes System, schematische Darstellung von Schnittkraftverläufen

In Abb. 1-3 ist die Funktionsweise einer durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecke schematisch dargestellt. Je nach Spannweite und Fasergehalt wird unter Gebrauchslast (Fall ①) über der Stütze das Rissmoment noch nicht erreicht.

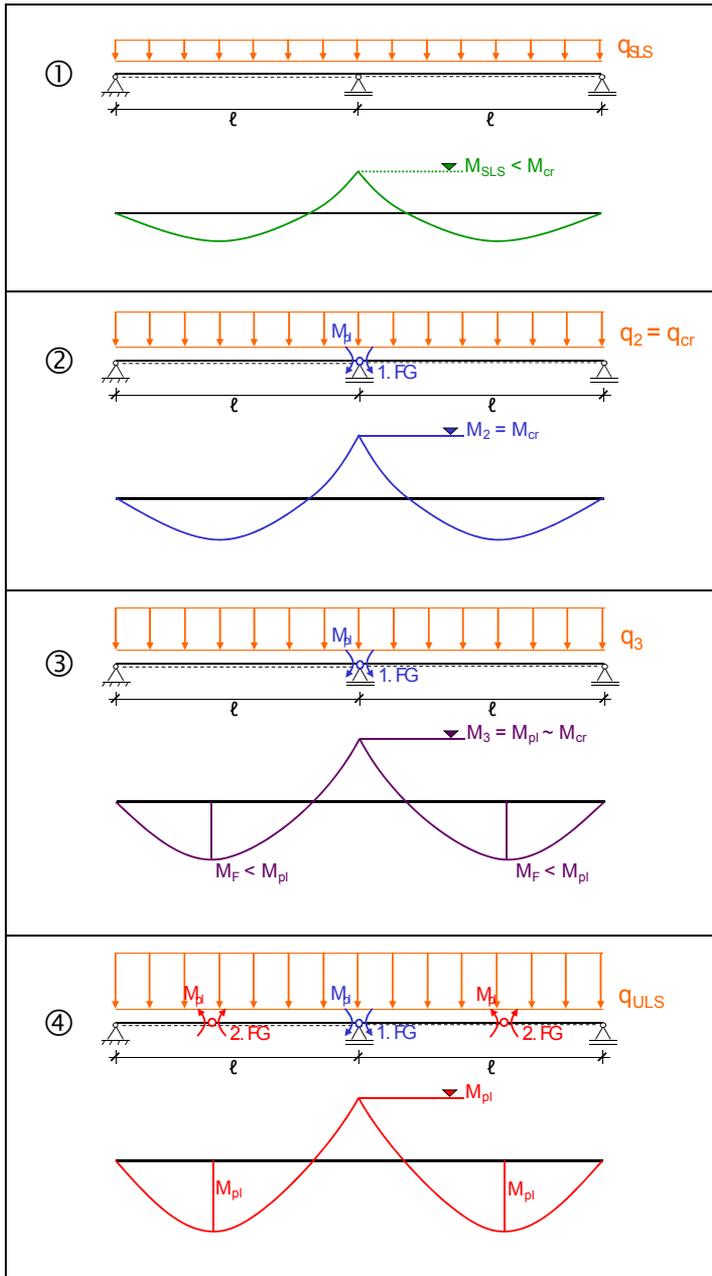


Abb. 1-3: Verhalten des Deckensystems bei Laststeigerung

Bei weiterer Laststeigerung (Fall ②) wird über der Stütze das Rissmoment M_{cr} erreicht und ein Riss entsteht. Nun muss unterschieden werden, ob der Stahlfaserbeton die Risslast tragen kann oder nicht. Ist der Querschnitt „unterbewehrt“, also mit unterkritischem Fasergehalt hergestellt, so wird die Last nach dem Aufreißen auf den Wert abfallen, der vom Faserbeton aufgenommen

werden kann. Im Falle des untersuchten Deckensystems soll die Last nach dem Aufreißen aber mindestens gehalten werden können bzw. noch etwas gesteigert werden können. Dies bedeutet, dass die Last nach Erreichen des Rissmomentes nicht abfällt. Vielmehr bildet sich ein plastisches Gelenk (1. Fließgelenk). Bei weiterer Laststeigerung (Fall ③) rotiert der Querschnitt im Fließgelenk und das Stützmoment bleibt bei M_{pl} erhalten. Die Momente werden in die Feldbereiche umgelagert, was zur Folge hat, dass die Feldmomente ansteigen. Bei weiterer Laststeigerung (Fall ④) wird auch im Feld die maximale Tragfähigkeit (M_{pl}) erreicht und es bildet sich ein zweites Fließgelenk. Die Traglast des Systems ist zu diesem Zeitpunkt erreicht. Es bildet sich eine kinematische Kette. Wichtig für die Funktionsweise des Systems ist eine genügend große Rotationsfähigkeit des Fließgelenkes über der Stütze.

2 Stahlverbunddecken

2.1 Funktionsweise von Verbunddecken

Stahlverbunddecken sind tragende Bauteile, die aus stählernen Profiltafeln und Aufbeton bestehen. Abb. 1-1 (links) zeigt den Querschnitt einer konventionellen Stahlverbunddecke. Im erhärteten Zustand wirken Aufbeton und Blech schubfest zusammen. Im Feldbereich ersetzt das untenliegende Blech dabei teilweise oder komplett die im Stahlbetonbau erforderliche Betonstahlbewehrung und übernimmt die Zugkräfte aus positiven Momenten. Dazu muss ein ausreichender Verbund zwischen Blech und Aufbeton sichergestellt werden. Dies erfolgt mittels mechanischen Verbunds durch spezielle Formgebung des Bleches (Sicken oder Noppen), durch Reibungsverbund bei Blechen mit hinterschnittener Geometrie oder durch Endverankerungsmaßnahmen mithilfe von Kopfbolzendübeln, Setzbolzen oder Blechverformungsankern. Mittlerweile gibt es eine Reihe unterschiedlicher Profiltafeln, die bei Verbunddecken eingesetzt werden. Diese können grundsätzlich in zwei Oberkategorien eingeordnet werden: hinterschnittene Profilbleche mit oder ohne Noppen sowie offene Trapezprofile mit Sicken oder Noppen (siehe auch Abb. 2-1).

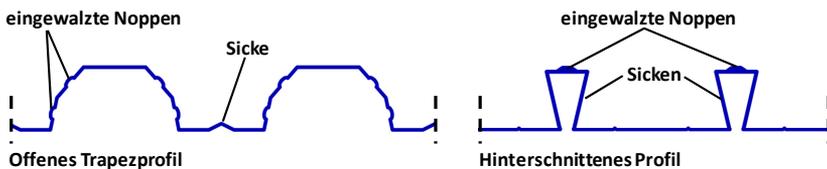


Abb. 2-1: Darstellung der Elemente zur Verbundsicherung zwischen Blech und Beton

Die Tragfähigkeit einer Verbunddecke muss in den kritischen Schnitten sichergestellt sein. Für die verschiedenen Versagensarten ergeben sich vier unterschiedliche Nachweisschnitte (Abb. 2-2), die im Folgenden näher beschrieben werden.

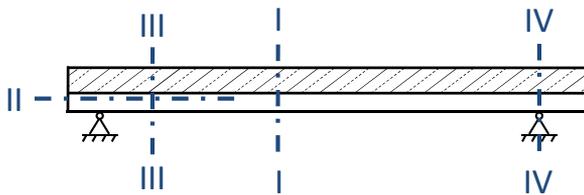


Abb. 2-2: Nachweisschnitte für den Grenzzustand der Tragfähigkeit

Schnitt I - I: Biegeversagen im positiven Momentenbereich

Schnitt II - II: Längsschubversagen in der Verbundfuge

Schnitt III - III: Querkraftversagen im Beton

Schnitt IV - IV: Biegeversagen im negativen Momentenbereich

Im Regelfall wird bei Verbunddecken nur teilweise Verdübelung erreicht. Die maximale Momenten Tragfähigkeit muss dann unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung (Schnitt II-II) nachgewiesen werden. Der Nachweis im Schnitt I-I wird

nur bei vollständiger Verdübelung zwischen Blech und Beton bemessungsrelevant. Für die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit (Schnitt III-III) und der Tragfähigkeit im negativen Momentenbereich verweist die Verbundbaunorm (*DIN 18800-5 2007*) auf die alte Ausgabe der Betonbaunorm (*DIN 1045-1 2001*). Die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit von Verbunddecken erfolgt im Regelfall vereinfacht unter Ansatz von Spannungsblöcken.

Die Schnittgrößenermittlung kann nach *DIN 18800-5 2007* in Übereinstimmung mit den in *DIN 1045-1 2001* beschriebenen Regelungen durchgeführt werden. In der Neufassung (*DIN 1045-1 2008*) gelten diese Regeln unverändert:

- **Linear elastische Verfahren,**
- **Linear elastische Verfahren mit Momentenumlagerung,**
- **Berechnung nach der Plastizitätstheorie,**
- **Berechnung nach der Fließgelenktheorie** ohne direkte Kontrolle der Rotationskapazität,
- **Berechnung als Kette von Einfeldträgern,** wobei hier über den Innenstützen eine Mindestbewehrung von 0,2 % und bei während der Betonage unterstützten Decken von 0,4 % der Querschnittsfläche des Betons oberhalb des Bleches zur Rissbreitenbegrenzung angeordnet werden muss.

Die angegebenen Nachweise gelten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit. Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nur die linear elastische Berechnung zugelassen.

Das Prinzip der linear elastischen Berechnung mit Momentenumlagerung ist in Abb. 2-3 dargestellt.

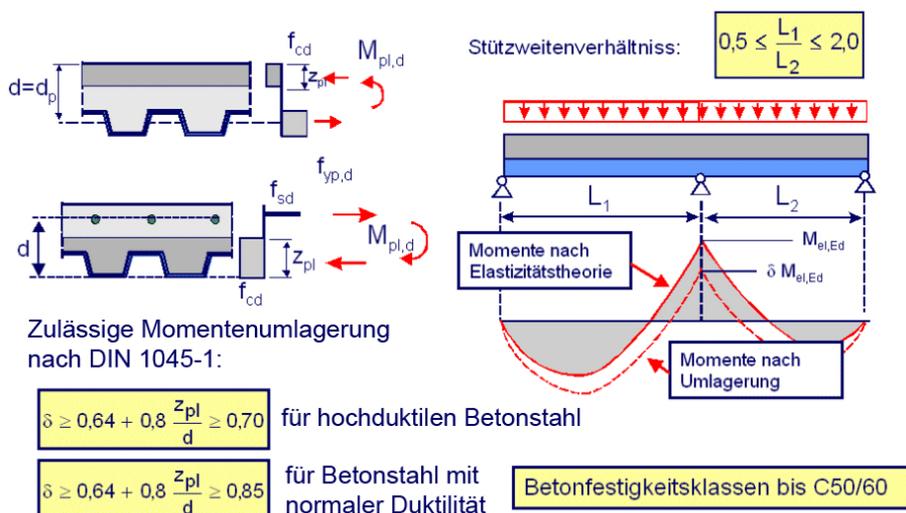


Abb. 2-3: Prinzip der linear elastischen Berechnung mit Momentenumlagerung (nach *Stahl 2003*)

Eine Umlagerung ist nur zulässig, wenn verschiedene Randbedingungen eingehalten sind. Das Stützweitenverhältnis L_1/L_2 muss zwischen 0,5 und 2,0 liegen und eine Umlagerung ist nur bis zu einer Betonfestigkeitsklasse von C50/60 zulässig. Des Weiteren ist eine ausreichende Rotationskapazität Voraussetzung für die Anwendung von Berechnungsverfahren mit Momentenumlagerung und Fließgelenkverfahren. Der Grad der Momentenumlagerung ist in Abhängigkeit von der verwendeten Betonstahlart begrenzt. Für Betonstahl mit normaler Duktilität kann das Stützmoment um bis zu 15 % abgemindert werden, für hochduktilen Stahl sogar bis zu 30 %. Nach der Umlagerung müssen die umverteilten Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen neu ermittelt werden.

Im Aufbeton ist nach *DIN 18800-5 2007* eine konstruktive Mindestbewehrung von $0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ in beide Richtungen anzuordnen, welche auf die statisch erforderliche Bewehrung angerechnet werden darf. Somit ist in konventionellen Verbunddecken immer zusätzlich eine Betonstahlbewehrung anzuordnen. Durch die Verwendung von Stahlfaserbeton kann sowohl die konstruktive als auch statisch erforderliche Bewehrung substituiert werden.

2.2 Profillechtypen und Verbundwirkung

Grundsätzlich können die Profilleche in zwei Oberkategorien eingeteilt werden: Hinterschnittene (schwalbenschwanzförmige) Profile mit und ohne Noppen, sowie offene Trapezprofile mit Sicken oder Noppen (siehe auch Abb. 2-1). Jede Variante hat ihre Vor- und Nachteile. Die Konstruktion mit hinterschnittenen Profilen führt zu einem höheren Blech-Stahlverbrauch pro Quadratmeter Deckenfläche, verhindert aber wirksam die Trennung zwischen Blech und Aufbeton. Im Gegensatz dazu ist der Stahlverbrauch bei offenen Trapezprofilen geringer. Allerdings besitzen diese in der Regel schlechtere Verbundeigenschaften. Infolge der Zugbeanspruchung im Blech wird eine Querkontraktion hervorgerufen. Dadurch verformen sich die trapezförmigen Profillechstege vom Beton weg und ein Ablösen des Bleches vom Beton wird so zusätzlich begünstigt. Trapezprofile besitzen in der Regel eine größere Querschnittshöhe, was aufgrund des so größeren Trägheitsmoments Vorteile im Bauzustand bringt. Im Rahmen dieser Arbeit werden nur die klassischen Verbunddecken mit den in Abb. 2-4 dargestellten gebräuchlichen Geometrien behandelt. Andere Konstruktionsformen, wie beispielsweise die Additivdecke (Hoesch 2008), besitzen ein abweichendes Tragverhalten und sind nicht Inhalt der Untersuchungen.

Profillech	Querschnittsform
Holorib 51	
SupeRib 51 Super Holorib 51	
Haircol 56 S	
Cofrastra 40	
Cofrastra 70	
Cofradal 60	
LEWIS SC 16/63	

Abb. 2-4: In Europa gebräuchliche Profilleche (aus Sauerborn 2002)

2.3 Normung

Die Bemessung und Konstruktion von Stahlverbunddecken ist in Deutschland durch *DIN 18800-5 2007* geregelt, die im März 2007 nach langem Vornorm-Status in die Musterliste der technischen Baubestimmungen (*MTB 2008*) aufgenommen wurde und mittlerweile bauaufsichtlich eingeführt wurde. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt dabei nach den Regeln von *DIN 1045-1 2001*. Zusätzlich gelten primär die Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der jeweiligen Verbundblechtypen. Ohne eine solche Zulassung darf ein Blech nicht zur Konstruktion einer Stahlverbunddecke eingesetzt werden. In den deutschen Zulassungen erfolgt der Nachweis des positiven Momentenbereiches analog zu *DIN 18800-5 2007* mittels der Teilverbundtheorie, da in der Regel Schlupf in der Verbundfuge auftritt und keine volle Verdübelung realisiert werden kann. Zur Anwendung ist allerdings duktiles Bauteilversagen erforderlich (vgl. hierzu Kapitel 2.4.1).

Auf europäischer Ebene existiert Eurocode 4 (*DIN EN 1994 1-1 2006*) zur Bemessung von Verbundtragwerken. Zur Anwendung in Deutschland existiert bereits die endgültige Fassung des Nationalen Anhanges (*DIN EN 1994-1-1/NA1 2007*). Die bauaufsichtliche Einführung in Deutschland ist für das Jahr 2010 geplant. Im EC4 stellt die m+k-Methode (siehe auch Kapitel 2.4.3) das Hauptbemessungsverfahren für Verbunddecken dar. Gleichwohl ist im Anhang zusätzlich die Teilverbundtheorie aufgeführt, die für duktile Verbunddecken angewendet werden darf. Die Bemessung nach der m+k-Methode ist jedoch in Deutschland in keiner bauaufsichtlichen Zulassung für Profilbleche implementiert und bedarf für die Anwendung einer Zustimmung im Einzelfall.

2.4 Berechnung und Bemessung von Einfeld-Verbunddecken

2.4.1 Allgemeines

In den meisten Fällen wird bei Verbunddecken ein Längsschubversagen maßgebend (Schnitt II-II in Abb. 2-2). Um die Längsschubtragfähigkeit einer Decke zu ermitteln, sind experimentelle Untersuchungen mit dem jeweilig eingesetzten Blechtyp notwendig. Die Durchführung und Auswertung der Versuche ist im Eurocode 4 (*DIN EN 1994 1-1 2006*) geregelt. Zur Ermittlung der Längsschubtragfähigkeit sind zwei Verfahren vorgesehen: die Teilverbundtheorie und die m+k-Methode. Die beiden Nachweisverfahren werden im Folgenden beschrieben. Anzumerken ist, dass die Auswertung nach der Teilverbundtheorie ein duktilen Verhalten des Verbundes voraussetzt. Dies bedeutet, dass die Belastung nach dem ersten messbaren Endschlupf noch mindestens 10 % gesteigert werden kann. Die m+k-Methode kann sowohl bei sprödem als auch bei duktilem Verbundverhalten angewendet werden. Ist die Tragfähigkeit des Verbundes begrenzt und liegt somit nur teilweise Verdübelung vor, so muss dies auch beim Nachweis der Momenten Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Im Folgenden werden die verschiedenen Nachweise beschrieben, die im Rahmen der Bemessung von Verbunddecken zu führen sind.

2.4.2 Versuchsauswertung nach der Teilverbundtheorie

Der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit nach der Teilverbundtheorie ist nach Eurocode 4 nur für duktilen Verbundverhalten erlaubt. Zur Ermittlung der Verbundfestigkeit sind mindestens vier Versuche an Decken gleicher Stärke erforderlich. Die Versuchsauswertung erfolgt mit den Mittelwerten der Baustofffestigkeiten nach Abb. 2-5. Als Ergebnis erhält man die Verbundfestigkeit τ_u , die in der Regel je nach Blechgeometrie Werte zwischen 300 und 700 kN/m² annimmt. Der charakteristische Wert $\tau_{u,Rk}$ ergibt sich als 5 %-Quantil durch statistische Auswertung der Versuche nach *DIN EN 1990 2002*, Anhang D. Zu beachten ist, dass die Verbundfestigkeit auf die projizierte und nicht auf die abgewinkelte Fläche bezogen wird. Die Versuchsergebnisse der Verbundfestigkeit der Bleche werden in die jeweilige Zulassung aufgenommen und können so vom Anwender benutzt werden.

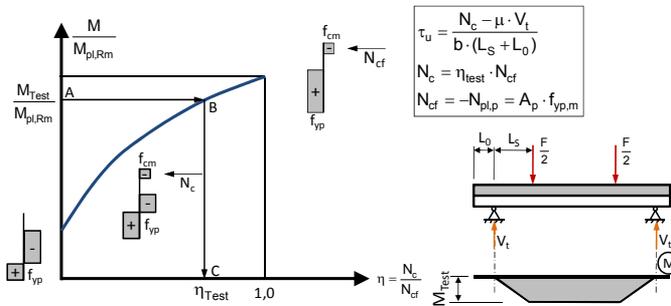


Abb. 2-5: Versuchsauswertung auf Grundlage der Teilverbundtheorie

Der Nachweis nach der Teilverbundtheorie erfolgt nach dem Prinzip der Momentendeckung (siehe Abb. 2-6). Dabei stellt die Teilverbundkurve eine Grenzkurve für die Beanspruchbarkeit der Decke auf Längsschubversagen dar. Es muss entsprechend Gleichung (2.1) nachgewiesen werden, dass an jeder Stelle L_x der Bemessungswert des einwirkenden Momentes kleiner ist, als der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \tag{2.1}$$

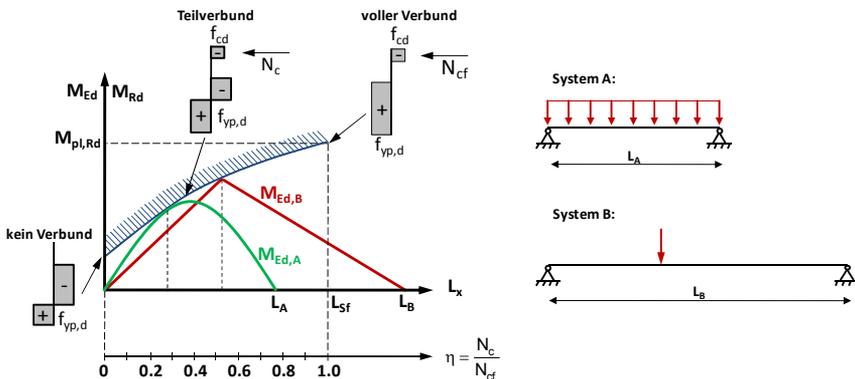


Abb. 2-6: Bemessung nach der Teilverbundtheorie

Die Bemessung entsprechend Abb. 2-6 kann für beliebige Laststellungen durchgeführt werden. Der jeweilige Berührungspunkt des Einwirkungsmomentes mit der Geraden des Bemessungsmomentes stellt den kritischen Schnitt dar. Für die Bemessung kann auch vereinfacht – auf der sicheren Seite liegend – die gekrümmte Teilverbundkurve durch eine Gerade ersetzt werden. Die Schublänge L_{Sf} , bis zu welcher nur teilweise Verdübelung vorliegt (analog zur Verankerungslänge im Stahl- und Spannbetonbau), berechnet sich zu:

$$L_{Sf} = \frac{N_{cf}}{b \cdot \tau_{u,Rd}} \quad (2.2)$$

Ab dieser Länge liegt voller Verbund vor. Die Verbunddecke kann dann für ein Biegeversagen bei vollständiger Verdübelung nachgewiesen werden. Liegen Endverankerungsmaßnahmen beispielsweise durch aufgeschweißte Kopfbolzen, Blechverformungsanker o. ä. vor, so verschiebt sich die Teilverbundkurve entgegen der L_x -Richtung um den Betrag $V_{ld}/(b \cdot \tau_{u,Rd})$, wobei V_{ld} die Grenzscherkraft der Verankerung darstellt. Die Verankerungslänge lässt sich damit sehr effektiv verkürzen.

2.4.3 Versuchsauswertung nach der m+k – Methode

International stellt die m+k-Methode das Standard-Bemessungsverfahren für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit dar. Dieses halbempirische Verfahren wurde in Nordamerika entwickelt und ist in vielen internationalen Normen u. a. auch in *DIN EN 1994 1-1 2006* (Eurocode 4) als Standardverfahren verankert. Ihm liegt kein mechanisches Modell zugrunde. Entstanden ist dieses Verfahren auf der Basis von Auswertungen an über 500 Deckenversuchen.

In Abb. 2-7 sind die möglichen Versagensarten einer Verbunddecke dargestellt. Bei langen Schublängen wird Biegeversagen maßgebend, bei kurzen hingegen Querkraftversagen. Dazwischen, im Bereich I-II, ist das Längsschubversagen anzusiedeln.

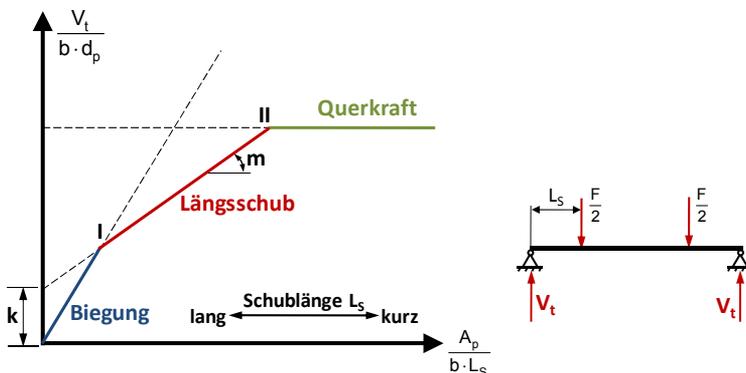


Abb. 2-7: m+k – Methode für den Nachweis der Längsschubtragfähigkeit

Die Gerade mit dem Ordinatenabschnitt k und der Steigung m wird anhand von mindestens sechs Versuchen ermittelt (siehe Abb. 2-8): drei mit kurzer (Gruppe B) und drei mit langer Schublänge (Gruppe A). Die kurze Schublänge wird so gewählt, dass in den Versuchen ein Verdübelungsgrad um etwa 0,7 erreicht wird. Die lange Schublänge soll einen Verdübelungsgrad nahe 1,0 liefern. Der charakteristische Wert der jeweiligen Gruppe ergibt sich als 5 %-Quantil. Durch diese zwei Punkte ist die $m+k$ -Gerade somit festgelegt.

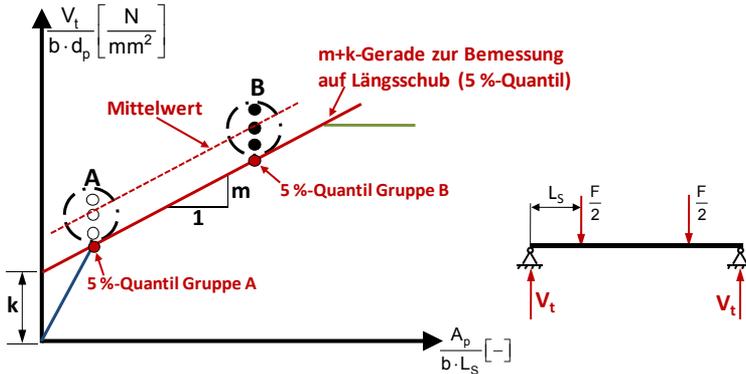


Abb. 2-8: Evaluierung der Versuchsergebnisse nach der $m+k$ -Methode

Die aufnehmbare Querkraft ergibt sich nach Eurocode 4 zu:

$$V_{1,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{vs}} \cdot \left[\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right] \quad (2.3)$$

- mit:
- b Breite der Decke in [mm]
 - d_p statische Nutzhöhe in [mm]
 - A_p projizierte Profilfläche in [mm²]
 - L_s Schublänge in [mm]
 - γ_{vs} Teilsicherheitsbeiwert für die Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken

Die Parameter $m+k$ werden entsprechend der Versuchsergebnisse in die Zulassungen der jeweiligen Bleche aufgenommen. Für die Bemessung erhält man nach Einsetzen aller Werte in Gleichung (2.3) den Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit der Verbunddecke. Ein großer Nachteil dieses doch recht einfachen Nachweisverfahrens ist, dass die Versuchsergebnisse mit allen Einflussparametern der im Versuch jeweilig untersuchten Decke behaftet sind (z. B. Werkstoffe, Verbundwirkung, Geometrie). Da diese Einflussgrößen nicht nachträglich separiert werden können, sind sehr umfangreiche Bauteilversuche notwendig, um alle möglichen Fälle abzudecken. Die $m+k$ -Methode kann sowohl bei sprödem als auch bei duktilem Verbundverhalten angewendet werden (vgl. auch Kapitel 2.4.1).

2.4.4 Versagen im Bereich positiver Momente

Liegt die plastische Nulllinie, die sich im plastischen Grenzzustand aus dem Flächengleichgewicht berechnen lässt, im Betongurt und ist das Blech komplett überzogen, so darf bei vollständiger Verdübelung die Momententragfähigkeit unter positiver Momentenbeanspruchung nach *DIN 18800-5 2007* entsprechend Abb. 2-9 berechnet werden.

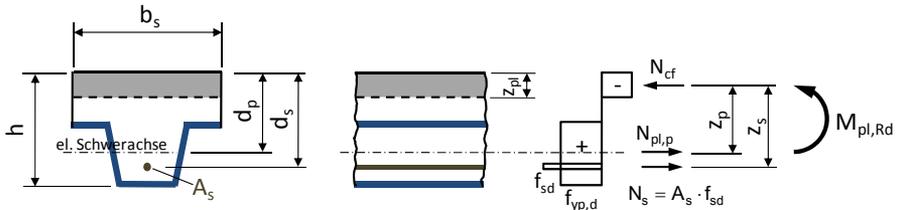


Abb. 2-9: Vollplastische Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung (plastische Nulllinie liegt in der Betonplatte)

Für die Bestimmung des Spannungsbereiches der Profiltafel wird der Bemessungswert der Streckgrenze zugrunde gelegt, wobei hier die Flächenanteile der Noppen vernachlässigt werden oder so angesetzt werden, wie es in der Zulassung des jeweiligen Bleches geregelt ist. Die Lage der plastischen Nulllinie berechnet sich aus innerem Kräftegleichgewicht. Das aufnehmbare Moment ergibt sich aus dem inneren Hebelarm z_p der Druckkraft im Beton $N_{c,f}$ und der Zugkraft im Blech $N_{pl,p}$. Wird eine zusätzliche Betonstahlbewehrung angeordnet, so wird dies über die Kraft N_s berücksichtigt. Liegt teilweise Verdübelung vor, so muss der Schlupf in der Verbundfuge bei der Bestimmung des aufnehmbaren Momentes berücksichtigt werden. Die Tragfähigkeit der Verbundfuge ist begrenzt, was zur Folge hat, dass nur ein Teil der vollplastischen Kraft in ihr übertragen werden kann. Die Biegetragfähigkeit ergibt sich dann nach Gleichung (2.4) zu:

$$M_{Rd} = N_c \cdot z_p + M_{pl,r} = \eta \cdot N_{cf} \cdot z_p + M_{pl,r} \quad (2.4)$$

mit: η : Verdübelungsgrad

N_{cf} : Betondruckkraft bei vollständiger Verdübelung

$M_{pl,r}$: Bemessungswert der vollplastischen Momententragfähigkeit des Bleches

z_p : innerer Hebelarm

wobei sich der Verdübelungsgrad η nach Gleichung (2.5) wie folgt berechnet:

$$\eta = \frac{\tau_{u,Rd} \cdot b_s \cdot L_x}{A_{pe} \cdot f_{y,pd}} \leq 1,0 \quad (2.5)$$

mit: $\tau_{u,Rd}$: aus Versuchen ermittelter Bemessungswert der Verbundfestigkeit

b_s : Querschnittsbreite

L_x : Abstand zwischen betrachtetem Schnitt und Auflager

A_{pe} : wirksame Querschnittsfläche des Bleches

In Abb. 2-10 ist die Teilverbundkurve einer Verbunddecke dargestellt (vgl. Beschreibung in Kapitel 2.4.2). Ihr Verlauf ist gekrümmt (Punkte A, B und C). Für die Bemessung darf aber vereinfacht auf der sicheren Seite liegend die lineare Interpolation zwischen den Punkten A und C angewendet werden. Ab der Stelle L_{sf} liegt volle Verdübelung vor und die Momententragfähigkeit darf vollplastisch berechnet werden. Bis zur Stelle L_{sf} muss die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung bestimmt werden.

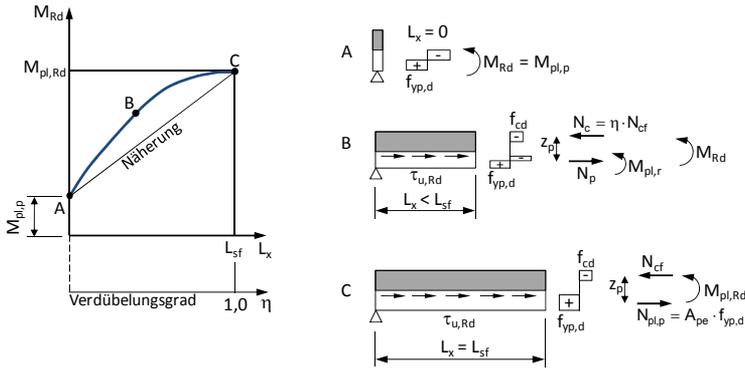


Abb. 2-10: Momententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung

2.5 Durchlaufende Verbunddecken

Für durchlaufende Verbunddecken muss die Tragfähigkeit über den Innenauflagern (Schnitt IV-IV, vgl. Kapitel 2.1) nachgewiesen werden, also bei negativer Momentenbeanspruchung. Wie bereits weiter oben beschrieben, ist die Verwendung möglichst langer Profiltafeln und somit die Herstellung durchlaufender Verbunddecken besonders wirtschaftlich. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wird das Tragverhalten von durchlaufenden Verbunddecken mit Stahlfaseraufbeton näher untersucht. Auf eine Stützbewehrung mit Betonstahl wird gänzlich verzichtet; das Stützmoment wird alleine durch den Stahlfaserbeton abgetragen.

Der Nachweis des Stützbereiches einer konventionellen Verbunddecke erfolgt als Stahlbetondecke. Die Oberseite der Decke ist gezogen, auf der Unterseite liegt die Betondruckzone vor, welche aufgrund der Blechgeometrie eine mehr oder weniger „kammartige“ Form besitzt.

Das Blech darf in der Berechnung mitberücksichtigt werden, wenn es über dem Auflager durchläuft und nicht gestoßen ist. Dies geht u. a. auf die Untersuchungen von Stark und Brekelmans (Stark 1996) zurück. Sie fanden heraus, dass ein gestoßenes Blech bei durchlaufenden Decken nicht die volle Tragfähigkeit erreicht. Um diesen Einfluss zu untersuchen, wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes ebenfalls ein Versuch durchgeführt.

Insbesondere bei niedrigen Stützbewehrungsgraden, was ja bei Stahlfaserbeton der Fall ist, oder auch bei größeren Blechdicken ist die Eigenbiegetragfähigkeit des Bleches relativ zur Gesamtbiegetragfähigkeit der Verbunddecke beachtlich.

Dementsprechend sollte diese mit angesetzt werden, sofern das Blech über dem Auflager durchlaufend ist.

Der Nachweis einer durchlaufenden Verbunddecke kann auf mehrere Arten erfolgen (vgl. hierzu auch Kapitel 2.1). Das Tragwerk kann als durchlaufendes System berechnet werden oder vereinfacht als Kette von Einfeldträgern, wobei hier eine konstruktive Bewehrung zur Begrenzung der Rissweite anzuordnen ist. Wird die Durchlaufwirkung berücksichtigt, so kann die Momententragfähigkeit nach *DIN 18800-5 2007* entsprechend Abb. 2-11 vollplastisch berechnet werden.

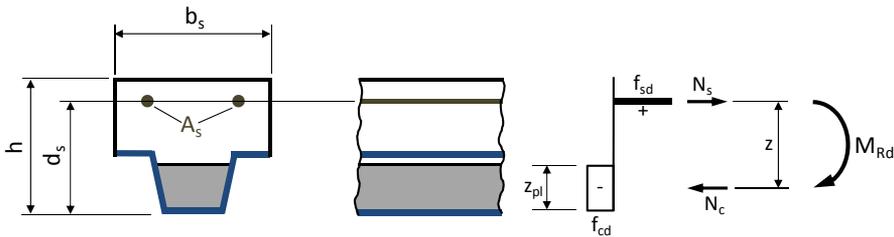


Abb. 2-11: Vollplastische Spannungsverteilung bei negativer Momentenbeanspruchung

Im Bereich einer Stützung ist die Druckzonenhöhe aufgrund des relativ geringen Bewehrungsgrades sehr niedrig. Dies konnte auch bei den eigenen Versuchen beobachtet werden. Die plastische Nulllinie liegt tief im Blech, so dass dieses nur mit einer geringen Druckkraft behaftet ist. Dementsprechend gering sind auch die Kräfte, die über die Verbundfuge übertragen werden müssen. Schon Bleche mit sehr schlechten Verbundeigenschaften erreichen an der Zwischenunterstützung eine volle Verdübelung. Dies wurde auch in Untersuchungen von *Sauerborn 1995* festgestellt.

Für eine Berechnung von stahlfaserbewehrten Verbunddecken wurde die Spannungsverteilung nach Abb. 2-11 modifiziert. Für die aufnehmbare Zugspannung des Stahlfaserbetons wird vereinfacht ein Spannungsblock nach *DBV 2001* angesetzt. Abb. 2-12 zeigt die Traganteile, die bei der Bestimmung der vollplastischen Momententragfähigkeit berücksichtigt werden.

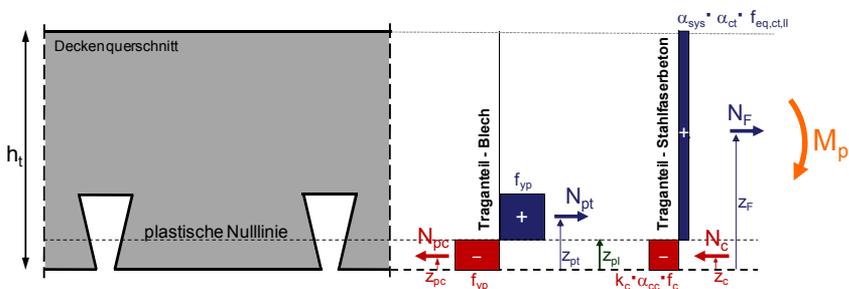


Abb. 2-12: Modifizierte vollplastische Spannungsverteilung bei Stahlfaseraufbeton

Für die Bestimmung des Stahlfaserbeton-Spannungsblockes wird die Nachrisszugfestigkeit angesetzt, die entsprechend *DBV 2001* an Biegebalkenversuchen bestimmt wird. Berücksichtigt wird ebenfalls ein Maßstabs- und Geometriefaktor α_{sys} sowie ein Dauerstandfaktor α_{ci} . Nach *Bode 1998* wurde bei

Untersuchungen festgestellt, dass die Momententragfähigkeit bei der vereinfachten Berechnung mit plastischen Spannungsböcken gegenüber einer Berechnung unter Berücksichtigung der Dehnungsgrenzen in manchen Grenzfällen unter Umständen überschätzt werden kann. Um dies zu vermeiden, ist im Nationalen Anwendungsdokument (*DAST 1994*) ein Faktor von 0,8 (hier k_c bezeichnet) für die Nutzung eines Spannungsblockes im Druckbereich vorgesehen. Die Erklärung der einzelnen Traganteile erfolgt detailliert in Kapitel 5.2. Nach *DIN 18800-5 2007* darf das Blech über dem Auflager nur berücksichtigt werden, wenn es durchlaufend ist. Hierbei ist zu beachten, dass die Auswirkungen durch örtliches Beulen gedrückter Profilblechteile nachzuweisen sind. Hierzu verweist *DIN 18800-5 2007* auf die Stahlbaunorm *DIN 18800-1 1990*. Ein vollständiges Durchplastizieren des Bleches durch eine ausreichende Verformbarkeit des Aufbetons muss sichergestellt werden. Dies stellt erhöhte Anforderungen an die Rotationsfähigkeit des Querschnittes. Gegenüber herkömmlichen Stahlbetondecken wirkt sich das duktile Stahlverbundblech auf die Rotationsfähigkeit positiv aus. Die zusätzliche Umschnürung der Druckzone sowie die starken Querpressungen begünstigen die Verformungsfähigkeit im Stützbereich. Weitere Einflussparameter auf die Verformungsfähigkeit (Rotationsfähigkeit) im Stützbereich sind:

- Bewehrungsgrad,
- Form der Betondruckzone (abhängig von der Blechgeometrie),
- Duktilität der Bewehrung.

Eine ausführlichere Beschreibung der die Rotation beeinflussenden Faktoren ist in Kapitel 3.5 dargestellt.

Die Standard-Lieferlängen der Bleche betragen zwischen 6 und 8 Meter. Allerdings sind auch Längen bis zu 12 Meter möglich. Bei durchlaufenden Decken, deren Gesamtlänge größer ist, als dass sie von einer Blechtafel überdeckt werden kann, werden Blechstöße unumgänglich. Diese sollten dabei wie in Abb. 2-13 dargestellt in Querrichtung an einem Auflager ausgeführt werden. An der Stelle des Blechstoßes ist bei der Berechnung die Tragwirkung des Bleches zu vernachlässigen. Zur Verstärkung kann hier zusätzliche eine Betonstahlmatte als Stützbewehrung angeordnet werden.

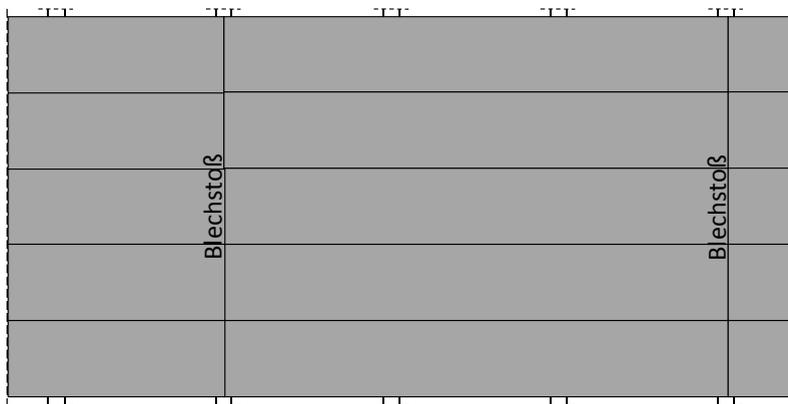


Abb. 2-13: Ausführung von Blechstößen bei langen durchlaufenden Decken

2.6 Querkraftversagen im Beton

In der Regel ist bei Geschossdecken des üblichen Hochbaus keine Querkraftbewehrung erforderlich, da sie eine ausreichende Querabtragung der Lasten aufweisen und keine großen Zugspannungen entstehen. Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken verweist *DIN 18800-5 2007* auf die Betonbaunorm *DIN 1045-1 2001*. Es muss nachgewiesen werden, dass der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed} nicht größer ist als der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,ct}$. Dabei wird die Verbunddecke als Stahlbetondecke mit kammartigem Querschnitt ohne rechnerisch erforderliche Schubbewehrung behandelt. Der Nachweis entsprechend der Verbundbaunorm *DIN 18800-5* ist in Abb. 2-14 dargestellt.

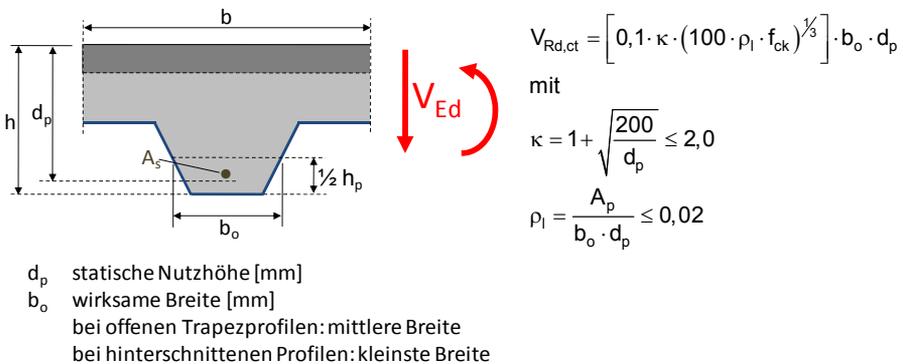


Abb. 2-14: Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken (nach *Hanswille 2005*)

Mit der Einführung von *DIN 1045-1* im Jahre 2001 wurde ein komplett neues Querkraftbemessungskonzept in die Norm eingearbeitet. Die implementierten Querkraftnachweise beruhen auf dem Modellvorschlag von *Reineck 1990*. Die Querkrafttragfähigkeit setzt sich nach seiner Auffassung aus mehreren Traganteilen zusammen: der Rissuferverzahnung, der Dübelwirkung der Längsbewehrung, der ungerissenen Druckzone und der Zugtragfähigkeit in der Bruchprozesszone an der Risspitze. Dieses Modell kann allerdings nicht ohne weiteres vom Stahlbetonbau, bei dem die Längsbewehrung aus runden profilierten Stabstählen besteht, auf den Verbundbau übertragen werden. Da das Profilblech unter der Betonplatte liegt, vermag es keine Dübelkraft zu übertragen. Des Weiteren stellt sich die Frage nach der ausreichenden Verankerungslänge des gezogenen Bleches. Die Anwendung der vorgeschlagenen Formel nach *DIN 1045-1* liefert hier keine ingenieurmäßig zufriedenstellenden Ergebnisse.

Diese Diskrepanz zwischen den Normenwerken muss nach Auffassung des Verfassers behoben werden, da mit dem jetzigen Stand der Verbundbaunorm kein ingenieurmäßig richtiger Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken möglich ist.

Im vorliegenden Forschungsprojekt wird die Querkrafttragfähigkeit durch die Zugabe von Stahlfasern deutlich gesteigert (vgl. hierzu auch Kapitel 3.3.7). Dies kann als weiterer Vorteil für den stahlfaserbewehrten Aufbeton angesehen werden. Für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit muss in Stütz- und Feldbereich bzw.

Auflagerbereich unterschieden werden, da die Tragsysteme sich unterscheiden. Im Feldbereich liegt das Blech am gezogenen Rand. Es wird nach den Regeln von *DIN 18800-5 2007* bei der Bestimmung des Längsbewehrungsgrades mit angesetzt. Im Stützbereich kann das untenliegende Blech nicht als Längsbewehrung angesetzt werden. Der Nachweis erfolgt hier wie für eine Stahlbetondecke ohne Berücksichtigung des Bleches. Für das rein stahlfaserbewehrte Deckensystem bedeutet dies, dass keine Längsbewehrung im Sinne von *DIN 1045-1 2008* vorhanden ist. Dementsprechend können im Bereich der Stützung nur die Traganteile des Stahlfaserbetons berücksichtigt werden. Im Feldquerschnitt bzw. am Auflager setzt sich die Gesamttragfähigkeit aus dem Wert $V_{Rd,ct}$ und einem zusätzlichen Anteil aus Stahlfaserbeton zusammen (siehe hierzu auch Kapitel 3.3.7). Als Querschnittsbreite wird die wirksame Breite b_0 der Betonrippen angenommen (vgl. Abb. 2-14). Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung errechnet sich nach *DIN 1045-1 2001* zu:

$$V_{Rd,ct} = \left[0,1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

Für den Auflagerbereich wird der verankerte Anteil des Profilbleches bei der Ermittlung des Längsbewehrungsgrades berücksichtigt. Die anrechenbare Profilfläche A_p^* wird nach Gleichung (2.7) bestimmt (siehe hierzu auch *Hanswille 2005*).

$$A_p^* = A_p \cdot \frac{v_{l,Rd}}{N_{pl,p}} \quad (2.7)$$

mit: A_p : Gesamtfläche des Profilbleches

$N_{pl,p}$: vollplastische Zugkraft im Blech

$v_{l,Rd}$: Längsschubtragfähigkeit

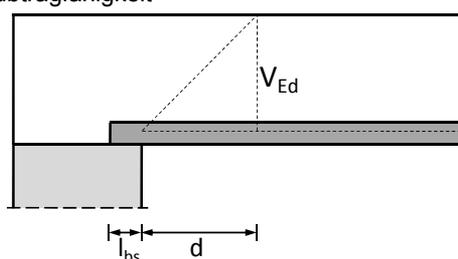


Abb. 2-15: Anteil des Profilbleches am Längsbewehrungsgrad (nach *Hanswille 2005*)

Die Größe von $v_{l,Rd}$ resultiert aus dem Flächenverbund und gegebenenfalls vorhandenen Endverankerungsmaßnahmen. Die Größe für den Flächenverbund ergibt sich zu:

$$v_{l,Rd} = (l_{bs} + d) \cdot \tau_{u,Rd} \quad (2.8)$$

Der Bemessungswert der Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ kann aus den Zulassungen der jeweiligen Blechtypen entnommen werden. Damit berechnet sich der wirksame Längsbewehrungsgrad unter Ansatz der anrechenbaren Profilblechfläche zu:

$$\rho_l = \frac{A_p^*}{b_0 \cdot d} \quad (2.9)$$

Es hat sich gezeigt, dass die empirisch hergeleitete Gleichung (2.6) für niedrige Längsbewehrungsgrade sehr niedrige (unrealistische) Werte liefert (DBV 2007a). Um diesen Missstand zu beseitigen, wurde in *DIN 1045-1 2008* ein Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung $V_{Rd,ct,min}$ eingeführt. Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit wurde mit 728 Versuchen aus der Querkraftdatenbank (Reineck 2005) verglichen und angepasst. Der Mindestwert berechnet sich nach Gleichung (2.10).

$$V_{Rd,ct,min} = [v_{min} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (2.10)$$

$$\text{mit: } v_{min} = \kappa_1 / \gamma_c \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \quad (2.11)$$

Der Wert κ_1 beträgt 0,50525 für Bauteilhöhen kleiner 600 mm, was bei Stahlverbunddecken immer der Fall ist.

Für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit des untersuchten Deckensystems wurden allerdings auf der sicheren Seite liegend nur die Traganteile des reinen Stahlfaserbetons berücksichtigt (vgl. Kapitel 5.6). Die Querkrafttragfähigkeit des reinen Blechquerschnittes wurde ebenfalls vernachlässigt.

2.7 Anwendung der Fließgelenktheorie bei Verbunddecken

2.7.1 Allgemeines

Die Fließgelenktheorie stellt eine Sonderform der Traglastverfahren dar. Alle auftretenden plastischen Verformungen werden fiktiv in einem Gelenk konzentriert. Das restliche Tragwerk wird als elastisch angenommen. An den höchst beanspruchten Stellen im Tragwerk entstehen bei Laststeigerung sukzessive Fließzonen bis eine kinematische Kette erreicht ist. Dies macht schon die Voraussetzungen deutlich, die zur Anwendung der Fließgelenktheorie gegeben sein müssen: Zum einen muss das Tragwerk statisch unbestimmt sein, sodass sich nach und nach Gelenke bilden können, zum anderen müssen die Bereiche, in denen die Gelenkbildung stattfindet, eine ausreichend große Verformbarkeit besitzen. Man spricht von ausreichender Rotationskapazität, da sich der Querschnitt im Gelenk verdrehen können muss.

Der Vorteil der Fließgelenktheorie wird anhand eines Last-Verformungsdiagrammes in Abb. 2-16 verdeutlicht. Die verschiedenen Berechnungsmöglichkeiten von Verbunddecken wurden bereits in Kapitel 2.1 erläutert.

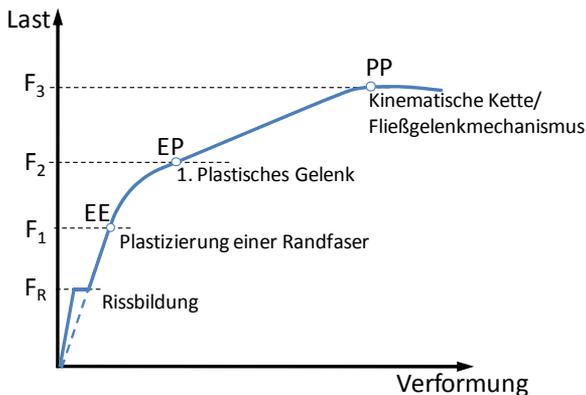


Abb. 2-16: Schematischer Last-Durchbiegungsverlauf einer zweifeldrigen Decke

Beim Verfahren Elastisch-Elastisch (EE) ist die Tragfähigkeit des Systems erreicht, sobald die erste Randfaser plastiziert (Last F_1). Bei Verwendung des Verfahrens Elastisch-Plastisch (EP) darf die Last solange gesteigert werden, bis sich ein erstes plastisches Gelenk bildet (Last F_2). Der Querschnitt ist an der Stelle des Gelenks voll durchplastiziert. Für statisch bestimmte Systeme ist hiermit auch die Grenzlast erreicht, da das System durch ein plastisches Gelenk bereits kinematisch wird. Für statisch unbestimmte Systeme, die Umlagerungen zulassen, kann die Systemtragfähigkeit noch ausgenutzt werden. Bei Anwendung des Verfahrens Plastisch-Plastisch (PP) kann die Last noch solange gesteigert werden, bis sich eine kinematische Kette bildet (Last F_3). Je nach System können so erhebliche Systemreserven ausgenutzt werden.

Der wirtschaftliche Nutzen bei der Anwendung der Fließgelenktheorie bei der Berechnung von Stahlverbunddecken ist in *Sauerborn 1995* anhand eines Beispiels

verdeutlicht. In Abb. 2-17 ist dies schematisch für eine zweifeldrige Decke unter Gleichstreckenbelastung dargestellt. Der Zugewinn Δq im Vergleich zur linear-elastischen Schnittgrößenermittlung ist für niedrige Stützbewehrungsgrade am größten.

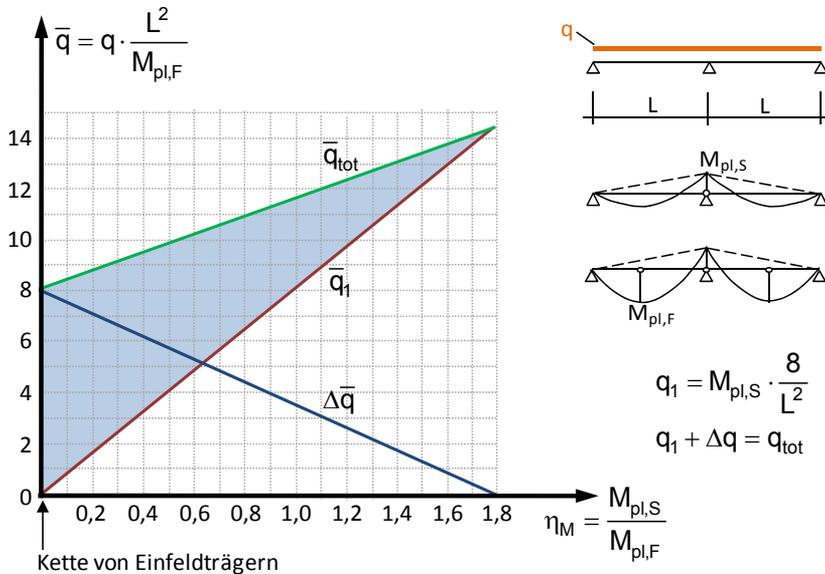


Abb. 2-17: Zur Fließgelenktheorie eines Zweifeldträgers (nach Sauerborn 1995)

Für eine linear-elastische Berechnung nach dem Verfahren Elastisch-Plastisch ist die Tragfähigkeit des Systems erreicht, sobald sich das erste Gelenk über der Stütze gebildet hat. Bei Anwendung der Fließgelenktheorie (Verfahren Plastisch-Plastisch) kann die Last noch um den Betrag Δq gesteigert werden. Die Schnittgrößen werden von der Stütze zum Feld hin umgelagert, bis auch dort die plastische Tragfähigkeit erreicht ist.

Bei Verbunddecken ist man stets bestrebt, das im Feldbereich untenliegende Profilblech, welches ja die Längsbewehrung darstellt, im Grenzzustand der Tragfähigkeit weitestgehend auszunutzen. Die Blechdicke wird allerdings meistens durch die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit im Bauzustand vorgegeben, sodass man im Endzustand möglichst wenig Bewehrung über der Stütze einlegt, um so das Feld ausnutzen zu können. Dies steht mit der Verwendung von Stahlfaserbeton im Einklang, da hier auch nur geringe Stützbewehrungsgrade erreicht werden bzw. realisierbar sind.

2.7.2 Fließgelenkmodell bei teilweiser Verdübelung

Bei der Konstruktion von Verbunddecken kann meist nur teilweise Verdübelung realisiert werden. Das hat zur Folge, dass die Tragfähigkeit im Feld durch die Tragfähigkeit der Verbundfuge begrenzt ist. Dies muss bei der Anwendung der Fließgelenktheorie berücksichtigt werden. Im Feld kann hier nur die reduzierte plastische Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung angesetzt werden.

Für die Bemessung durchlaufender Verbunddecken mithilfe der Fließgelenktheorie wird das von Sauerborn entwickelte modifizierte Fließgelenkmodell bei teilweiser Verdübelung (Sauerborn 1995) aufgegriffen und um die Traganteile des Stahlfaserbetons erweitert (siehe Abb. 2-18). Die Anwendung der Teilverbundtheorie eignet sich hierfür hervorragend, da die Teilverbundkurve ja die Grenzkurve der aufnehmbaren vollplastischen Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung darstellt. Das Erreichen der vollplastischen Tragfähigkeit bedeutet, dass der Querschnitt vollkommen durchplastiziert ist, sich also ein Fließgelenk gebildet hat.

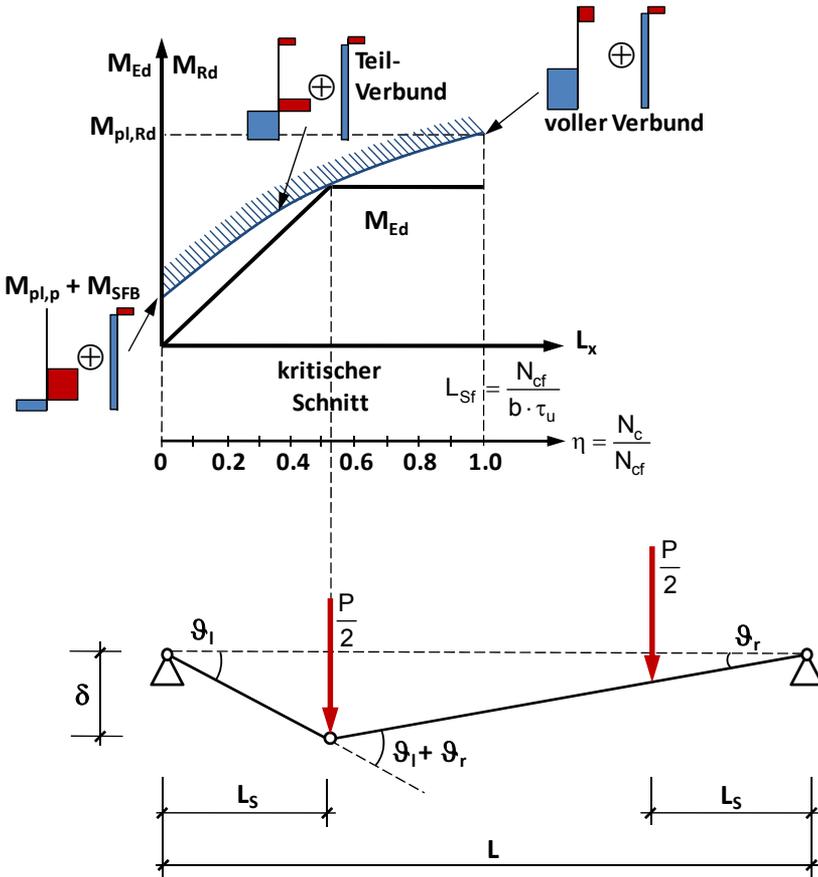


Abb. 2-18: Fließgelenkmodell bei teilweiser Verdübelung (nach Sauerborn 1995)

Die Ermittlung der Traglast erfolgt mittels der kinematischen Methode. Hierbei wird die plastische Grenzlast mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit berechnet. Die Summe aus innerer und äußerer Arbeit muss null werden. Dabei berechnet sich die innere Arbeit aus dem Produkt der plastischen Biegetragfähigkeit des Verbundquerschnittes und der Rotation im Fließgelenk. Liegt nur teilweise Verdübelung vor, so wird die Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung des Teilverbundes angesetzt. Die äußere Arbeit berechnet sich aus der Multiplikation der aufgetragenen Lasten mit ihren jeweiligen virtuellen Verschiebungen.

Für das in Abb. 2-18 dargestellte System lässt sich die Grenzlast wie folgt bestimmen.

$$\text{Äußere Arbeit: } \delta A_a = \frac{P}{2} \cdot \left(\delta_w + \frac{L_S}{L - L_S} \cdot \delta_w \right) \quad (2.12)$$

$$\text{Innere Arbeit: } \delta A_i = -M_{pl,Rd,TVB} \cdot (\vartheta_1 + \vartheta_r) \quad (2.13)$$

$$\text{Arbeitsgleichung: } \delta A_a + \delta A_i = \frac{P}{2} \cdot \left(\delta_w + \frac{L_S}{L - L_S} \cdot \delta_w \right) - M_{pl,Rd,TVB} \cdot (\vartheta_1 + \vartheta_r) = 0 \quad (2.14)$$

Es ist zu beachten, dass die innere Arbeit negativ ist, da die Wirkungsrichtung der inneren Schnittgrößen gegensätzlich zur Drehrichtung des Fließgelenkes ist.

Mittels der Arbeitsgleichung (2.14) kann die Grenzlast bestimmt werden. Aus der Geometrie ergeben sich des Weiteren folgende Beziehungen:

$$\delta_w = \vartheta_1 \cdot L_S \quad (2.15)$$

$$\vartheta_1 = \frac{L - L_S}{L_S} \cdot \vartheta_r \quad (2.16)$$

Unter Ansatz der geometrischen Nebenbedingungen (2.15) und (2.16) lässt sich Gleichung (2.14) wie folgt vereinfachen,

$$P = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,TVB}}{L_S} \quad (2.17)$$

wobei $M_{pl,Rd,TVB}$ das nach der Teilverbundtheorie ermittelte reduzierte Moment darstellt. Die Lage des Fließgelenkes im positiven Momentenbereich ist durch den kritischen Schnitt bei der Bemessung nach der Teilverbundtheorie gegeben.

Für die Auswertung der Versuche ist die Lage des kritischen Schnittes klar definiert. Das maßgebende Feldmoment tritt unter den äußersten Einzellasten auf, wo sich auch gleichzeitig die Risseinleitungsbleche (siehe auch Abb. 4-16) befinden. Im Falle einer Decke mit Gleichstreckenbelastung muss die Ermittlung allerdings iterativ erfolgen. Das Vorgehen dabei wird in Kapitel 6.2 näher erläutert.

2.8 Bemessung im Brandfall

Je nach Gebäudeart werden bei der Bemessung Brandschutzanforderungen gestellt. Die einzuhaltende Feuerwiderstandsdauer ist in den entsprechenden Landesbauordnungen geregelt. Für normale Wohnbebauung und Parkhäuser muss allerdings in der Regel keine Feuerwiderstandsdauer erreicht werden. Andererseits sind bei Gewerbe- und Bürobauten im Regelfall Brandschutzanforderungen gestellt.

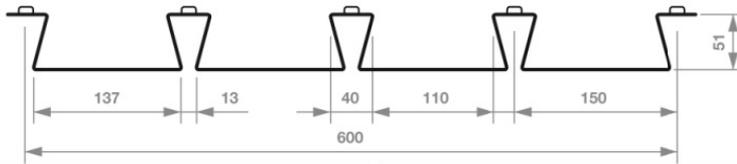
Mit der im Brandfall einhergehenden Erwärmung der Bauteile sinken der vorhandene E-Modul und die Festigkeit des Profilbleches deutlich. Während bei konventionellen Stahlbeton-Deckenplatten die Bewehrung vom umgebenden Beton mehr oder weniger geschützt ist, liegt bei Stahlverbunddecken das Blech als Bewehrung im Zugbereich völlig ungeschützt. Der Feuerwiderstand von Verbunddecken hängt deshalb entscheidend von der Tragfähigkeit der beflamten Bleche im Zugbereich ab. Hier sind hinterschnittene Geometrien den trapezförmigen weit überlegen, da die Hochsicken im Aufbeton eingebettet sind und bei einer Brandbeanspruchung den Großteil ihrer Tragfähigkeit erhalten können. Mithilfe von zusätzlichem Betonstahl kann die Feuerwiderstandsdauer von Verbunddecken erhöht werden. Je nach Profilgeometrie und Zusatzbewehrung sind Feuerwiderstandsdauern von mehr als 180 Minuten erreichbar. Die Nachweise können mittels der in den Zulassungen implementierten Methoden durchgeführt werden. Des Weiteren dürfen vereinfachte oder allgemeine Berechnungsverfahren angewendet werden, deren Berechnungsaufwand allerdings hoch ist. Für Sonderanwendungen kann die Tragfähigkeit auch durch ein spezifisches Brandschutzgutachten unter Durchführung von Brandversuchen kategorisiert werden.

Im Falle von stahlfaserbewehrten Verbunddecken wurden hinsichtlich der Feuerwiderstandsdauer bereits einige Brandversuche am Warrington-Fire-Research-Institute in England durchgeführt (siehe z. B. *Warrington 2001*). Die Tests wurden von den Firmen Arcelor Mittal, Bekaert und Corus in Auftrag gegeben. Untersucht wurden sowohl trapezförmige als auch hinterschnittene Verbunddecken. Während Arcelor Mittal und Bekaert einen reinen Stahlfaserbeton mit einem Fasergehalt von jeweils 30 kg/m^3 einsetzen, nutzt das System Fibredeck von Corus einen Fasercocktail bestehend aus Stahl- und Makrokunststofffasern. Die Auswertung der Tests wurde vom Steel Construction Institute durchgeführt (siehe z. B. *SCI 2007*, *SMD 2007*). Die Hersteller haben die Ergebnisse in Form von Stützweiten-Tabellen in Abhängigkeit von Verkehrslast und Deckenstärke aufbereitet. Mit einem Fasergehalt von 30 kg/m^3 können so Feuerwiderstandsdauern von bis zu 90 Minuten erreicht werden. In Abb. 2-19 ist exemplarisch ein Auszug der Bemessungstafel im Brandfall für das System Arcelor-Mittal-SMD dargestellt.

Die Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten kann sowohl für offene als auch für hinterschnittene Profilgeometrien erreicht werden. Da im vorliegenden Forschungsprojekt stahlfaserbewehrte Verbunddecken mit einer höheren Faserdosierung eingesetzt werden, kann davon ausgegangen werden, dass hinsichtlich der Feuerwiderstandsdauer vergleichbare oder bessere Ergebnisse erzielt werden können.

R51 Fire Tables

TAB-Deck™ - Fibres

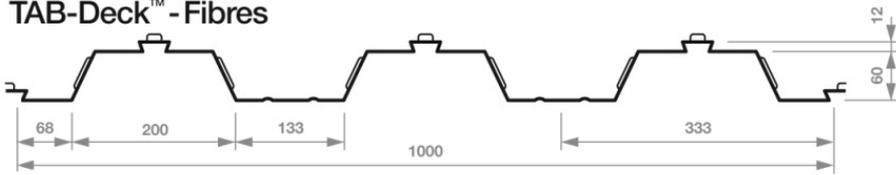


Fibre		Normal Weight Concrete 0.9mm Gauge						
		Slab Depth mm	1 Hour Imposed kN/m ²			1.5 Hour Imposed kN/m ²		
			5.0	6.7	10.0	5.0	6.7	10.0
HE 1/50	120	4.20	3.82	3.27	3.69	3.35	2.91	
	130	4.38	3.94	3.38	3.84	3.50	3.04	
	140	4.51	4.07	3.50	3.98	3.64	3.17	
	150	4.63	4.19	3.61	4.12	3.77	3.30	
	160	4.74	4.30	3.71	4.27	3.91	3.43	
	175	4.90	4.46	3.87	4.46	4.10	3.62	

Fibre		Normal Weight Concrete 1.0mm Gauge						
		Slab Depth mm	1 Hour Imposed kN/m ²			1.5 Hour Imposed kN/m ²		
			5.0	6.7	10.0	5.0	6.7	10.0
HE 1/50	120	4.20	4.02	3.44	3.82	3.48	3.02	
	130	4.51	4.16	3.56	3.98	3.63	3.16	
	140	4.75	4.30	3.69	4.13	3.77	3.29	
	150	4.88	4.42	3.81	4.27	3.91	3.41	
	160	4.99	4.54	3.92	4.40	4.04	3.54	
	175	5.17	4.71	4.08	4.62	4.25	3.74	

TR60 Fire Tables

TAB-Deck™ - Fibres



Fibre		Normal Weight Concrete 0.9mm Gauge						
		Slab Depth mm	1 Hour Imposed kN/m ²			1.5 Hour Imposed kN/m ²		
			5.0	6.7	10.0	5.0	6.7	10.0
HE 1/50	120	-	-	-	-	-	-	
	130	3.16	2.96	2.66	-	-	-	
	140	3.41	3.18	2.81	2.77	2.57	2.23	
	150	3.63	3.38	2.95	2.97	2.72	2.37	
	175	4.07	3.73	3.27	3.34	3.07	2.68	
	200	4.40	4.05	3.56	3.69	3.40	2.99	

Fibre		Normal Weight Concrete 1.0mm Gauge						
		Slab Depth mm	1 Hour Imposed kN/m ²			1.5 Hour Imposed kN/m ²		
			5.0	6.7	10.0	5.0	6.7	10.0
HE 1/50	120	-	-	-	-	-	-	
	130	3.22	3.03	2.73	-	-	-	
	140	3.48	3.26	2.91	2.84	2.63	2.31	
	150	3.71	3.46	3.06	3.04	2.80	2.44	
	175	4.19	3.85	3.37	3.43	3.14	2.75	
	200	4.52	4.16	3.66	3.77	3.47	3.06	

Abb. 2-19: Stützweitentafeln für die Bemessung im Brandfall (Fasergehalt: 30 kg/m³)(Auszug aus: SMD R51 2008, SMD TR60 2008)

3 Stahlfaserbeton

3.1 Allgemeines zum Stahlfaserbeton

Die Verwendung von Fasern als Zugabestoff zur Verbesserung der Duktilität reicht bis in die Antike zurück. Hier wurden Tierhaare oder Strohfasern verwendet, um die Eigenschaften von Lehmziegeln zu verbessern. Die Idee, die Eigenschaften von Beton mittels Faserzugabe zu verbessern, geht nicht so weit zurück. Das erste Patent für den Einsatz von Stahlfaserbeton wurde 1874 erteilt. Geforscht wurde auf dem Gebiet des Stahlfaserbetons allerdings erst wesentlich später (etwa ab 1960).

Stahlfaserbeton ist ein Beton nach *DIN 1045-1 2008*, dem zum Erreichen bestimmter Eigenschaften Stahlfasern zugegeben werden, welche eine bauaufsichtliche Zulassung benötigen (*DBV 2001*). Die Beschaffenheit und die Konformität von Fasern, die für tragende Zwecke eingesetzt werden, sind mittlerweile zusätzlich zu den bauaufsichtlichen Zulassungen in der Produktnorm *DIN EN 14889-1 2006* geregelt. Bisher ist der Haupteinsatzbereich von Stahlfaserbeton im Industriefußbodenbau zu finden. Nach *Falkner 2006* sind über 25 % aller in Deutschland hergestellten Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. In den letzten zwanzig Jahren hat sich der Baustoff in Deutschland stark entwickelt, was sich auch durch den vermehrten Einsatz im Wohnungsbau widerspiegelt. Stahlfaserbewehrte Bodenplatten und Kellerwände stellen hier die Hauptanwendung dar. Primär steht bei dem Einsatz von Stahlfaserbeton vor allem die Substitution der konstruktiven Bewehrung im Vordergrund. An zahlreichen Versuchen zeigte sich, dass ein vollständiges Ersetzen der statisch erforderlichen Betonstahlbewehrung mit Stahlfaserbeton im Regelfall nicht möglich ist. Durch die Zugabe in praxisüblichen Volumengehalten ist keine signifikante Veränderung der Festigkeitswerte des Baustoffs Beton möglich. Die Beeinflussung des Nachrissverhaltens und damit die Steigerung der Duktilität steht im Fokus. Zusätzlich wird die Isotropie des Baustoffs durch die Zugabe von Stahlfasern begünstigt.

Als signifikante Vorteile, die sich durch den Einsatz von Stahlfaserbeton ergeben, sind zu nennen:

- deutliche Vereinfachung des Bauablaufs,
- Entfall des Einbringens und der Kontrolle und Abnahme der Bewehrung,
- Entfall der Bewehrungszeichnungen,
- Entfall der Lagerflächen für die Bewehrung,
- Vermeidung von Bewehrungsfehlern,
- verbessertes Rissverhalten,
- erhöhte Abriebfestigkeit,
- bis zu 20-fach höhere Schlagfestigkeit,
- Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit,
- Erhöhung der Duktilität im Zug- und Druckbereich,

- weniger Abplatzungen an den Kanten, da die Fasern auch oberflächennah wirken,
- Vernähung von Rissen, dadurch Übertragung von Kräften über den Riss,
- bessere Verdichtungsmöglichkeit, da keine Bewehrungsanhäufung,
- durch Rotationsfähigkeit mögliche Ausnutzung von Systemreserven.

Nach *Falkner 2006* liegt der Anteil des Stahlfaserbetons beim Transportbeton bundesweit bei etwa 1,5 %, in bestimmten Regionen allerdings zwischen 5-7 %. Dieser zurzeit noch recht kleine Volumenanteil unterteilt sich nach *Holschemacher 2006* in die in Abb. 3-1 dargestellten Haupteinsatzbereiche.

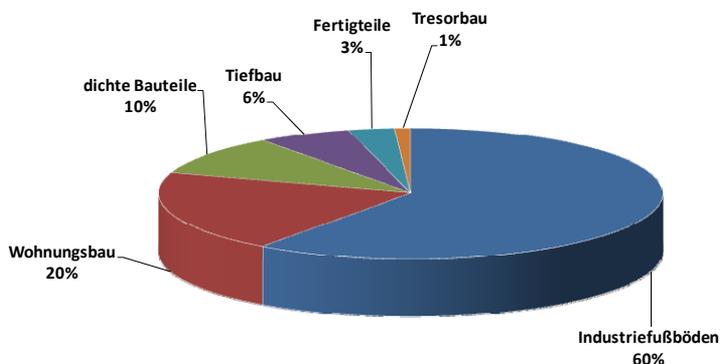


Abb. 3-1: Anwendungsgebiete des Stahlfaserbetons (nach *Holschemacher 2006*)

Die Faserzugabe erfolgt im Normalfall im Transportbetonwerk. Nach *DAfStb 2009* ist dies sogar vorgeschrieben. Entsprechend *DBV 2001* dürfen die Fasern allerdings auch auf der Baustelle direkt in den Fahrmischer eingebracht werden. Dies wird jedoch bei der Berechnung nach *DBV 2001* durch einen größeren Abminderungsbeiwert berücksichtigt, sodass eine Faserzugabe im Werk vorteilhafter ist. Der Hersteller hat auf eine homogene Verteilung zu achten. Konglomerate in Form von Igelbildungen sind durch eine geeignete Betonrezeptur zu vermeiden.

3.2 Anwendung und Normung

Für den Nachweis und die Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen gibt es in Deutschland derzeit noch keine Norm. Grundsätzlich muss unterschieden werden, ob es sich beim dem zu planenden Bauteil um ein nichttragendes oder um ein tragendes Bauteil handelt. Für nichttragende Bauteile, die für Leib und Leben der Nutzer ein niedriges Gefährdungspotenzial darstellen, darf Stahlfaserbeton ohne allgemeine bauaufsichtliche Zulassung und ohne Zustimmung im Einzelfall eingesetzt werden. Der Anwendungsbereich dieser nichttragenden Bauteile ist weit gestreut, wobei hier besonders auf die Industriefußböden hingewiesen wird, die mengenmäßig den größten Nutzungsanteil ausmachen (vgl. auch Abb. 3-1). Des Weiteren zählen zum nichttragenden Bereich alle diejenigen Anwendungsfälle, bei denen Stahlfaserbeton zusätzlich als konstruktives Bewehrungselement eingesetzt wird, z. B. zur Erhöhung

der Schlagfestigkeit oder zur Verbesserung der Risseverteilung. Für tragende Bauteile ist aufgrund der fehlenden Normung immer eine bauaufsichtliche Zulassung oder eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich, da es sich hierbei um Bauteile mit Standsicherheitsanforderungen handelt. In diesem Bereich sind bis heute schon zahlreiche Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall erteilt worden, was wiederum zeigt, dass sich das Material Stahlfaserbeton zunehmender Beliebtheit erfreut. An größeren Bauobjekten seien hier beispielsweise die Unterwasserbetonsohle am Potsdamer Platz in Berlin, vorgespannte stahlfaserbewehrte Fertigteile ohne Querkraftbewehrung und Tunnelschalen bzw. Tunneltübinge genannt. Aber auch im Bereich des Wohnungsbaus sollen wasserundurchlässige Keller aus Stahlfaserbeton, stahlfaserbewehrte Bodenplatten und Kellerwände, Fertiggaragen sowie Elementplatten mit Stahlfaseraufbeton erwähnt werden. Diese Entwicklung wird durch zahlreiche Forschungsvorhaben in Zukunft noch vorangetrieben werden.

Stahlfaserbeton wird in Deutschland bereits seit geraumer Zeit bei zahlreichen Bauobjekten eingesetzt. Dennoch konnte bis heute noch keine normenmäßige Regelung des Baustoffes durchgesetzt werden. Der deutsche Beton- und Bautechnikverein (DBV) veröffentlichte in den neunziger Jahren mehrere Merkblätter zur Anwendung von Stahlfaserbeton (*DBV 1991*, *DBV 1992a* und *DBV 1992b*). Diese richteten sich primär auf die Anwendung im Bereich Industriefußböden und Tunnelbau. Etwa zehn Jahre später veröffentlichte der DBV dann ein neues Merkblatt (*DBV 2001*), mit dem nunmehr alle möglichen Bauteile bemessen werden können. In diesem Merkblatt mündeten auch die über den Anwendungszeitraum von 10 Jahren gewonnenen Erfahrungen mit dem Material. Des Weiteren wurden das neue semiprobabilistische Sicherheitskonzept und die Umstellung auf die Betonbaunorm (*DIN 1045-1 2001*) eingearbeitet. Da das umfangreiche DBV-Merkblatt auch im Ausland auf Interesse stieß, wurde im Jahr 2007 eine englische Übersetzung erarbeitet (*DBV 2007b*).

Allerdings besitzen die Merkblätter des DBV keinen Normencharakter, weshalb sich der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) dazu entschied, einen Unterausschuss „Stahlfaserbeton“ zu gründen, welcher nun eine Richtlinie entwerfen sollte, die *DIN 1045-1 2008* an den betreffenden Stellen um die Regelungen des Stahlfaserbetons ergänzen sollte. Im Juli 2009 wurde der Schlusssentwurf zur Drucklegung veröffentlicht (*DAfStb 2009*). Die bauaufsichtliche Einführung der Richtlinie ist für das Jahr 2010 geplant.

Für Bauteile, die nach dem DBV-Merkblatt (*DBV 2001*) oder der DAfStb-Richtlinie (*DAfStb 2009*) nachgewiesen werden, muss sich nach dem Reißen des Querschnitts eine stabile Gleichgewichtslage einstellen, was mit praxisüblichen Fasergehalten ($< 60 \text{ kg/m}^3$) in statisch bestimmten Systemen nicht möglich ist. Dies zeigt, dass reiner Stahlfaserbeton die konventionelle Betonstahlbewehrung nur in Systemen ersetzen kann, in denen eine Schnittgrößenumlagerung möglich ist oder in denen Normaldruckkräfte infolge äußerer Einwirkung dauerhaft vorhanden sind.

Im Rahmen des untersuchten durchlaufenden Verbunddeckensystems ist der Einsatz von Stahlfaserbeton als tragendes Bauteil aufgrund der möglichen Schnittgrößenumlagerung gegeben. Das duktile Verhalten des Stahlfaserbetons,

hervorgerufen durch multiple Rissbildung, erlaubt eine große Rotation und bietet somit die Voraussetzung für eine Umlagerung. Dies konnte auch an bereits an der Technischen Universität Braunschweig durchgeführten Versuchen an durchlaufenden Stahlbeton-Elementplatten mit stahlfaserbewehrtem Aufbeton (Droese 1996, Riese 2006) gezeigt werden. Nach dem Aufreißen des Querschnitts über der Stütze konnte das Stützmoment annähernd konstant gehalten werden, während die Last noch gesteigert werden konnte.

Der Einsatz von Stahlfaserbeton als tragendes Bauteil setzt weitergehende Betrachtungen in Bezug auf die Standsicherheit voraus. Das untersuchte stahlfaserbewehrte Verbunddeckensystem besitzt eine hohe Redundanz. Im Falle von Ausführungsfehlern während der Herstellung, beispielsweise durch einen zu niedrigen Fasergehalt oder im schlimmsten Fall ein Absinken der Fasern über den Innenstützen, wird die Decke durch das Profilblech in ihrer Lage gehalten und es verbleibt eine ausreichende Reststandsicherheit. Bei der Bemessung wird ein zusätzlicher Nachweis geführt, der für das Deckensystem bei einem Faserausfall im Stützbereich eine globale Reststandsicherheit von 1,3 sicherstellt (siehe Kapitel 5.5).

3.3 Tragverhalten und Wirkungsweise

3.3.1 Allgemeines

Die Vorstellung mancher Planer, dass Stahlfaserbeton den herkömmlichen Stahlbeton gänzlich ersetzen könne, muss zunichte gemacht werden. Stahlfaserbeton wird den reinen Stahlbeton niemals ersetzen können. Er ist von der Wirkungsweise her zwischen Stahlbeton und unbewehrtem Beton einzuordnen. Im Unterschied zum unbewehrten Beton besitzt Stahlfaserbeton je nach Fasergehalt und Faserart ein sehr gutes Nachrissverhalten.

Eine Kombination beider Baustoffe in Form von stahlfaserverstärktem Stahlbeton ist mittlerweile sehr verbreitet. Der Einsatz der Stahlfasern richtet sich hier auf die Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit. Durch die Fasern kann eine wesentlich feinere Risseverteilung erreicht werden und somit ergeben sich kleinere Rissweiten.

Im ungerissenen Zustand bewirken die Fasern keine signifikante Veränderung der Festigkeitseigenschaften des Betons, da sie volumenmäßig nur einen kleinen Teil ausmachen und sich im Verhältnis ihrer Dehnsteifigkeit zur Dehnsteifigkeit des Betons an der Lastabtragung beteiligen.

Um Schwindrisse im jungen Beton zu vermeiden und eine Verbesserung des Brandverhaltens zu erreichen, werden häufig Polypropylen-Fasern zu den Stahlfasern eingemischt. Im erhärteten Beton haben diese keine tragende Funktion. Im Brandfall schmelzen sie ab einer Temperatur von 160°C und zersetzen sich ab circa 250°C. Sie geben so Kanäle frei, durch die sich der Wasserdampf, der beim Brand entsteht, entspannen kann. So kommt es zu keinen schädlichen Betonabplatzungen.

Für die Bemessung von Stahlfaserbeton unterscheiden die Regelwerke *DBV 2001* und *DAfStb 2009* entsprechend der zu untersuchenden Grenzzustände zwei verschiedene Verformungsbereiche: Verformungsbereich I und II. Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden im Verformungsbereich I geführt. Dieser Bereich ist durch kleine Verformungen und Rissweiten charakterisiert. Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind im Verformungsbereich II zu führen (größere Verformungen und Rissweiten). In beiden Regelwerken werden die Baustofffestigkeiten von Stahlfaserbeton für beide Verformungsbereiche getrennt angegeben. Entsprechend der Leistungsfähigkeit (Größe der Baustofffestigkeiten) wird der Stahlfaserbeton beim DBV-Merkblatt in Faserbetonklassen und bei der DAfStb-Richtlinie in Leistungsklassen kategorisiert (siehe auch Kapitel 3.3.4).

3.3.2 Druckfestigkeit von Stahlfaserbeton

Die Druckfestigkeit erhöht sich durch die Zugabe von Stahlfasern nur marginal, da diese größtenteils durch die Betonfestigkeit bestimmt wird (siehe Abb. 3-2).

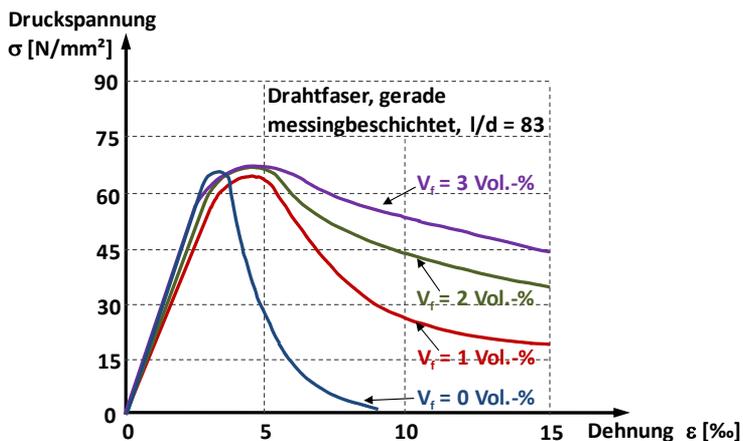


Abb. 3-2: Druckspannungs-Dehnungskurven von Stahlfaserbeton (nach *Maidl 1991*)

Erst ab sehr hohen Fasergehalten ($> 70 \text{ kg/m}^3 \triangleq 0,89 \text{ Vol.-%}$) erreicht man eine Erhöhung der Druckfestigkeit um etwa 10 % (*Hemmy 2003*). Das Nachbruchverhalten ändert sich allerdings nennenswert. Mit zunehmendem Fasergehalt ist hier eine steigende Duktilität zu erkennen.

3.3.3 Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton

Nach der Rissbildung werden die Fasern aktiviert und übertragen Zugkräfte über die Rissufer. Dies ist allerdings nur möglich, wenn sie genügend stark im Beton verankert sind. Während ein Normalbeton ohne Stahlfasern nach dem Erstriss spröde versagt, zeigt Stahlfaserbeton hier ein gänzlich anderes Tragverhalten (siehe Abb. 3-3).

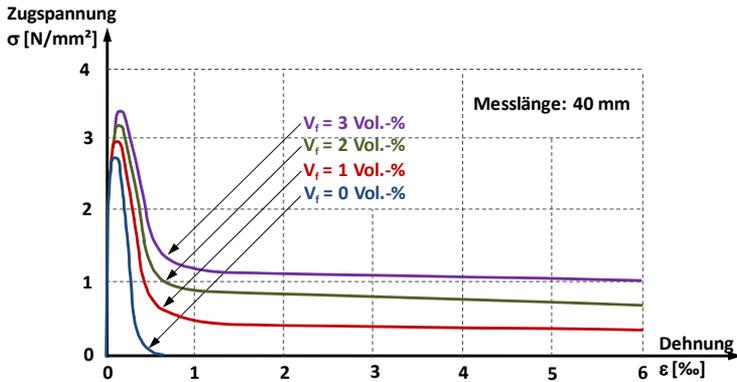


Abb. 3-3: Zugspannung in Abhängigkeit von der Dehnung (nach Maidl 1991)

Je nach Faserart und -volumen besitzt Stahlfaserbeton ein ausgeprägtes Tragverhalten nach der Rissbildung, das sogenannte Nachrissverhalten. Dieses verbessert sich mit zunehmendem Fasergehalt. Abb. 3-4 zeigt Last-Verformungslinien von Stahlfaserbeton-Biegebalkenversuchen mit unterschiedlichen Stahlfasergehalten.

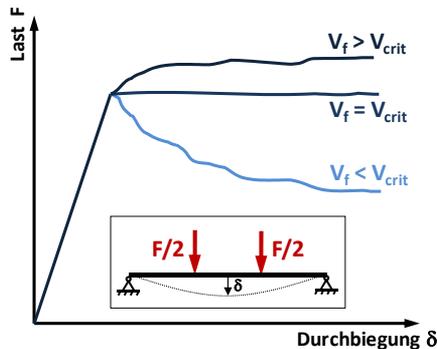


Abb. 3-4: Verformungsverhalten in Abhängigkeit vom Fasergehalt

Entspricht das Faservolumen dem kritischen Volumen V_{crit} , so kann die Kraft nach dem Aufreißen des Querschnitts gehalten werden. Für Fasergehalte, die unterhalb von V_{crit} liegen, fällt die Last nach dem Aufreißen je nach Fasergehalt deutlich ab. Liegt der Fasergehalt oberhalb von V_{crit} , kann die Last nach dem Reißen des Querschnitts gesteigert werden.

Das Nachrissverhalten bzw. das Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons hängt in hohem Maße von der Faserart und der Faserdosierung ab. Je größer die Faserschlankeit ($\lambda = L/d$) ist, desto höher ist ihre Leistungsfähigkeit. Jedoch sinkt mit steigender Faserschlankeit die Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Gerade Fasern mit Endverankerung (bspw. mit gekröpften Enden) mit einer Schlankheit zwischen 50 und 70 haben sich als sehr wirksam erwiesen. Ein Versagen kann sich durch langsames Herausziehen aus der Matrix bei gleichzeitigem Geradeziehen der gekröpften Enden oder durch Reißen einstellen. Es sollte jedoch darauf geachtet werden, dass sich die Faser herauszieht und nicht reißt, da sich so ein wesentlich

duktileres Versagensverhalten erreichen lässt. Bei den eigenen Versuchen mit dicken gewellten Fasern (TABIX 1.3/50) konnte beobachtet werden, dass die Fasern teilweise beim Herausziehen die Betonmatrix „zerschneiden“ bzw. abscheren, weshalb die Verbundeigenschaften bei dieser Faser im Bereich größerer Verformungen auch schlechter ausfallen, als bei Fasern mit gekröpften Enden.

Des Weiteren wird die Biegezugfestigkeit und respektive die zentrische Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons auch von der Betondruckfestigkeit beeinflusst. In *Alfes 2006* wird über diesen Zusammenhang berichtet. Hierzu wurden 115 Biegebalkenversuche mit verschiedenen Fasergehalten und Betondruckfestigkeiten ausgewertet. Untersucht wurden gewellte und gerade Fasern mit gekröpften Enden. In Abb. 3-5 ist der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die äquivalente Biegezugfestigkeit für verschiedene Fasergehalte dargestellt. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit ist bei größeren Fasergehalten (hier: 40 kg/m³) eine annähernd lineare Steigerung der Biegezugfestigkeit zu erkennen. Dies bedeutet, dass bei gleichbleibendem Fasergehalt durch die Steigerung der Betondruckfestigkeit eine höhere Faserbetonklasse bzw. Leistungsklasse erreicht werden kann. Bei den gewellten Fasern ist nur eine den geraden Fasern ähnliche Steigerung im Bereich kleiner Verformungen (Verformungsbereich I) zu erkennen. Für größere Verformungen (Verformungsbereich II) hingegen fällt die Steigerung durch eine Erhöhung der Betonfestigkeit kleiner aus. Dies liegt u. a. daran, dass die gewellte Faser bei größeren Verformungen kein so gutes Verbundverhalten mehr besitzt.

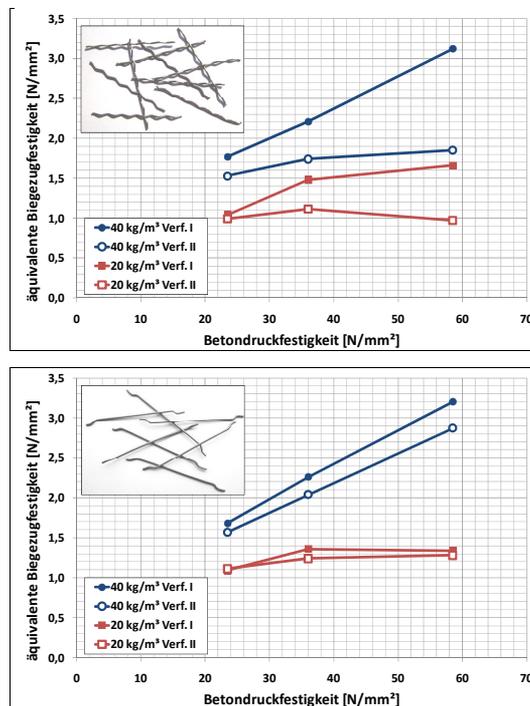


Abb. 3-5: Einfluss der Druckfestigkeit auf die Biegezugfestigkeit – oben: gewellte Fasern, unten: gerade Faser mit abgekröpften Enden (nach *Alfes 2006*)

3.3.4 Auswertung von Biegezugversuchen

Für die Berechnung von Stahlfaserbetonbauteilen ist die Kenntnis der Nachrisszugfestigkeit bzw. der äquivalenten Zugfestigkeit von zentraler Bedeutung. Die Ermittlung kann nach *DBV 2001* oder *DAfStb 2009* erfolgen. Die Prüfkörpergeometrie und der Versuchsaufbau sind bei beiden Regelwerken identisch (siehe Abb. 3-6). Die Prüfung erfolgt im weggeregelten Vierpunkt-Biegeversuch an 70 cm langen Balken mit einem Querschnitt von 15 x 15 cm.

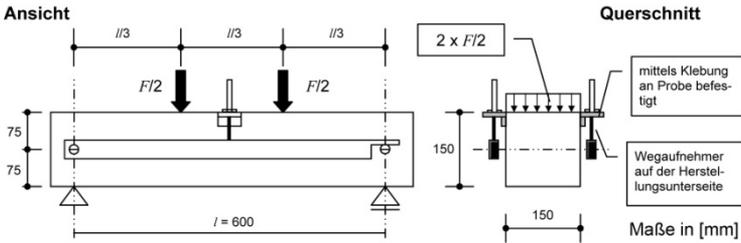


Abb. 3-6: Prüfkörpergeometrie und Versuchsaufbau nach *DBV 2001* und *DAfStb 2009*

Hinsichtlich der Auswertung der Versuche unterscheiden sich die beiden Regelwerke allerdings geringfügig.

Auswertung nach DBV-Merkblatt (*DBV 2001*)

Erst nach der Entstehung des Erstrisses werden die Fasern wirksam. Die Kraft im Riss wird dabei über die Faser übertragen. Bei den nach dem Merkblatt ermittelten Zugfestigkeiten handelt es sich um fiktive Spannungen, da diese auf den ungerissenen Betonquerschnitt bezogen werden. Diese werden im Merkblatt deshalb als äquivalente Zugfestigkeiten bzw. äquivalente Biegezugfestigkeiten bezeichnet. Die Ermittlung der Nachrisszugfestigkeiten erfolgt im Merkblatt über das Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons. Es werden zwei Arbeitsanteile unterschieden, welche additiv ein Gesamtarbeitsvermögen bilden: das Arbeitsvermögen des unbewehrten Betons und das der Fasern. Das Arbeitsvermögen der Fasern wird in die zwei Verformungsbereiche I und II aufgeteilt, deren Auswertung nach Abb. 3-7 erfolgt.

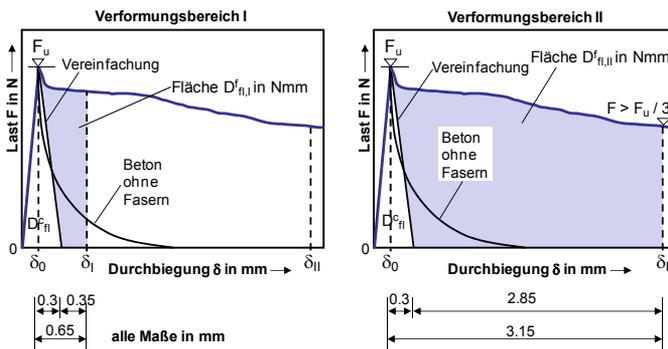


Abb. 3-7: Ermittlung des Arbeitsvermögens von Stahlfaserbeton (nach *DBV 2001*)

Der hyperbelförmig abfallende Ast einer unbewehrten Probe wird vereinfacht linear angenommen. Die schraffierten Flächen definieren das jeweilige Arbeitsvermögen in den Verformungsbereichen I und II. Dieses ergibt sich durch Integration der Fläche unter der Versuchskurve unter Beachtung der oben angegebenen Grenzen.

Aus der Auswertung des Arbeitsvermögens können die Werte der äquivalenten Biegezugfestigkeiten ermittelt werden und daraus die äquivalenten Zugfestigkeiten. Über diese so ermittelte äquivalente Zugfestigkeit kann der Stahlfaserbeton nun in Faserbetonklassen, die im Merkblatt kategorisiert sind, eingeteilt werden. Dies vereinfacht dem Planer die Nutzung des Stahlfaserbetons, da er sich bei seiner statischen Berechnung die benötigte Faserbetonklasse ermittelt und diese bei der Bezeichnung des Betons ergänzt. Als Beispiel sei hier ein C30/37 mit einer Faserbetonklasse von 1,0 im Verformungsbereich I und 0,8 im Verformungsbereich II mit der Expositionsklasse XC2 genannt, der wie folgt bezeichnet wird: C30/37 F1,0/0,8 XC2.

Der Betonhersteller ist nach einer Bestellung dazu verpflichtet, einen Beton zu liefern, der mindestens diesen vorgeschriebenen Eigenschaften genügt.

Auswertung nach dem Schlusssentwurf der DAfStb-Richtlinie (DAfStb 2009)

Der Versuch zur Bestimmung der Nachrisszugfestigkeiten verläuft nach der Richtlinie analog zu dem des Merkblattes. Die Probekörper, die Abmessungen und die Lastanordnung sind identisch. Kleine Detailpunkte während der Prüfung (z. B. die Belastungsgeschwindigkeit) sind unterschiedlich. Bei der Auswertung wird ein etwas anderer Weg als im Merkblatt beschrrieben. Hier werden nicht die Arbeitsanteile und daraus die äquivalenten Biegezugfestigkeiten berechnet, sondern direkt die gemessenen Kräfte an zwei verschiedenen definierten Verformungen zur Auswertung herangezogen. Die Stützwerte liegen bei einer Durchbiegung von $\delta_{L1} = 0,5$ mm für den Verformungsbereich 1 und bei $\delta_{L2} = 3,5$ mm für den Verformungsbereich 2 (vgl. Abb. 3-8).

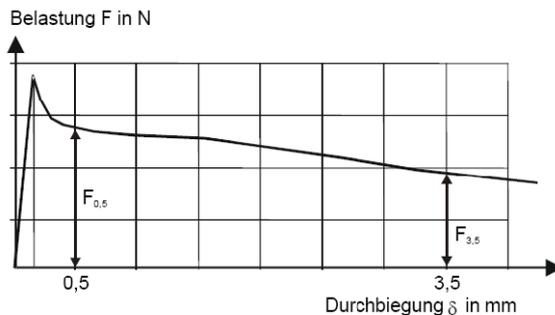


Abb. 3-8: Maßgebende Auswertungsstellen an der Last-Durchbiegungskurve (nach DAfStb 2009)

Bei jeder Probe ergeben sich so die Kräfte $F_{0,5}$ und $F_{3,5}$, mit denen die jeweilige Nachrissbiegezugfestigkeit der Probe im Verformungsbereich L1 und L2 ermittelt werden kann und daraus die Werte der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten. Die

Verformungsbereiche 1 und 2 repräsentieren auch hier –analog zum DBV-Merkblatt– die Bereiche für Gebrauchstauglichkeits- und Tragfähigkeitsnachweise. Anders als beim Merkblatt teilt die Richtlinie den Stahlfaserbeton in sogenannte Leistungsklassen ein. Entsprechend der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten im jeweiligen Verformungsbereich wird der Stahlfaserbeton in die Leistungsklassen L1 und L2 eingeordnet. Die Nomenklatur erfolgt analog zum Merkblatt, nur dass hier die Leistungsklassen angegeben werden (z. B. C30/37 L1,2/0,9 XC2).

3.3.5 Spannungs-Dehnungs-Linien von Stahlfaserbeton

Spannungs-Dehnungs-Linie im Druckbereich

Für die Bemessung werden die in Kapitel 3.3.2 genannten Effekte einer leichten Erhöhung der Druckfestigkeit und einer Vergrößerung der Duktilität nicht berücksichtigt. Sowohl *DBV 2001* als auch *DAfStb 2009* verweisen auf die in *DIN 1045-1 2008* angegebenen analytischen Beziehungen für Beton unter Druckbeanspruchung. Je nach Bemessungsverfahren wird die Spannungs-Dehnungslinie für nichtlineare Verfahren oder das Parabel-Rechteck-Diagramm verwendet.

Spannungs-Dehnungs-Linie im Zugbereich

Die Spannungs-Dehnungs-Linien im Zugbereich unterscheiden sich in DBV-Merkblatt und DAfStb-Richtlinie. Grundsätzlich werden – wie auch im Druckbereich – unterschiedliche Kurven für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und für nichtlineare Verfahren sowie für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gegeben.

DBV-Merkblatt

Im DBV-Merkblatt liegen für die Nachweise die in Abb. 3-9 und Abb. 3-10 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linien zugrunde. Für nichtlineare Verfahren und Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kommt die Spannungs-Dehnungslinie nach Abb. 3-9 zur Anwendung.

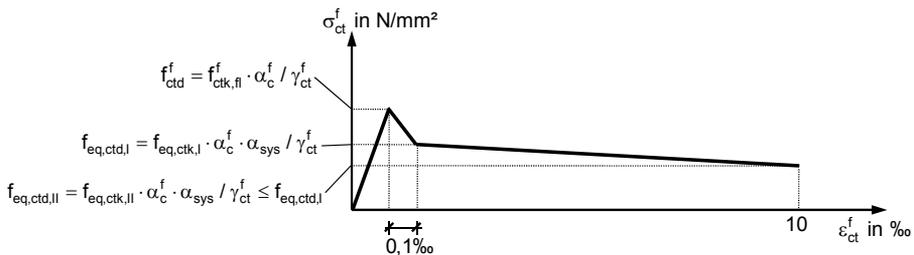


Abb. 3-9: Spannungs-Dehnungslinie im gezogenen Bereich für nichtlineare Verfahren und für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (nach *DBV 2001*)

Für die Querschnittsbemessung ist die bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Abb. 3-10 zu verwenden.

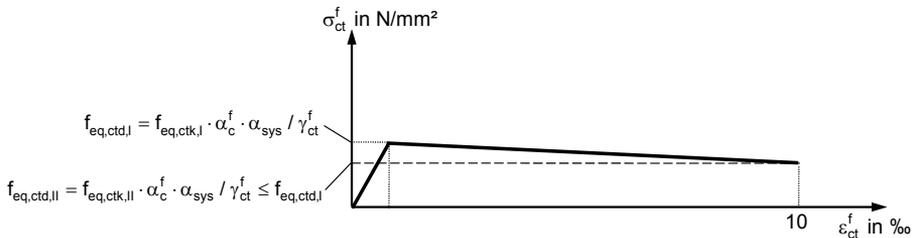


Abb. 3-10: Bilineare Spannungs-Dehnungslinie im gezogenen Bereich für die Querschnittsbemessung (nach DBV 2001)

Alternativ darf für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit auch vereinfacht ein Spannungsblock angesetzt werden (gestrichelte Linie in Abb. 3-10). Die in den Abbildungen angegebenen Formeln werden als bekannt vorausgesetzt und an dieser Stelle nicht weiter erläutert. Der Beiwert α_{sys} berücksichtigt die geometrischen Abweichungen zwischen Probekörper nach DBV-Merkblatt und realem Bauteil. Mit dem Faktor α_c^f wird der Einfluss von Dauerlasten berücksichtigt. Nach dem Merkblatt besitzt er unabhängig von Druck- oder Zugbeanspruchung den Wert 0,85. Auf das Verhalten von Stahlfaserbeton unter Dauerbelastung wird in Kapitel 3.3.8 näher eingegangen. Die Grenzdehnung auf der Zugseite ist auf 10 ‰ limitiert. Es darf allerdings eine Dehnung von 25 ‰ angesetzt werden, sofern die Biegebalkenprüfungen bis zu einer Durchbiegung von 3,5 mm ausgewertet werden.

Bei der Bemessung wird die Geometrie des Bauteils zusätzlich durch einen Faktor κ_v berücksichtigt, mit dem der charakteristische Wert der Nachrisszugfestigkeit ggf. abgemindert wird. Für flächenhafte Bauteile ($b > 5h$) erfolgt keine Abminderung, bei stabförmigen Bauteilen ($b \leq 5h$) wird κ_v in Abhängigkeit vom vorliegenden Variationskoeffizienten der Versuchsserie zur Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit berechnet.

DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“

Im Gegensatz zum Merkblatt ist die Grenzdehnung auf der Zugseite ohne Einschränkung zu 25 ‰ festgesetzt, um eine Konformität mit *DIN 1045-1 2008* herzustellen. Für die Schnittgrößenermittlung und die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit ist die trilineare Spannungs-Dehnungslinie nach Abb. 3-11 zu verwenden. Bei nichtlinearen Verfahren und bei genauen Verformungsberechnungen ist der lineare Verlauf bis zu der mittleren zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} zu berücksichtigen, für grobe Verformungsrechnungen darf der lineare Verlauf unberücksichtigt bleiben. Im Unterschied zum Merkblatt sind hier keine Beiwerte zur Berücksichtigung des Dauerstandverhaltens zu berücksichtigen; es wird mit den Mittelwerten der Baustofffestigkeiten gearbeitet.

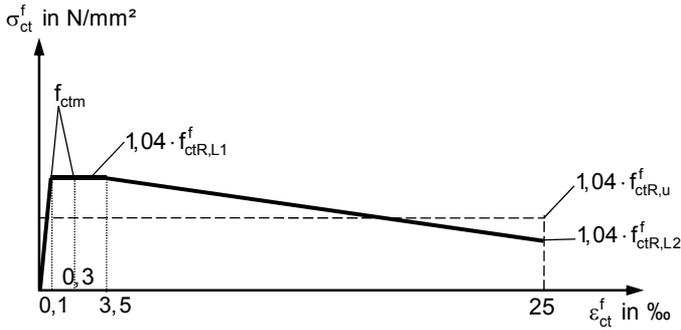


Abb. 3-11: Spannungs-Dehnungslinie im gezogenen Bereich für die Schnittkraft- und Verformungsermittlung bei nichtlinearen Verfahren (nach DAfStb 2009)

Für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Spannungs-Dehnungslinie nach Abb. 3-12 verwendet. Auch hier darf alternativ vereinfacht mit einem Spannungsblock (gestrichelte Linie) gearbeitet werden.

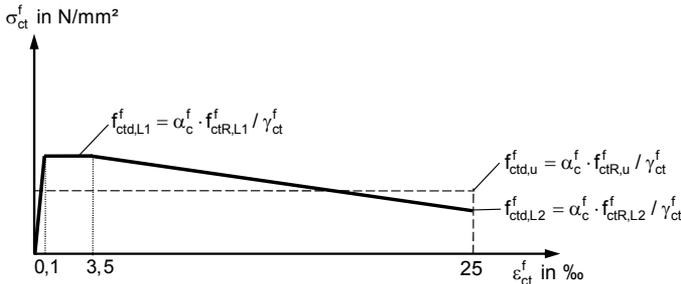


Abb. 3-12: Spannungs-Dehnungslinie im gezogenen Bereich für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (nach DAfStb 2009)

3.3.6 Biegung mit oder ohne Längskraft

Bei Biegung mit oder ohne Längskraft darf die Ermittlung der Spannungen und Dehnungen entsprechend DBV 2001 nach Abb. 3-13 erfolgen. Die Dehnungsverteilung erfolgt unter Berücksichtigung der Bernoulli-Hypothese (Ebenbleiben der Querschnitte). In Abhängigkeit von der Expositionsklasse muss eine Ausfallschicht Δh berücksichtigt werden. Die in Abb. 3-13 dargestellte Spannungsverteilung kann sowohl für reinen Stahlfaserbeton als auch für stahlfaserverstärkten Stahlbeton angewendet werden.

Die Dehnungen dürfen bis $\epsilon_s = \epsilon_{ct}^f = 25 \text{ ‰}$ ausgenutzt werden, wenn die zugehörigen Festigkeitswerte aus Versuchen nach DBV 2001, Abschnitt 12.7 bei einer Durchbiegung von 3,5 mm ermittelt wurden.

Die Spannungsverteilung nach der DAfStb-Richtlinie ist mit der hier abgebildeten fast identisch. Der einzige Unterschied liegt in der zulässigen Grenzdehnung, die dort aus Konformitätsgründen zur DIN 1045-1 zu 25 ‰ festgesetzt ist. Des Weiteren ist nach der Richtlinie keine Ausfallschicht Δh anzusetzen. Bei Untersuchungen wurde

festgestellt, dass eine Karbonatisierung nur in den ersten 1-2 mm des Querschnittes auftritt, weshalb die sehr konservativ angesetzte Ausfallschicht des DBV-Merkblattes hier nicht übernommen wurde.

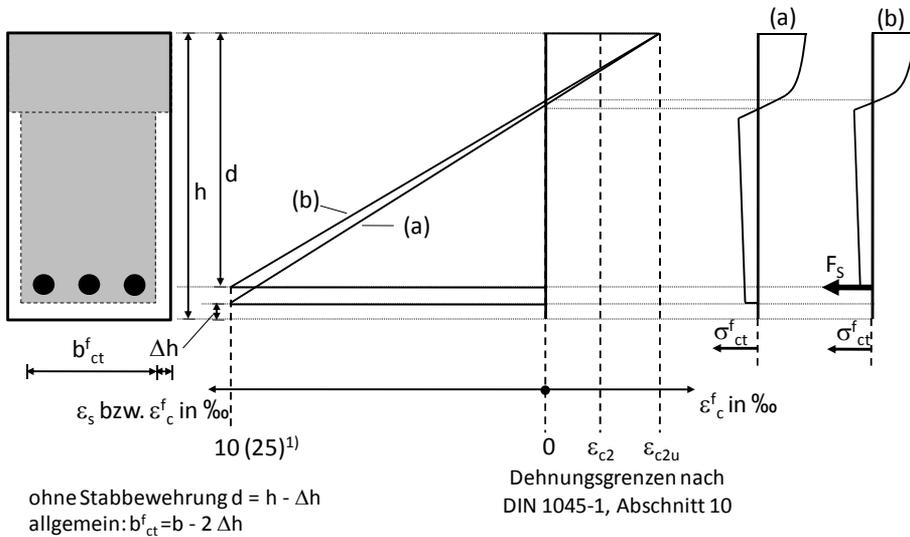


Abb. 3-13: Ermittlung der Spannungen und Dehnungen für Stahlfaserbeton nach DBV 2001

(a) ohne Stabbewehrung

(b) mit Stabbewehrung

Der Grenzzustand der Biegetragfähigkeit gilt als erreicht, wenn die kritische Dehnung des Stahlfaserbetons ($\epsilon_{ct,u}^f$), der Betonstahlbewehrung ($\epsilon_{s,u}$) oder des Betons ($\epsilon_{c2,u}$) erreicht wird oder am Gesamtsystem der Zustand des indifferenten Gleichgewichtes auftritt. Die Stabilisierung des Systems durch den Ansatz der Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons ist dabei nicht zulässig.

3.3.7 Querkrafttragverhalten von Stahlfaserbeton

Nach *DBV 2001* werden Bauteile aus Stahlfaserbeton generell als Bauteile mit Querkraftbewehrung eingestuft. Durch die Zugabe von Stahlfasern kann die Querkrafttragfähigkeit deutlich erhöht werden. In den letzten Jahren wurden zahlreiche Untersuchungen durchgeführt, um die Querkrafttragfähigkeit von Stahlfaserbetonbauteilen oder stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteilen zu erforschen. Von der Vorgehensweise wird dem Stahlfaserbeton bzw. den Stahlfasern ein Traganteil an der Querkrafttragfähigkeit zugewiesen. Aus den Untersuchungen resultieren zahlreiche Ansätze, die meistens empirisch hergeleitet wurden. Darüber hinaus gibt es Ansätze, die auf der Grundlage von Fachwerkmodellen beruhen. Einen guten Überblick gibt *Rosenbusch 2004b*. Im Folgenden werden die Ansätze, die in *DBV 2001* und *DAfStb 2009* implementiert sind, beschrieben.

Ansatz nach DBV-Merkblatt (*DBV 2001*)

Das im DBV-Merkblatt eingearbeitete Verfahren stellt im Wesentlichen eine Weiterentwicklung und Anpassung des empirischen Ansatzes nach *Rilem 2000* dar. Es erfolgte eine Anpassung an DIN 1045-1.

Dem Stahlfaserbeton wird ein Traganteil $V_{Rd,c}^f$ an der Querkrafttragfähigkeit zugewiesen. Für die Bestimmung dieses Traganteils wird unter Zuhilfenahme des Rilem-Ansatzes ein äquivalenter Querkraftbewehrungsgrad $\rho_{w,c}^f$ eingeführt. Dieser berechnet sich nach Gleichung (3.1), wobei die Geometrie und die Bauteilhöhe über die Faktoren k_f und k_d Berücksichtigung finden (Abb. 3-14).

$$\rho_{w,c}^f = 0,12 \cdot k_f \cdot k_d \cdot f_{eq,ctk,II} / (0,37 \cdot f_{yd} \cdot 0,9) \quad (3.1)$$

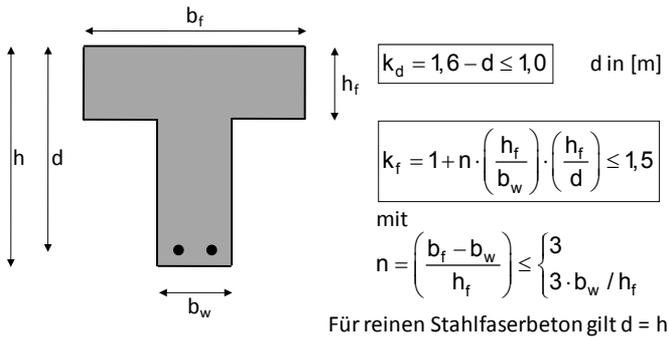


Abb. 3-14: Ermittlung der Faktoren k_d und k_f (nach *DBV 2001*)

Dieser so ermittelte Traganteil des Faserbetons wird zu dem Anteil aus sonstiger vorhandener Querkraftbewehrung $\rho_{w,y}$ in Form von Bügeln oder aufgebogenen Bewehrungsstäben – sofern vorhanden – addiert und so ergibt sich ein Gesamtquerkraftbewehrungsgrad von

$$\rho_w^V = \rho_{w,c}^f + \rho_{w,y} \quad (3.2)$$

Für den Nachweis nach DBV-Merkblatt werden zwei Bereiche unterschieden: Bereich A und Bereich B (Abb. 3-15). Bereich A entspricht dem Bereich nach DIN 1045-1, in dem rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich ist ($\rho_w^V < \min \rho_w$). Die Anpassung an DIN 1045-1 erfolgte derart, dass der Rissreibrungsanteil mit steigendem Fasergehalt linear bis zum Mindestbewehrungsgrad nach DIN 1045-1 ansteigt. Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,A}$ im Bereich A ergibt sich als Summe aus $V_{Rd,A,Sy}$ und $V_{Rd,c,\rho}$. Für die Bestimmung des Traganteiles $V_{Rd,A,Sy}$ wird ein Fachwerk mit 45°-Druckstrebenneigung angesetzt. Der Traganteil des Betonquerschnittes mit Querkraftbewehrung $V_{Rd,c,\rho}$ stellt einen linearen Übergang zwischen Betontraganteil $V_{Rd,ct}$ und Rissreibrungsanteil $V_{Rd,c}$ dar (Abb. 3-15) und wird nach Gleichung (3.3) berechnet.

$$V_{Rd,c,\rho} = (V_{Rd,c} - V_{Rd,ct}) \cdot \rho_w^V / \min \rho_w + V_{Rd,ct} \quad (3.3)$$

mit: $V_{Rd,c}$ = Querkrafttraganteil des Betonquerschnittes mit Querkraftbewehrung (Rissreibrungsanteil) entsprechend DIN 1045-1

$V_{Rd,ct}$ = Betontraganteil nach DIN 1045-1

$\min \rho_w$ = Mindestquerkraftbewehrungsgrad nach DIN 1045-1

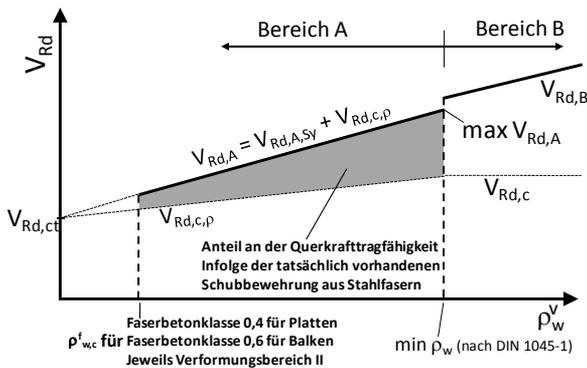


Abb. 3-15: Qualitativer Zusammenhang zwischen Querkrafttragfähigkeit und Querkraftbewehrungsgrad nach DBV-Merkblatt (DBV 2001)

Der Nachweis im Bereich B ($\rho_w^V > \min \rho_w$) wird mittels eines Fachwerkmodelles mit veränderlicher Druckstrebenneigung und unter Berücksichtigung der Rissreibung nach Gleichung (3.4) bestimmt.

$$V_{Rd,B} = \rho_w^V \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta \quad (3.4)$$

Der Nachweis erfolgt analog zu DIN 1045-1. Der Querkraftbewehrungsgrad ρ_w^V berechnet sich nach Gleichung (3.2).

Die Ermittlung der Druckstreben­tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ erfolgt nach den Regeln für übliche Massivbauteile nach DIN 1045-1 2008.

Ansatz nach dem Schlusssentwurf der DAfStb-Richtlinie (DAfStb 2009)

Bei dem im Richtlinienentwurf eingearbeiteten Ansatz wird dem Stahlfaserbeton analog zum Merkblatt ebenfalls ein eigener Traganteil zugewiesen. Die Richtlinie unterscheidet – wie auch DIN 1045-1 – Bauteile ohne und mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung.

Für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung berechnet sich der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3.5) zu

$$V_{Rd,ct}^f = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} \quad (3.5)$$

wobei der standardmäßig in DIN 1045-1 vorhandene Traganteil $V_{Rd,ct}$ um den der Fasern $V_{Rd,cf}$ erweitert wird. Nach DAfStb 2009 berechnet er sich zu:

$$V_{Rd,cf} = \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f \cdot b_w \cdot h}{\gamma_{ct}^f} \quad (3.6)$$

Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung wird die in DIN 1045-1 angegebene Formel um den Traganteil des Stahlfaserbetons ergänzt. Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse einschließlich Stahlfasern berechnet sich zu:

$$V_{Rd,sy}^f = V_{Rd,sy} + V_{Rd,cf} \leq V_{Rd,max} \quad (3.7)$$

3.3.8 Dauerstandverhalten von Stahlfaserbeton

Sowohl im DBV-Merkblatt als auch in der DAfStb-Richtlinie ist für Stahlfaserbeton unter Dauerlastbeanspruchung analog zum Normalbeton ein Abminderungswert von 0,85 angegeben. Dieser Wert ist unabhängig davon, ob es sich um die Zug- oder die Druckseite des Betons handelt, anzusetzen. Das Dauerstandverhalten von Faserbetonen wird in der Fachwelt kontrovers diskutiert. Des Öfteren wird das Langzeitverhalten von Faserbetonen nicht genügend differenziert und das Verhalten von Stahlfaserbeton wird dem von kunststoffaserbewehrtem Beton gleichgesetzt. Dabei zeigen beide Faserbetone ein gänzlich unterschiedliches Verhalten. Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über die Thematik des Dauerstandverhaltens unter Zugbeanspruchung gegeben.

Zum Dauerstandverhalten von Beton unter Druckbeanspruchung gibt es zahlreiche Untersuchungen. Nach *Zilch 2006* liegen die Dauerstandfestigkeiten von Beton unter Druckbeanspruchung meist im Bereich zwischen $0,65 - 0,85 \cdot f_{cm}$ und weisen beachtliche Streuungen auf. Der in den Normen (DIN 1045-1 o. EC2) angegebene Wert von 0,85 berücksichtigt die zunehmende Festigkeitsminderung durch die Entstehung von Mikrorissen im Beton unter Dauerbelastung.

Zum Dauerstandverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung gibt es nur sehr wenige Untersuchungen. Zu nennen sind hier *Reinhardt 1985*, *Al Kubaisy 1975* und *Kordina 2000*. In deren Versuchen wurde festgestellt, dass die Zugfestigkeit von

Beton bei langandauernden Lasten rasch abfällt. So betrug die Dauerstandfestigkeit nach kurzer Zeit teilweise nur noch 0,6 – 0,7·f_{ct}. Auch *König 2003* berichtet von Versuchen bei denen die Zugfestigkeit um bis zu 40 % abnimmt. Hierbei handelt es sich allerdings um Untersuchungen bei denen die zentrische Dauerstandzugfestigkeit bestimmt wurde. In *Krüger 2002* und *Krüger 2006* wird von Versuchen an exzentrisch beanspruchten zylindrischen Probekörpern berichtet. Es wurden Dauerstandzugversuche mit Exzentrizitäten im Bereich von e/d = 0 bis e/d = 0,5 durchgeführt. Hier konnte festgestellt werden, dass die Dauerstandzugfestigkeit mit wachsender Exzentrizität ansteigt. In Abb. 3-16 ist der zeitliche Verlauf der Dauerfestigkeit dargestellt.

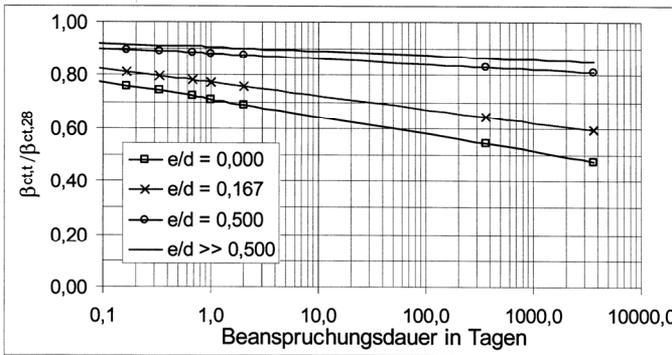


Abb. 3-16: Zeitlicher Verlauf der Dauerstandzugfestigkeit für unterschiedliche e/d-Verhältnisse (aus *Krüger 2006*)

Bei den Proben mit e/d = 0,5 wurde eine Dauerstandzugfestigkeit von 83 % der Kurzzeitfestigkeit erreicht. Für überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile liegt das e/d-Verhältnis weit über 0,5. *Krüger* beschreibt die zeitliche Entwicklung der Dauerstandzugfestigkeit von überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit Gleichung (3.8), wobei t die Belastungsdauer in Sekunden ist:

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} = -0,015 \cdot \log t + 0,98 \quad (3.8)$$

Für Stahlbetonbauteile, die im Grenzzustand bemessen werden, spielt der Dauerstandfaktor auf der Zugseite normalerweise eine untergeordnete Rolle, da die Zugfestigkeit des Betons bei der Bemessung vernachlässigt wird. Für reinen Stahlfaserbeton hingegen ist der Einfluss einer Zugfestigkeitsreduzierung unter Dauerlast allerdings relevant. Der im Merkblatt und in der Richtlinie angegebene Dauerstandfaktor von 0,85 auf der Zugseite wurde nach *Falkner 2002b* in Ermangelung genauerer Untersuchungen gewählt. Zur Überprüfung des Tragverhaltens unter Dauerbeanspruchung wurden bis heute einige Untersuchungen durchgeführt. Zu nennen sind hier *Hiebl 1986*, *Gossla 2000*, *Falkner 2002b*, *Lambrechts 2005*, *Riese 2006*, *Bast 2007* und *Bekaert 2008*.

Hiebl untersuchte das Tragverhalten von stahlfaserbewehrten Kanalrohren. Ein Teil seiner Untersuchungen widmet sich dem Langzeitverhalten. Hier wurden die Schwellfestigkeit und Dauerstandfestigkeit näher beleuchtet. Die untersuchten Rohre hatten einen Durchmesser von 800 mm und Fasergehalte von 25 und 40 kg/m³. In

den Versuchen wurde je nach Fasergehalt ein Dauerstandbeiwert von 0,80 bis 0,83 erreicht, wobei erwähnt werden muss, dass *Hiebl* das Dauerstandverhalten aus der Schwellfestigkeit ableitet. Dazu wurden zyklische Lastwechsel zwischen Ober- und Unterlast durchgeführt.

Auch *Gossla* schätzte das Dauerstandverhalten mittels Schwelllastversuchen an Biegebalken nach DBV-Merkblatt ab. Er belastete sie bis zu einer Mittendurchbiegung von 2 mm und führte anschließend 100.000 Lastwechsel durch, wobei die Oberlast der Gebrauchslast entsprach. Im Anschluss an die zyklische Belastung wurde der Versuchskörper weggeregelt bis zum Bruch weiterbelastet. Nach der Schwellbelastung war ein Lastabfall von etwa 30 % gegenüber den Werten vor der Beanspruchung zu beobachten. Er erläutert, dass die Schwelllastversuche nur zur näherungsweise Abschätzung der Dauerstandfestigkeit von Stahlfaserbeton angesehen werden können und schlägt aufgrund seiner Ergebnisse einen Dauerstandbeiwert von 0,8 vor.

Falkner beschreitet zur Untersuchung der Problematik einen anderen Weg. In einem vom Deutschen Beton- und Bautechnikverein (DBV) und von der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) geförderten Forschungsprojekt (*Falkner 2002a*) wurden Relaxationsversuche an großformatigen Baukörpern durchgeführt. Es zeigte sich, dass zwischen dem Kurzzeit- und Langzeitverhalten des Stahlfaserbetons erhebliche Unterschiede bestehen. Untersucht wurden Versuchskörper mit unterschiedlichen Höhen (15 und 35 cm) sowie verschiedene Faserabmessungen und -typen (Stahl- und Spanfaser). Die Versuche wurden als Einfeldträger mit Kragarm durchgeführt. Es wurden drei verschiedene Rissweiten angefahren (0,25 mm, 1,5 mm und 3 mm) und konstant gehalten. Dabei wurde die Lastabnahme aufgezeichnet und der Versuch wurde beendet, nachdem kein signifikanter Lastabfall mehr zu beobachten war. Dieser Zeitpunkt stellte sich nach etwa vier Wochen ein. Der Ablauf der Versuche ist in Abb. 3-17 dargestellt.

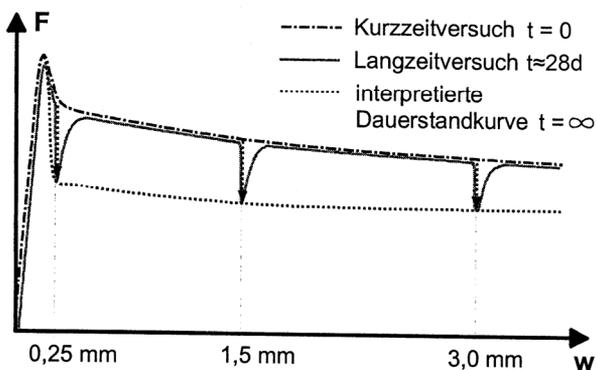


Abb. 3-17: Ablauf der Relaxationsversuche (*Falkner 2002a*)

In den Langzeitversuchen von *Falkner* zeigte sich, dass die aufnehmbare Spannung im Bereich der Rissbreiten $w = 0,25$ mm und $w = 3$ mm nahezu konstant ist. Die Höhe der aufnehmbaren Spannungen unter Langzeitbeanspruchung beträgt bei kleinen Rissbreiten ($w = 0,5$ mm) etwa 50 % und bei größeren Rissweiten

($w = 3 \text{ mm}$) etwa 70 – 80 % der Werte der Kurzzeitfestigkeit. Nach dem Wiederbelasten zur Ansteuerung der nächsten Rissbreite wurde das Niveau der Kurzzeitbeanspruchung wieder erreicht. Dies konnte auch in den eigenen Versuchen des Verfassers beobachtet werden. Während der Messungen der Dehnungen und Rissweiten bei den einzelnen Lastschritten fiel die Last immer asymptotisch ab (vgl. hierzu auch Kapitel 4.6). Nach der Wiederbelastung zur Ansteuerung des nächsten Lastniveaus wurde jedoch direkt wieder der ursprüngliche Lastwert erreicht. Nach *Falkner* kann der Versagenszustand als Folge von Kurzzeitbeanspruchungen angesehen werden. Er schlägt vor, die Abminderung infolge einer Langzeitbeanspruchung nur für kleine Rissweiten, also für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit, zu fordern. Hierzu wird ein Abminderungsfaktor von 0,5 vorgeschlagen.

Die in *Falkner 2002b* beschriebenen Relaxationsversuche eignen sich allerdings nach Meinung des Verfassers nicht, um das Dauerstandverhalten zu untersuchen. Vielmehr muss die Last konstant gehalten werden und der Zuwachs der Rissweiten gemessen werden.

Dieser Weg wurde in einer von Bekaert finanzierten Versuchsreihe beschriftet, die in *Lambrechts 2005* vorgestellt wird. Hier werden sowohl stahlfaserbewehrte (Fasergehalt: 20 kg/m^3 , gerade Faser mit gekröpften Endhaken) als auch kunststofffaserbewehrte Biegeversuche auf ihr Langzeitverhalten untersucht. Dazu wurden Biegebalken statisch bis zu einer Mittendurchbiegung von 5 mm belastet und danach in einen Langzeitversuchsstand eingebaut. Dort wurde eine residuale Spannung von 50 % der Spannung, die sich bei einer Durchbiegung von 5 mm ergab, als Langzeitbeanspruchung aufgebracht und die daraus resultierenden Verformungen über die Zeit gemessen. In Abb. 3-18 sind die über einen Zeitraum von einem Jahr gemessenen Verformungen dargestellt.

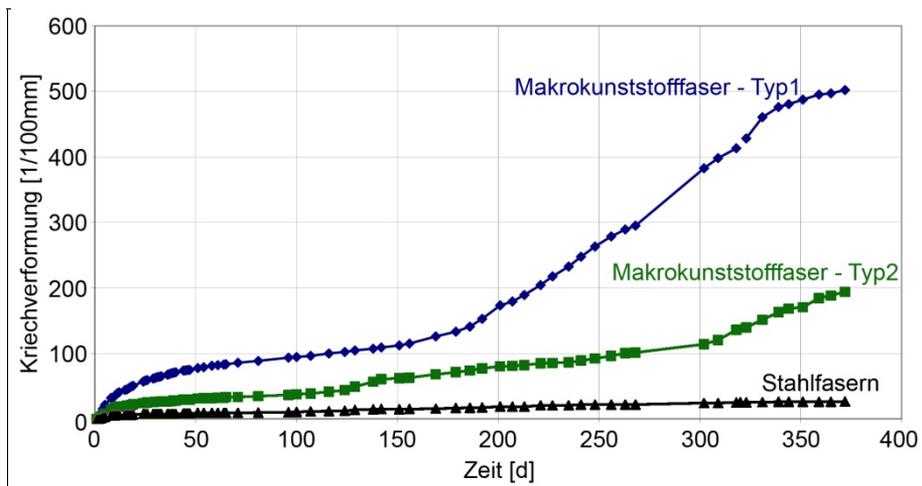


Abb. 3-18: Dauerstanduntersuchungen von Bekaert (nach *Lambrechts 2005*)

Deutlich zu erkennen ist, dass sich die Stahlfasern kaum verändern und asymptotisch einem Endwert entgegen streben. Konträr ist das Verhalten der Kunststofffasern. Sie zeigen zwischen 7 bis 20-fach größere Kriechverformungen,

welche progressiv zunehmen. Dies zeigt, dass die eingesetzten Kunststofffasern kein geeignetes Dauerstandverhalten besitzen. Die Verformungen des Stahlfaserbetons werden u. a. auch durch die Kriechverformung der Betondruckzone hervorgerufen. Das Projekt wurde weiter fortgeführt. In *Bekaert 2008* werden die Zwischenergebnisse vom Juni 2008 vorgestellt (Abb. 3-19). Nach mittlerweile über vier Jahren Versuchsdauer haben einige der kunststofffaserbewehrten Balken versagt. Die Verformungen des Stahlfaserbetons ändern sich nicht mehr nennenswert. Anders ist das Verhalten der Kunststofffasern. Deren Kriechverformungen streben nicht asymptotisch einem Endwert entgegen. Nach 1600 Tagen nehmen deren Verformungen die 10 bis 30-fachen Werte der Stahlfaserbetonbalken an. Bei den stahlfaserbewehrten Versuchen wurde ein Fasergehalt von nur 20 kg/m^3 eingesetzt. Bei höherer Faserdosierung dürfte sich das Verhalten noch verbessern.

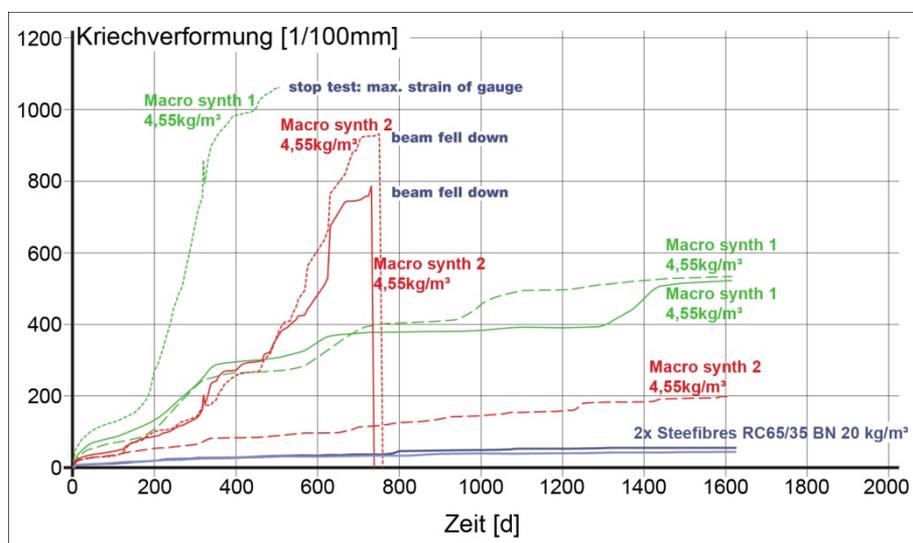


Abb. 3-19: Dauerstandversuch von Bekaert (nach *Bekaert 2008*)

In *Riese 2006* wird über Dauerstandversuche an Elementplatten mit Stahlfaseraufbeton berichtet. Hier wurde ein Stahlfaserbeton mit einem Fasergehalt von 40 kg/m^3 (gerade Faser mit gekröpften Endhaken) verwendet. Die Versuche wurden im Rahmen eines Zulassungsverfahrens für ein Deckensystem, das aus Elementplatten mit Stahlfaseraufbeton besteht, durchgeführt. Es wurden zwei Versuche an 12 cm dicken Platten und ein Versuch an einer 26 cm dicken Decke durchgeführt. Im Vorfeld der Versuche wurde das Bemessungsstützmoment der Decken unter Ansatz der im Zulassungsverfahren gegebenen Abmessungen und Belastungen (übliche Belastung für Decken im Wohnungsbau) berechnet. Für die Durchführung wurden zwei unterschiedliche Vorgehensweisen gewählt. Die Versuche an den 12 cm dicken Decken wurden mit ihrem berechneten Bemessungsmoment belastet. Danach wurde die Last für einige Stunden stehen gelassen und fiel in diesem Zeitraum leicht ab. Danach wurde die Last nochmals auf den Ursprungswert nachgeregelt. Da die Last weiterhin leicht abfiel, wurde nach zwei Tagen nochmals nachgespannt. Da nach Angaben von *Riese* ein Gitterträger in der

Zugzone angeordnet war, erhöhte man nach 26 Tagen das Lastniveau auf ein Bemessungsmoment vom Stahlfaserbetonquerschnitt unter Berücksichtigung der Tragwirkung des Gitterträgers und ließ die Last für 137 Tage ohne weitere Nachregelung stehen. Nach Beendigung der Versuche war bei der ersten Decke ein Abfall von etwa 7 % und bei der zweiten von etwa 5 % zu verzeichnen. Diese beiden Versuche eignen sich nach Auffassung des Autors allerdings nicht, um das Dauerstandverhalten hinreichend zu beurteilen, da es sich hier um einen durch konventionelle Bewehrung verstärkten Stahlfaserbetonquerschnitt handelte. Im Gegensatz dazu bestand die Zugzone des 26 cm dicken Versuchskörpers aus reinem Stahlfaserbeton ohne Gitterträger. Hier wurde ein anderes Vorgehen gewählt. Der Körper wurde angerissen und danach wurde ein Bemessungs-Stützmoment, das gemäß den Belastungs- und Systemangaben des Zulassungsantrages berechnet wurde, aufgebracht. Dieser Wert wurde für 152 Tage konstant gehalten. Anfangs musste öfter nachgeregelt werden, dann nur noch einmal pro Tag und am Ende war kein nennenswerter Lastabfall mehr feststellbar. In den Versuchen konnte erkannt werden, dass die Risse, die Dehnungen und die Durchbiegungen unter Dauerbelastung nicht progressiv ansteigen. Es ist davon auszugehen, dass sich ein statisch unbestimmtes System aufgrund seiner Umlagerungsmöglichkeiten hier noch günstiger verhält. *Riese* stellte fest, dass der zeitliche Verlauf der gemessenen Dehnungen größtenteils mit dem Verlauf von Kriechverformungen übereinstimmt (Abb. 3-20). Um beide Verläufe miteinander vergleichen zu können wurden diese normiert. *Riese* erläutert, dass die Verformungszunahme unter Dauerlast aus den Kriecheinflüssen verursacht wird. Hierzu nennt sie das Kriechen der Betondruckzone und das Verbundkriechen der im Beton verankerten gekröpften Enden der Fasern. Bei den Versuchen konnte nicht beobachtet werden, dass die Verformungen durch ein Herausziehen der Fasern aus der Matrix progressiv zunahmen. Vielmehr streben sie asymptotisch einem Endwert entgegen.

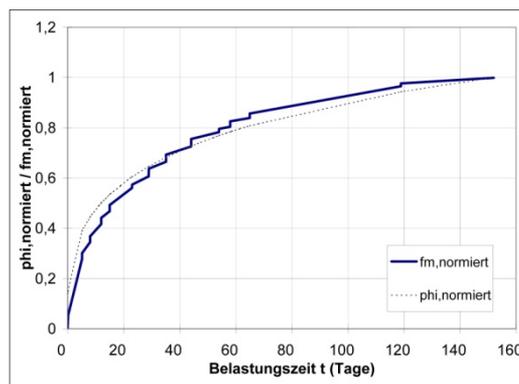


Abb. 3-20: Gegenüberstellung der normierten Kriechfunktion mit der normierten gemessenen Durchbiegungsfunktion (aus *Riese 2006*)

In einer Diplomarbeit an der Fachhochschule Regensburg (*Bast 2007*) wurde ebenfalls die Thematik des Dauerstandverhaltens von biegebeanspruchten Versuchskörpern untersucht. Auch hier standen sowohl Kunststoff- als auch Stahlfasern (gerade Faser mit gekröpften Endhaken, Bezeichnung in Abb. 3-21: „Krampe 6“) im Mittelpunkt der Untersuchungen. Das Vorgehen ist ähnlich wie bei

den Bekaert-Versuchen. Die Balken wurden bis zu einer Durchbiegung von 1,75 mm belastet und danach in den Langzeitversuchsstand eingebaut. In den ersten Tagen wurde 47 % der Reststandfestigkeit aufgebracht, danach wurde dieser Wert auf 60 % erhöht. Der Stahlfasergehalt betrug 30 kg/m³. Auch hier zeigt sich das positive Langzeitverhalten des Stahlfaserbetons im Vergleich zu den Kunststofffasern (Abb. 3-21).

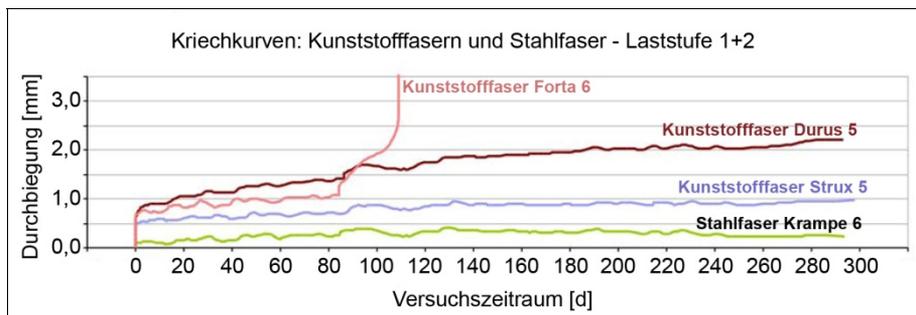


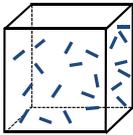
Abb. 3-21: Dauerstandversuch – FH Regensburg (nach Bast 2007)

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass biegebeanspruchte Bauteile aus Stahlfaserbeton unter Dauerlast keine progressiven Verformungszuwächse zeigen, vielmehr streben die Kriechverformungen einem Endwert entgegen. Der Bruchzustand kann als Folge von Kurzzeitzuständen angesehen werden. Für die Funktionsweise des in dieser Arbeit vorgestellten stahlfaserbewehrten Verbunddeckensystems wird ein leistungsfähiger Stahlfaserbeton benötigt. Dessen Herstellung bedingt die Verwendung geeigneter leistungsfähiger Fasern und einer abgestimmten Betonmischung. Die eingesetzten Fasern besitzen ein gutes Verankerungsverhalten. Auch unter langandauernder Belastung verlieren diese leistungsfähigen Fasern nicht ihr Verankerungsvermögen. Der für die Berücksichtigung von Dauerlasten in *DBV 2001* vorgeschlagene Wert von 0,85 wird vom Verfasser als ausreichend erachtet und sowohl im Zug- als auch im Druckbereich angesetzt.

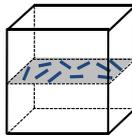
3.4 Faserorientierung und Maßstabeffekt

3.4.1 Allgemeines

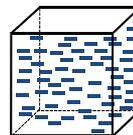
Die Faserorientierung beeinflusst das Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Die Wirksamkeit einer Einzelfaser hängt stark von ihrer Orientierung ab. Treten die Hauptzugspannungen in Längsrichtung der Faser auf, so kann die Faser die beste Leistung erzielen, senkrecht dazu ist sie weitgehend wirkungslos. Die Faserausrichtung im Frischbeton wird stark von der Betonzusammensetzung (Konsistenz, Fasergehalt), der Faserart (Geometrie, Schlankheit, Länge), der Bauteilgeometrie, der Verdichtung sowie der Betonierrichtung beeinflusst. Abb. 3-22 zeigt mögliche Faserverteilungen im Beton.



dreidimensionale Faserausrichtung (Fasern nach Richtung und Ausrichtung räumlich gleichmäßig verteilt, Regelfall)



zweidimensionale Faserausrichtung (Fasern in unterschiedlicher Richtung überwiegend in einer Ebene verteilt, z.B. Faserspritzbeton)



eindimensionale Faserausrichtung (Fasern einachsrig ausgerichtet und über den Querschnitt gleichmäßig verteilt, z.B. stranggepresste Betonwaren)

Abb. 3-22: Ausrichtung von Fasern im Beton (nach *Grunert 2006*)

Im Regelfall sind die Fasern im Inneren des Bauteils dreidimensional verteilt, sodass von einem isotropen Baustoffverhalten ausgegangen werden kann. An den Rändern kommt es durch Ausrichten entlang der Schalungskanten zu Störzonen. Mit größer werdender Bauteilbreite nimmt dieser Effekt jedoch ab. In *DBV 2001* ist dies über den Beiwert κ_v zur Berücksichtigung des Variationskoeffizienten implementiert. Für flächenförmige Bauteile mit $b > 5h$ beträgt $\kappa_v = 1,0$.

Bei Verwendung von selbstverdichtendem Beton liegt allerdings kein isotropes Verhalten mehr vor. Hier wird die Orientierung und Verteilung fast ausschließlich über die rheologischen Eigenschaften des Betons beeinflusst. Die Fasern richten sich vornehmlich in Fließrichtung des Betons aus. Zur Beschreibung der Faserorientierung hat sich in der Literatur der Orientierungsbeiwert η etabliert. Abb. 3-23 zeigt schematisch die Orientierung einer einzelnen Faser im Raum.

Der Orientierungsbeiwert berücksichtigt die Ausrichtung der Faser im Bezug auf die Ausziehrichtung, indem die Einbindelänge auf die projizierte Einbindelänge bezogen wird. Wird die Faser in ihrer Längsrichtung beansprucht ergibt sich ein Orientierungswert von 1,0.

Nach *Holschemacher 2006* können die Orientierungsbeiwerte in folgende Spektren unterteilt werden:

- 3D-Verteilung: $0,200 \leq \eta \leq 0,667$
- 2D-Verteilung: $0,375 \leq \eta \leq 0,785$
- 1D-Verteilung: $0,825 \leq \eta \leq 1,000$

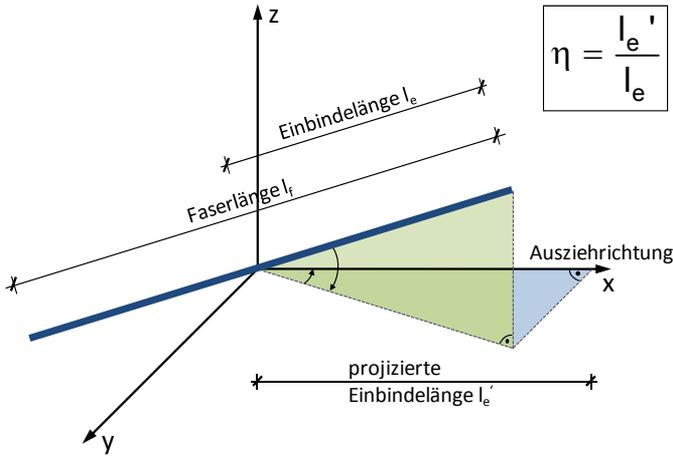


Abb. 3-23: Schematische Darstellung der Faserorientierung

In den Untersuchungen von *Lin 1991* wurde festgestellt, dass der Faserorientierungsbeiwert mit zunehmender Bauteilhöhe abnimmt. Dies wurde auch von *Erdem 2002* und *Rosenbusch 2004b* bestätigt. *Lin* und *Erdem* stellen diese Abhängigkeit mittels eines Exponentialansatzes der Form $\eta = a \cdot e^{-b \cdot h} + c$ dar, wobei die Parameter a , b und c anhand von Laborversuchen bestimmt werden. *Lin* untersuchte die gerade Wirex Faser und die mit Endhaken versehene Dramix Faser und gibt hierfür zwei Exponentialansätze an (Gleichungen (3.9) und (3.10)), deren Verläufe in Abb. 3-24 dargestellt ist.

$$\eta_{\text{Wirex}} = 0,387 \cdot e^{-0,0045h} + 0,35 \tag{3.9}$$

$$\eta_{\text{Dramix}} = 0,382 \cdot e^{-0,0033h} + 0,37 \tag{3.10}$$

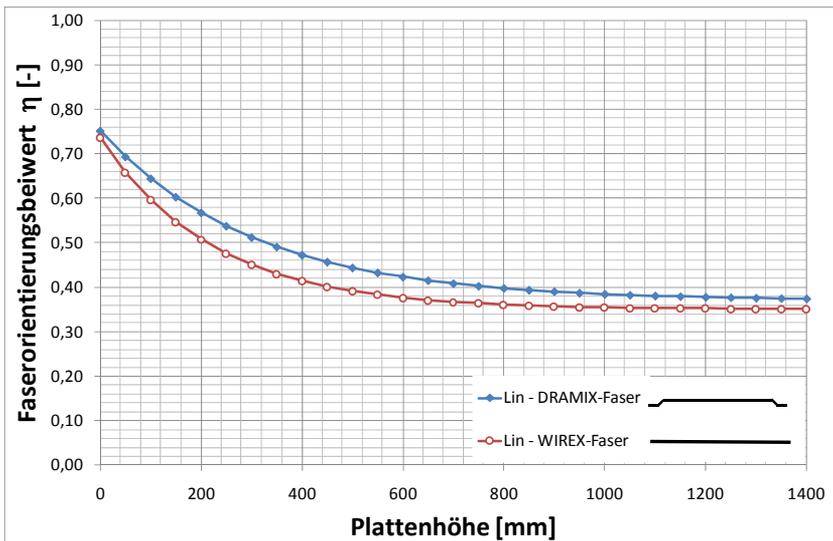


Abb. 3-24: Faserorientierungsbeiwerte nach *Lin 1991*

Nach Gleichung (3.10) ergibt sich für einen 150 mm hohen Biegebalken ein Orientierungswert von $\eta = 0,6$. Mit zunehmender Bauteilhöhe streben die Verläufe asymptotisch einem Endwert entgegen. Die höhenabhängige Orientierung kann als Maßstabseffekt angesehen werden. Es zeigt sich, dass der Einfluss der Faserorientierung für hohe Bauteile größer ist als für niedrige.

3.4.2 Berücksichtigung bei der Bemessung

Für eine Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen werden die Einflüsse aus Faserorientierung und Geometrie in den Regelwerken über einen Maßstabsfaktor berücksichtigt. Abb. 3-25 fasst die Ansätze des Maßstabseffektes verschiedener Regelwerke zusammen. Des Weiteren sind dort die Ansätze von *Gossla 2000* und *Rosenbusch 2004a* dargestellt. Auffallend ist, dass der lineare Ansatz nach DBV-Merkblatt (DBV 2001) den Maßstabseffekt im Vergleich zu anderen Regelwerken zu unterschätzen scheint. Das alte DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ (DBV 1992b) beinhaltet noch einen konservativeren Ansatz, der ab einer Querschnittshöhe von 300 mm einen Faktor von 0,7 ergab. *Rosenbusch 2004a* schlägt vor, den Höheneinfluss über den von *Lin 1999* vorgeschlagenen Exponentialansatz (Gleichung (3.10)) zu berücksichtigen. Da die äquivalente Zugfestigkeit zur Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen normalerweise an Biegebalken bestimmt wird und diese nach *Lin* einen Orientierungsbeiwert von 0,6 besitzen, führt *Rosenbusch* einen Höhenbeiwert η_h ein, indem er den vorgeschlagenen Exponentialansatz auf den Orientierungsbeiwert des Biegebalkens normiert. Mit $\eta_{150} = 0,6$ erhält er für den Höhenbeiwert folgende Gleichung:

$$\eta_h = 0,63 \cdot \left(1 + e^{\frac{-h}{300}} \right) \tag{3.11}$$

Der Verlauf ist ebenfalls in Abb. 3-25 dargestellt. Er liegt zwischen dem Vorschlag des DBV-Merkblattes und den anderen Regelwerken.

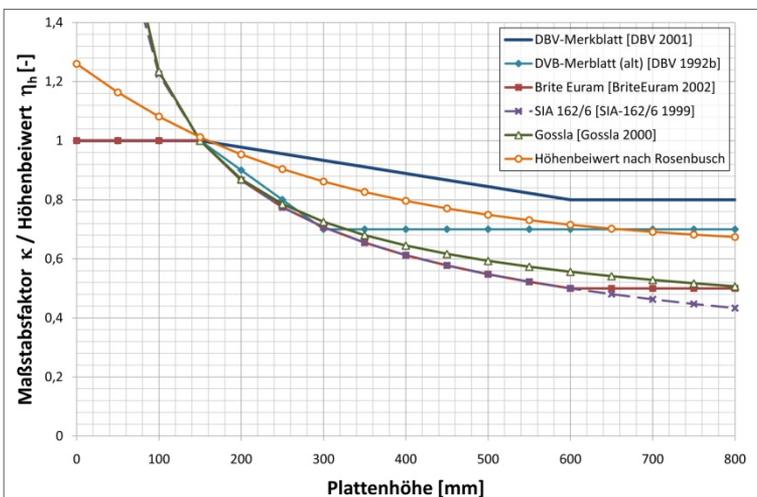


Abb. 3-25: Maßstabsfaktoren in verschiedenen Regelwerken

Um den anzusetzenden Bemessungswert für die Nachrisszugfestigkeit unter Berücksichtigung des Höheneinflusses zu erhalten, wird die aus den Biegebalkenversuchen ermittelte Nachrisszugfestigkeit mit dem Höhenbeiwert abgemindert.

$$f_{cd}^f = \eta_h \cdot f_{cd,150}^f \quad (3.12)$$

Im Schlussentwurf der DAfStb-Richtlinie (*DAfStb 2009*) werden Maßstabeffekt und Faserorientierung höhenunabhängig über zwei Faktoren geregelt. Die Rechenwerte der Nachrisszugfestigkeiten ergeben sich durch eine Multiplikation der Grundwerte der Festigkeiten mit diesen Faktoren. Die Geometrie- und Maßstabeffekte werden mit dem Faktor κ_G^f abgedeckt, der wie folgt definiert ist:

$$\kappa_G^f = 1,0 + A_{ct}^f \cdot 0,5 \leq 1,70 \quad (3.13)$$

A_{ct}^f stellt hier die zum jeweiligen Gleichgewichtszustand gehörende Betonquerschnittsfläche der gerissenen Bereiche in [m²] dar. Die Berücksichtigung der Faserorientierung erfolgt über den Faktor κ_F^f , der im Allgemeinen zu $\kappa_F^f = 0,5$ zu setzen ist und für flächenhafte Bauteile ($b > 5h$) zu 1,0 angenommen werden darf.

Im Rahmen der eigenen Untersuchungen wurde zur Auswertung der von Rosenbusch vorgeschlagene Höhenbeiwert verwendet (Gleichung (3.11)). Hierbei handelt es sich um den modifizierten Exponentialansatz von Lin, der im Vergleich zu den Regelungen von *DBV 2001* konservativere Ergebnisse liefert. Wie schon oben beschrieben, konnte dieser Ansatz in zahlreichen Untersuchungen bestätigt werden. Für eine Bauteilhöhe kleiner als 150 mm wurde der Wert allerdings auf der sicheren Seite liegend zu 1,0 gesetzt. Im Querschnitt einer Verbunddecke ergeben sich durch die Geometrie des Profibleches unterschiedliche Deckenstärken (siehe Abb. 3-26). Für die Auswertung des Höhenbeiwertes wird auf der sicheren Seite der größte Wert h_{max} angesetzt, da sich so die größten Abminderungswerte ergeben.

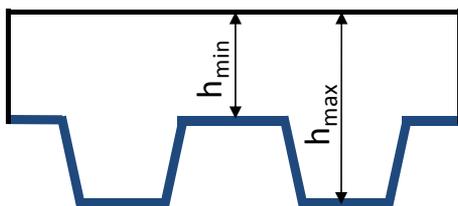


Abb. 3-26: Unterschiedliche Deckenstärken im Verbundquerschnitt

3.4.3 Ermittlung der Faserorientierung am Bauteil

Da die Tragfähigkeit von stahlfaserbewehrten Bauteilen sehr von der Faserorientierung und -verteilung abhängt, kann deren Ermittlung und stichprobenartige Überwachung am bestehenden Bauteil notwendig werden. Hierzu bieten sich verschiedene Vorgehensweisen an. Der Technik nach kann man sie in optoanalytische Verfahren, elektromagnetische Verfahren oder Durchstrahlungsverfahren unterscheiden.

Bei den optoanalytischen Verfahren werden geschliffene Schnitte von Probekörpern mittels einer hochauflösenden Kamera digitalisiert und anschließend mit Hilfe von Computerprogrammen analysiert (siehe hierzu auch *Tue 2007*). Kreuzen die Fasern die Schnittfläche schräg, so wird aus ihrem Kreisquerschnitt eine Ellipse. Durch die Bestimmung ihrer Hauptachsen können die Raumwinkel der Faser ermittelt werden. Die Anwendung dieses Verfahrens ist für eine baupraktische oder Laborauswertung sehr aufwendig.

Für die Bestimmung mit elektromagnetischen Verfahren wurde am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz iBMB der TU Braunschweig ein Verfahren entwickelt, das die magnetische Induktion ferromagnetischer Materialien ausnutzt und auf diesem Wege zuverlässige Aussagen über den Stahlfasergehalt von Proben erlaubt (nähere Informationen unter *Hertz 2008*). Hierbei wird ein Probekörper nacheinander von drei Raumrichtungen untersucht, um so mittels gemessenen magnetischen Induktionen den Fasergehalt und deren Verteilung zu ermitteln. Gemessen wird am Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm. Als Ergebnis erhält man den Fasergehalt in [g/l] sowie deren prozentuale Ausrichtung in x-, y- und z-Richtung. Nach Angaben des Herstellers soll eine Genauigkeit von $\pm 3\%$ erreicht werden. Dieses Verfahren eignet sich vor allem für Baustellen, da eine schnelle Bestimmung des Fasergehaltes und der -verteilung gegeben ist. Für eine labortechnische Auswertung und die damit verbundenen Bedürfnisse einer Orientierungsanalyse erscheint das Gerät allerdings zu ungenau. Bei Untersuchungen (*Breitenbücher 2009, Schnell 2009*) wurde festgestellt, dass bei der Verwendung von eisenhaltigen Zuschlägen Fehler und Ungenauigkeiten auftreten können. Des Weiteren haben das Betonalter und die Erhärtung einen maßgebenden Einfluss auf die Messergebnisse. Auch scheint die sich stets ändernde Legierungszusammensetzung der Stahlfasern die Ergebnisse zu beeinflussen.

Die Durchstrahlungsverfahren liefern hier die genauesten Ergebnisse, allerdings sind es zurzeit auch noch die teuersten und aufwendigsten Verfahren. Mittels eines Computertomographen wird die Probe durchstrahlt und anschließend über eine Software ausgewertet. In einem vom Deutschen Beton- und Bautechnikverein geförderten Forschungsvorhaben (*Schnell 2009*) wurden an der Technischen Universität Kaiserslautern umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, bei denen die Auswertung der Faserverteilung mittels der Computertomografie im Fokus stand. In Zusammenarbeit mit dem Fraunhofer-Institut für Techno- und Wirtschaftsmathematik ITWM in Kaiserslautern wurden verschiedene Faserarten und -gehalte untersucht. Im Unterschied zu den elektromagnetischen Verfahren, deren Anwendung auf leitende Materialien beschränkt ist, können mittels der Tomografie auch andere Fasermaterialien wie z. B. Kunststofffasern, Glasfasern, Basaltfasern oder auch Kohlenstofffasern untersucht werden.

Durch die Tomografie erhält man nützliche Zusatzinformationen wie beispielsweise die Porenverteilung, den Porengehalt, die spezifische Faserlänge etc., die auch eine gute Aussage über die Betonqualität und den Verbund zwischen Matrix und Faser erlauben. Derzeit wird vom Fraunhofer ITWM die Software den bauspezifischen erforderlichen Bedürfnissen angepasst und erweitert. Erste Ergebnisse sind in *Schnell 2008a* dargestellt. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden u. a. auch Bohrkerne aus verschiedenen stahlfaserbewehrten Verbunddecken des hier

beschriebenen Forschungsvorhabens einer Analyse unterzogen. In Abb. 3-27 sind zwei Ausschnitte aus tomografierten Versuchskörpern der Serie S1 und S2 dargestellt.

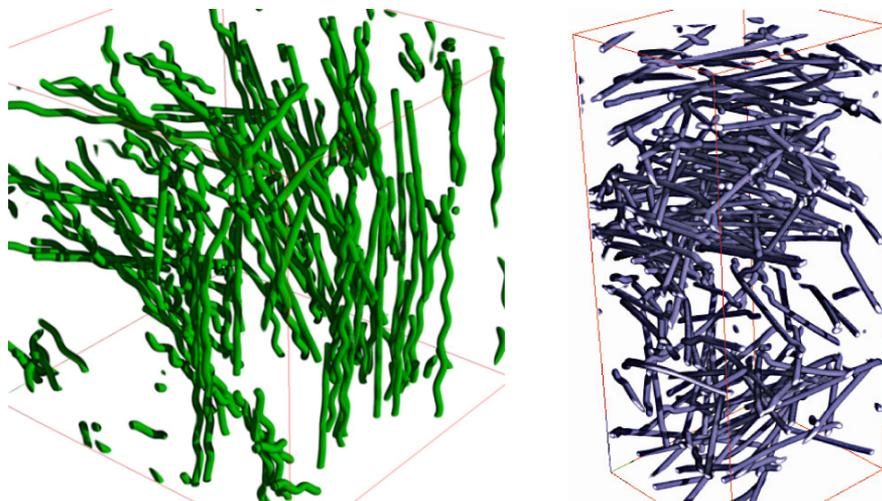


Abb. 3-27: Ausschnitt aus tomografierten Proben – links: 100 kg/m³ TABIX 1.3/50 – Serie S1, rechts: 60 kg/m³ HE+ 1.0/60 – Serie S2 (aus Schnell 2008a)

Zu erwähnen sind auch noch die theoretischen Verfahren zur Ermittlung der Faserorientierung mittels Analyse der Rissoberflächen. In *Hilsdorf 1985* ist eine experimentelle Methode zur Bestimmung der Faserorientierung beschrieben. Für die Ermittlung wird zugrunde gelegt, dass der in der Schnittfläche vorhandene Fasergehalt dem mittleren im Bauteil vorhandenen Fasergehalt entspricht. Zur Bestimmung des Orientierungswertes muss die Anzahl der in der Schnittfläche vorhandenen Fasern ausgezählt werden. Des Weiteren muss der mittlere Fasergehalt bekannt sein. Hilsdorf gibt folgende Beziehung zur Bestimmung des Orientierungsbeiwertes an:

$$\eta = \frac{N_F \cdot A_F}{V_F \cdot A_c} \cdot 100 \quad (3.14)$$

mit: N_F = Anzahl der Fasern in der Schnittfläche
 A_F = Faserquerschnittsfläche in mm²
 A_c = Querschnittsfläche in mm²
 V_F = Fasergehalt in Vol.-%

Mit der vorgeschlagenen Gleichung wurden die Faserorientierungswerte der in Kapitel 4 beschriebenen Versuche ermittelt (siehe Kapitel 4.5). Des Weiteren wurde die Gleichung nach der Faseranzahl N_F umgestellt und der Orientierungsbeiwert von η_{Lin} nach Gleichung (3.10) eingesetzt. Es ergibt sich so folgende Gleichung zur Bestimmung der vorhandenen Faseranzahl:

$$N_F = \frac{\eta_{Lin} \cdot V_F \cdot A_c}{A_F \cdot 100} \quad (3.15)$$

Obwohl Hilsdorf von einer geraden runden Faser ausgeht, kann der Ansatz mit guter Näherung auf Fasern mit abweichender Geometrie angewendet werden.

Die Problematik der Faserverteilung und -orientierung zeigt, dass Stahlfaserbeton seine geforderten Eigenschaften nur entfalten kann, wenn die Fasern annähernd kontinuierlich verteilt und orientiert sind. Gerade beim Einsatz von Stahlfaserbeton als tragendes Element macht dies auf der Baustelle und im Herstellwerk eine erhöhte Güteüberwachung erforderlich. Die zugesicherten Eigenschaften des Betons müssen sowohl bei der Herstellung als auch beim Einbau sichergestellt werden. Das Tragverhalten des untersuchten durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddeckensystems ist nur dann gegeben, wenn die Bauausführung ordnungsgemäß erfolgt. Die Fasern müssen gleichmäßig verteilt sein und der vorgegebene Fasergehalt muss eingehalten werden. Die Verwendung von selbstverdichtendem Stahlfaserbeton sollte vermieden werden, da sich hier die Fasern entsprechend der rheologischen Eigenschaften des Betons vornehmlich in Fließrichtung ausrichten. Eine kontinuierliche Verteilung ist schwer realisierbar. Der Einbau des Stahlfaserbetons sollte durch geschultes Personal erfolgen, da ansonsten Fehler vorprogrammiert sind.

Die durchzuführenden Erstprüfungen und Prüfungen während der laufenden Produktion sowie deren Umfang sind in *DAfStb 2009* in den Teilen 2 und 3 detailliert beschrieben.

3.5 Rotationsfähigkeit

3.5.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 2.1 beschrieben, setzt die Anwendung einiger Rechenverfahren eine genügend große Rotationsfähigkeit des Querschnitts voraus. Jene wird auch bei der Berechnung einer Verbunddecke als durchlaufendes System mit großer Momentumlagerung oder gar bei Verfahren nach der Plastizitätstheorie benötigt. Hier muss sich ein gewisser Teil des Querschnitts noch so lange weiterverformen können, bis die endgültige Systemtraglast erreicht ist. Die Rotationsfähigkeit des spröden Baustoffes Beton ist in der Regel sehr eingeschränkt. Für den Nachweis an Betonbauteilen stellt *DIN 1045-1 2008* einen vereinfachten Nachweis zur Verfügung. Hierbei darf die vorhandene Rotation θ_E den Bemessungswert der aufnehmbaren Rotation $\theta_{pl,d}$ nicht überschreiten. Die Größe der aufnehmbaren Rotation hängt unter anderem von der Betonfestigkeitsklasse, der Betonstahlgüte (normalduktil oder hochduktil), der Druckzonenhöhe und der Schubslankheit ab. Die vorhandene Rotation lässt sich über die Integration der Krümmungen berechnen. Im Folgenden werden die Grundbegriffe der Rotation anhand eines inkrementellen Biegebalkenelementes dargestellt.

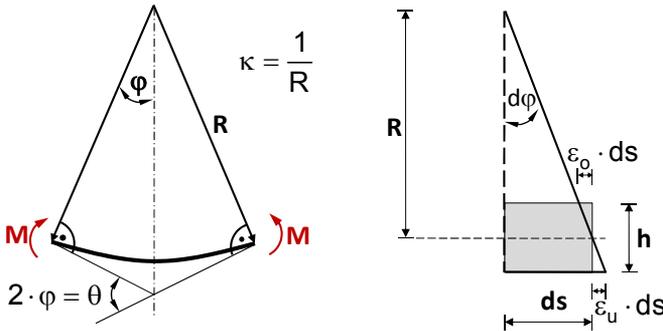


Abb. 3-28: Verformungsgrößen am Stabelement ds

Für das in Abb. 3-28 dargestellte unter konstanter Krümmung verformte Stabelement der Länge ds kann die Krümmung κ entsprechend Gleichung (3.16) berechnet werden. Hierzu werden die Dehnungen der Randfasern (ε_o und ε_u) sowie die Querschnittshöhe h benötigt.

$$\kappa = \frac{|\varepsilon_o| + |\varepsilon_u|}{h} = \frac{1}{R} \quad (3.16)$$

Außerdem gilt zwischen der Balkenkrümmung κ und dem Biegemoment folgende Abhängigkeit:

$$M = \kappa \cdot EI \quad (3.17)$$

Nach Abb. 3-28 lässt sich folgende Beziehung ermitteln:

$$d\varphi = \frac{ds}{R} = \frac{ds}{\frac{1}{\kappa}} = \kappa \cdot ds = \frac{ds \cdot (|\varepsilon_o| + |\varepsilon_u|)}{h} \quad (3.18)$$

Für die Biegeverdrehung φ ergibt sich somit:

$$\varphi = \int \kappa(s) ds \tag{3.19}$$

Die Biegerotation θ ergibt sich demnach zu:

$$\theta = 2 \cdot \varphi = \varphi_L + \varphi_R \equiv \sum_i \varphi_{Riss,i} \tag{3.20}$$

Abb. 3-29 stellt die ermittelten Beziehungen am Einfeldträger dar. Bei über die Trägerlänge bekanntem Momentenverlauf kann der Krümmungsverlauf unter Berücksichtigung der Werkstoffeigenschaften ermittelt werden. Der Flächeninhalt unter der Krümmungskurve stellt die Rotation dar. Am Einfeldsystem kann diese als Summe der gegenseitigen Endverdrehungen gedeutet werden.

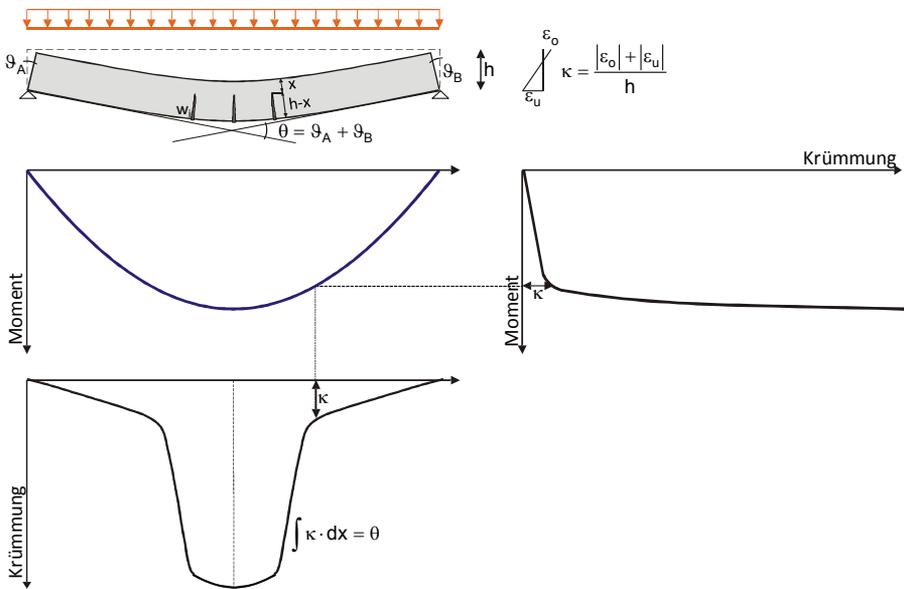


Abb. 3-29: Momenten-Krümmungs-Beziehungen am Einfeldträger (nach Langer 1997)

Für beliebige statische Systeme kann die Rotation durch Integration des Krümmungsverlaufes zwischen den Momentennullpunkten (MNP) ermittelt werden. In Abb. 3-30 ist dies schematisch an einem Zweifeldträger verdeutlicht. Hier treten unterschiedliche Rotationen im Feld- und im Stützbereich auf.

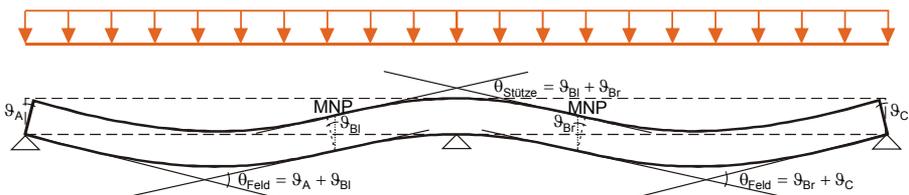


Abb. 3-30: Rotation am Zweifeldsystem

Die Gesamrotation kann in einen elastischen und einen plastischen Anteil unterteilt werden.

$$\theta_{ges} = \theta_{el} + \theta_{pl} \quad (3.21)$$

Die Ermittlung der elastischen und plastischen Anteile wird in der Literatur sehr kontrovers behandelt. Einen guten Überblick hierzu gibt *Hemmy 2003*. Von Interesse ist meist nur der plastische Anteil, der das Rotationsvermögen nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze darstellt.

Die Fließgelenktheorie fasst idealisiert die plastischen Bereiche in einem einzelnen Gelenk zusammen. Von Interesse ist die plastische Länge, auf der sich das System plastisch verhält und auf der sich die plastische Krümmung erstreckt. Im Stützbereich eines Stahlbeton-Systems ist dies beispielsweise der gerissene Bereich, wie in Abb. 3-31 schematisch dargestellt.

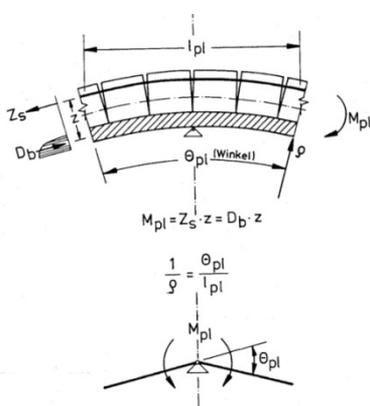


Abb. 3-31: Biegerissgelenk (nach *Kupfer 1986*)

Für Stahlfaserbeton ist im DBV-Merkblatt (*DBV 2001*) folgende Beziehung für die plastische Länge angegeben,

$$l_{pl} = h - x \quad (3.22)$$

wobei $h-x$ die gerissene Querschnittshöhe darstellt (siehe auch Abb. 3-32). Für Stahlfaserbeton kann die Höhe $h-x$ mit guter Genauigkeit zu $0,9 \cdot h$ abgeschätzt werden. Aus den geometrischen Zusammenhängen in Abb. 3-32 kann für die Rotation folgende Beziehung abgelesen werden:

$$\theta = \frac{w}{h - x} \quad (3.23)$$

Gleichermaßen lässt sich die plastische Rotation als Flächeninhalt unter der Kurve (Abb. 3-32) wie folgt berechnen,

$$\theta = 2 \cdot 0,5 \cdot \kappa_{pl} \cdot l_{pl} = \kappa_{pl} \cdot l_{pl} \quad (3.24)$$

$$\text{mit } \kappa_{pl} = \frac{\epsilon_u}{h - x} \quad (3.25)$$

Setzt man nun Gleichung (3.23) und (3.24) gleich und hier die Gleichungen (3.22) und (3.25) ein, so ergibt sich folgender Ansatz:

$$\varepsilon_u = \frac{w}{h-x} = \frac{w}{l_{pl}} \quad (3.26)$$

Man erhält so eine Gleichung, die die Dehnung in Abhängigkeit von der Rissbreite darstellt. In Kapitel 5.7 werden die Rissweiten der durchgeführten experimentellen Untersuchungen mithilfe der hier dargestellten Ansätze abgeschätzt und den in den Versuchen gemessenen Werten gegenübergestellt. Dabei konnten die Rissweiten der stahlfaserbewehrten Verbunddecken sehr gut abgeschätzt werden.

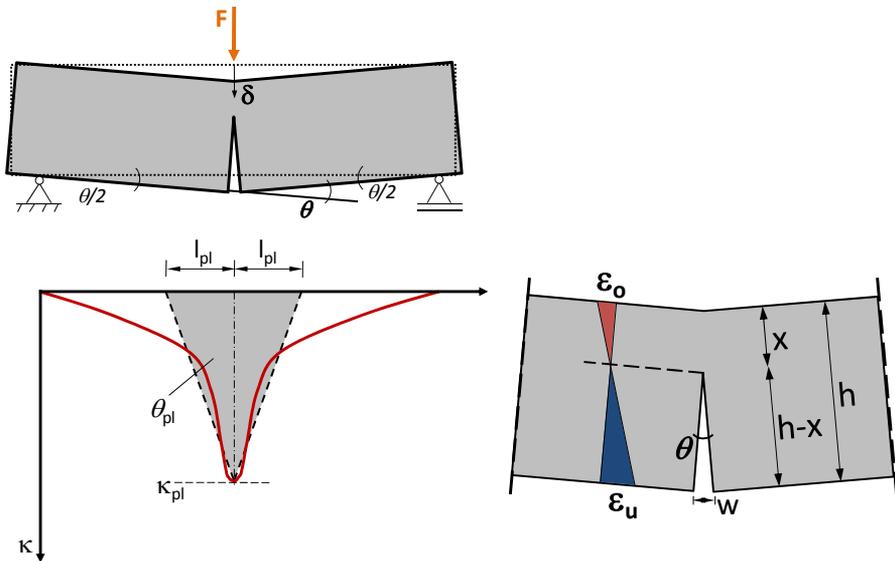


Abb. 3-32: Rotation von Stahlfaserbetonquerschnitten (nach Falkner 2002b)

Im vorliegenden Fall des untersuchten durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddeckensystems bilden sich zwei plastische Bereiche und somit zwei Fließgelenke aus, zum einen über der Stütze und zum anderen in den Feldern. Die Trageigenschaft des Systems ist abhängig von der Stützweite und den Durchbiegungen im Feld. Je größer die Durchbiegung im Feld wird, umso größer wird die Rotationsanforderung über der Mittelstütze. Im Folgenden wird das Rotationsverhalten des untersuchten durchlaufenden Deckensystems schematisch erläutert. In Abb. 3-33 ist der Verlauf der Stütz- und Feldmomente über die Rotation aufgetragen. Bis zum Erreichen des Rissmomentes verhält sich das System elastisch. In den Versuchen an durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken wurde aufgrund der Laststellung zuerst das Rissmoment an der Mittelstütze erreicht (siehe Punkt ①). Nach weiterer Laststeigerung wird dann auch das Rissmoment im Feld erreicht (Punkt ②). Die Steifigkeit des Systems ist nunmehr geringer. Das aufnehmbare Moment über der Stütze kann noch bis zum Erreichen der plastischen Momententragfähigkeit gesteigert werden (Punkt ③). Danach bildet sich über der Stütze ein Fließgelenk und der Querschnitt kann dort keine weiteren Momente mehr

aufnehmen. Ab diesem Punkt werden die Momente bei weiterer Laststeigerung ins Feld umgelagert. Der Stützquerschnitt benötigt hierzu eine ausreichende Rotationsfähigkeit θ_{erf} , um die entstehenden Verdrehungen aufnehmen zu können.

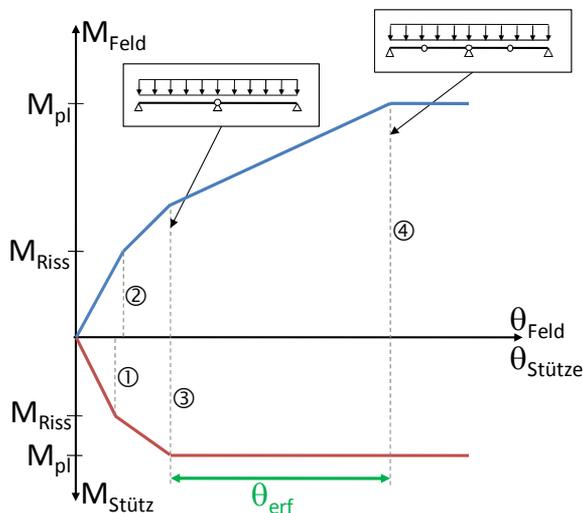


Abb. 3-33: Schematischer Momenten-Rotationsverlauf für das untersuchte Deckensystem

Die Momente können so lange ins Feld umgelagert werden, bis auch hier die Tragfähigkeit erreicht ist und sich ein weiteres plastisches Gelenk bildet (Punkt ④). An dieser Stelle ist die Systemtragfähigkeit erreicht. Es hat sich eine kinematische Kette gebildet.

3.5.2 Einflussparameter

Die Rotationsfähigkeit eines Stahlbetonquerschnitts wird von zahlreichen Einflussparametern bestimmt. So hängt ihre Größe beispielweise von Material-, System-, Belastungs- sowie Maßstabsparametern ab.

Im Stahlbetonbau tritt bei zunehmender Rotation entweder Druckversagen oder ein Versagen der Zugzone hervorgerufen durch ein Versagen der Bewehrung auf. Die Art des Versagens wird durch den Bewehrungsgehalt bestimmt: bei niedrigen Bewehrungsgraden reißt die Bewehrung, bei hohen Bewehrungsgraden versagt die Druckzone. Die maximale Rotationsfähigkeit wird dann erreicht, wenn der Bewehrungsgehalt genau so eingestellt wird, dass gleichzeitig ein Versagen der Druck- und Zugzone eintritt. Dies entspricht der Spitze in den dachförmigen Grenzdigrammen, die in den Normen abgebildet sind (vgl. auch Abb. 3-34). Für Biegeträger liegt dieser Bewehrungsgehalt in etwa bei 0,4 %. Einen wesentlichen Einfluss auf das Rotationsvermögen von Stahlbetonbauteilen bildet die Betondruckzone. Nach König 1999 zeigt sich bei einer Anordnung von Druckbewehrung eine enorme Steigerung der Rotationsfähigkeit. Ebenso macht sich eine Umschnürung der Druckzone in einer Steigerung der Verdrehfähigkeit bemerkbar. Bei der Anwendung von stahlfaserbewehrten Verbunddecken sind im

Stützbereich beide Voraussetzungen erfüllt. Die Druckzone ist durch Stahlfasern und das Verbundblech bewehrt. Ebenso wird durch das Blech die Querdehnung behindert, sodass hier ein erhöhtes Rotationsvermögen gegeben ist.

Des Weiteren zeigen Untersuchungen, dass das Rotationsvermögen mit zunehmender Druck- und Zugfestigkeit des Betons abnimmt. Eine Vergrößerung der Querschnittshöhe führt ebenfalls zu einer Abnahme der Verformungsfähigkeit (*Langer 1997*). Dies konnte bei den durchgeführten Versuchen in der Versuchsserie S3 an Verbunddecken unterschiedlicher Querschnittshöhe beobachtet werden.

Gibt es zum Rotationsverhalten von Stahlbetonbauteilen eine große Anzahl an Untersuchungen, so ist die Thematik der Rotation von Stahlfaserbetonbauteilen noch wenig erforscht. Zu nennen sind hier beispielsweise *Ortu 2000*, *Hemmy 2003* und *Schumacher 2009*. *Ortu* und *Hemmy* führen Versuche an M/N-Versuchsständen im Bereich von stahlfaserbewehrten Tunnelschalen durch. Da eine zusätzliche Drucknormalkraft das Rotationsvermögen vermindert, können diese Versuche nicht ohne Weiteres auf normale Biegebauteile übertragen werden. *Hemmy* schildert, dass anhand der am M/N-Prüfstand gewonnenen Erfahrungen aber davon ausgegangen werden kann, dass die an Tunnelschalen durchgeführten Versuche ab einer bezogenen Ausmitte von $e/h = 2,0$ auf herkömmliche stahlfaserbewehrte biegebeanspruchte Bauteile übertragen werden können. In seinen Untersuchungen erläutert er die positiven Eigenschaften der Stahlfasern auf die Rotationsfähigkeit. So wachse diese mit zunehmender Faserlänge sowie zunehmender Duktilität und Bruchdehnung der Faser. Eine Verbesserung des Verbundverhaltens der Fasern wirke sich aber wiederum nachteilig auf die Rotationsfähigkeit aus.

Schumacher untersuchte das Rotationsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonbauteilen, so dass auch diese Versuche nicht auf reinen Stahlfaserbeton übertragen werden können.

In *Sauerborn 1995* wurden zahlreiche Versuche an konventionell bewehrten Verbunddecken durchgeführt. Hier konnten die oben genannten Einflussparameter auf die Rotationsfähigkeit ebenso beobachtet werden. Bei allen durchgeführten Versuchen wurde im Stützbereich – wie auch bei allen Versuchen des Verfassers – vollständige Verdübelung erreicht. Es ist zu beachten, dass durch ungünstige Systemparameter, beispielweise stark unterschiedliche Spannweiten, Schlupf in der Verbundfuge im Bereich des Stützbereiches hervorgerufen werden kann. Aufgrund des dann nicht mehr vollständigen Zusammenwirkens von Blech und Beton sind die Tragfähigkeiten unter Berücksichtigung des Teilverbundes zu ermitteln. Durch den Schlupf vergrößern sich wiederum die Verformungen im Stützbereich, was einen positiven Einfluss auf das Rotationsvermögen bewirkt.

3.5.3 Nachweis der Rotationsfähigkeit

Ob und wie die Rotationsfähigkeit nachgewiesen werden muss hängt vom benutzten Rechenverfahren ab.

Für **linear elastische Berechnungen**, ist der Nachweis ausreichender Rotationsfähigkeit schon über eine Begrenzung der Druckzonenhöhe mit in die Rechenverfahren implementiert. In *DIN 1045-1 2008* wird beispielsweise x_d/d auf 0,45 für Betone mit einer Festigkeitsklasse kleiner als C50/60 begrenzt. Oberhalb

von C55/67 ist x_d/d auf 0,35 limitiert. Nach *DBV 2001* sind für Stahlfaserbeton linear elastische Verfahren auch bei gerissener Zugzone anwendbar, wenn im Verformungsbereich II mindestens die Faserbetonklasse F1.0 vorliegt. Weiterhin gelten dann die Anforderungen nach *DIN 1045-1 2008* hinsichtlich der Mindestbewehrung als erfüllt. Für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile, für Durchlaufträger, deren Stützweitenverhältnis benachbarter Felder $0,5 < L_1/L_2 < 2,0$ beträgt, sowie für in Querrichtung kontinuierlich gestützte Platten ist ein zusätzlicher Nachweis der Rotationsfähigkeit nicht notwendig.

Für **linear elastische Berechnung mit Umlagerung** unterscheidet *DIN 1045-1 2008* zwischen der Nutzung von normalduktilen und hochduktilen Bewehrungsstahl. Bei Verwendung von hochduktilen Stahl können die linear elastisch berechneten Stützmomente unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingungen je nach Ausnutzung der Druckzone für Betonfestigkeitsklassen kleiner C50/60 bis zu 30 % und für Festigkeitsklassen größer C55/67 abgemindert werden. Bei Verwendung normalduktiler Stähle ist die Betondruckfestigkeit auf C50/60 begrenzt und die maximale Abminderung beträgt hier 15 %. Für Festigkeitsklassen ab C55/67 ist keine Umlagerung zulässig. Die Anwendung der oben genannten Umlagerungsregeln sind auf vorwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile, für Durchlaufträger, deren Stützweitenverhältnis $0,5 < L_1/L_2 < 2$ beträgt, sowie für in Querrichtung kontinuierliche gestützte Platten begrenzt. Für Stahlfaserbetonbauteile gelten nach *DBV 2001* die oben genannten Regeln der *DIN 1045-1 2008* analog. Der Stahlfaserbeton muss mindestens die Faserbetonklasse F0.4 besitzen. Zusätzlich ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Nachweis örtlich verminderter Faserwirkung zu führen.

Bei der Verwendung **nichtlinearer Verfahren** bietet *DIN 1045-1 2008* die Möglichkeit der Verwendung einer vereinfachten trilinearen Momenten-Krümmungsbeziehung an. Die Berechnung erfolgt mit den Mittelwerten der Baustofffestigkeiten. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt als erreicht, wenn die kritische Stahldehnung, die kritische Betonstauchung oder der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts an Teilen oder am Gesamtsystem erreicht ist. Da der Nachweis über die Momenten-Krümmungsbeziehung am Gesamtsystem geführt wird, braucht ein zusätzlicher Nachweis ausreichender Rotationsfähigkeit nicht mehr geführt zu werden. Bei Verwendung von Stahlfaserbeton ergänzt *DBV 2001* die oben aufgeführten Bestimmungen zusätzlich um die Forderung, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht ist, sobald die maximale Rissweite w_u den Wert $l_f/20$ oder 3 mm erreicht hat.

Die Anwendung von **Verfahren nach der Plastizitätstheorie** ist nach *DIN 1045-1 2008* auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei vorwiegend biegebeanspruchten Bauteilen begrenzt. Die Verwendung von normalduktilen Stahl wird ausgeschlossen. Für vorwiegend biegebeanspruchte Bauteile bietet die Norm einen vereinfachten Nachweis an. Die vorhandene Rotation θ_E , die auf Grundlage der Bemessungswerte der Einwirkungen und Mittelwerte der Baustofffestigkeiten durch Integration der Krümmungen zwischen den Gelenken ermittelt wird, darf den Bemessungswert der aufnehmbaren Rotation $\theta_{pl,d}$ nicht überschreiten. Zur Ermittlung der vorhandenen Rotation darf auch hier wieder eine vereinfachte trilineare Momenten-Krümmungslinie Anwendung finden. Die Länge des plastischen Gelenkes wird vereinfacht der 1,2-fachen Querschnittshöhe gleichgesetzt. Für den Gelenkbereich

gelten die analogen Grenzen für die Höhe der Druckzone wie für linear elastische Verfahren (x_d/d begrenzt auf 0,45 für Festigkeiten kleiner C50/60 und x_d/d limitiert auf 0,35 für Festigkeiten größer C55/67).

Da die Schubschlankheit und das Entstehen von Schubrisen das Rotationsvermögen eines Bauteiles stark beeinflussen, beinhaltet *DIN 1045-1 2008* einen Korrekturfaktor k_λ , mit dem der Grundwert der zulässigen Rotation multipliziert wird. Die angegebenen Kurven mit den Grundwerten gelten für eine Schubschlankheit von $\lambda = 3,0$. Für andere Schubschlankheiten sind die Grundwerte mit $k_\lambda = \sqrt{\lambda/3}$ zu multiplizieren, wobei für λ die Schubschlankheit nach der Umlagerung einzusetzen ist. Die Schubschlankheit wird als Verhältnis aus dem Abstand zwischen Momentennullpunkt und –maximum und der statischen Nutzhöhe ermittelt. Vereinfachend darf sie wie auch wie folgt berechnet werden:

$$\lambda = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot d) \quad (3.27)$$

In Abb. 3-34 wird der Einfluss der Schlankheit nochmals deutlich. Zu den Grundwerten aus DIN 1045-1 (schwarze und graue Kurve) sind hier die Kurven von Hemmy an Balkenversuchen verschiedener Schubschlankheit dargestellt.

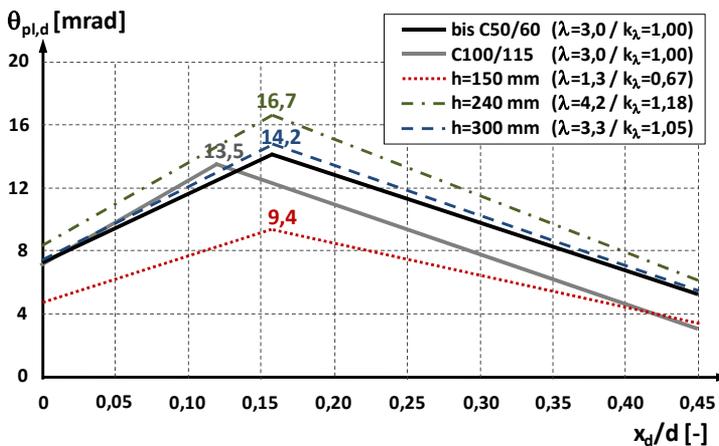


Abb. 3-34: Zulässige plastische Rotation nach DIN 1045-1 (nach Hemmy 2003)

Für geringe Schubschlankheiten treten Schubrisse auf, die die Rotation des Bauteils vergrößern. Die Grundwerte werden dementsprechend reduziert. Nach der Auffassung von Hemmy ist bei Schubschlankheiten oberhalb $\lambda = 4$ mit keinen Schubrisen zu rechnen. Hier werden im Vergleich zu $\lambda = 1,3$ fast die doppelten Werte der zulässigen Rotation erreicht. Im Diagramm ist auch deutlich zu erkennen, dass die Betonfestigkeit per se keinen so großen Einfluss auf die zulässige Rotation hat. Für Stahlfaserbeton dürfen die Verfahren nach der Plastizitätstheorie nach *DBV 2001* für Bauteile mit niedrigem Gefährdungspotenzial unbeschränkt angewendet werden. Für alle sonstigen Bauteile gelten die Regeln nach *DIN 1045-1*, Abschnitt 8.4 (*DIN 1045-1 2008*).

Reine Stahlfaserbetonbauteile sind schwach bewehrte Bauteile. Es können im Vergleich zum konventionellen Stahlbetonquerschnitt nur geringe Zugkräfte

aufgenommen werden. Dementsprechend wird es auch nicht zu einem Versagen der Druckzone kommen. Die Zugzone versagt auch nicht durch ein Reißen der Bewehrung. Mit fortschreitender Verdrehung und zunehmender Rissbreite werden die Fasern langsam aus der Matrix herausgezogen. Nach *DBV 2001* ist der Grenzzustand erreicht, wenn eine Rissbreite von $l_f/20$ oder 3 mm auftritt. Der Autor schließt sich der Auffassung von Hemmy an, dass eine Begrenzung der Rotation nicht zwingend erforderlich ist, sofern die Rissbreite entsprechend der oben genannten Regeln begrenzt wird und über Versuche abgeklärt ist, wie sich das Zugzonenversagen des eingesetzten Stahlfaserbetons einstellt.

3.5.4 Auswertung der Rotationsfähigkeit

Die Auswertung der Rotationsfähigkeit der durchgeführten Versuche erfolgt nach dem in Abb. 3-35 abgebildeten idealisierten $M-\theta$ -Diagramms. Früher war es üblich, die plastische Rotation von Stahlbetonkonstruktionen bei Maximallast zu ermitteln. Dies wurde vor allem dadurch bewirkt, dass die Versuche nur kraft geregelt durchgeführt wurden und keine Informationen über den Nachbruchbereich vorlagen. Heute ist es üblich, die Rotation bei 85 oder 95% der Maximallast im Nachbruchbereich zu ermitteln (*Hemmy 2003*).

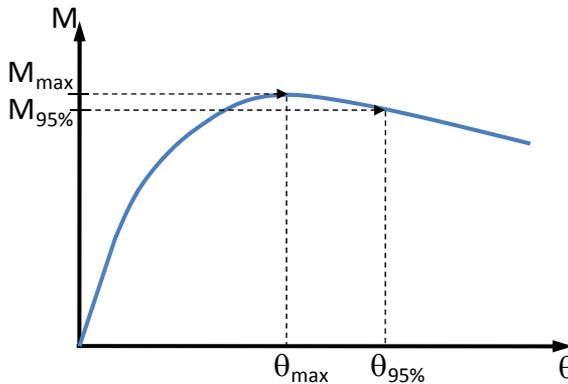


Abb. 3-35: Zur Auswertung der Versuche benutzte idealisierte $M-\theta$ -Kurve

Die Rotation wurde bei den durchgeführten Versuchen bei $M_{95\%}$ ausgewertet. Bei der Anwendung der Fließgelenktheorie werden alle Verdrehungen im plastischen Bereich des Querschnittes gedanklich in einem Fließgelenk konzentriert. Die elastischen Verformungen der Stäbe zwischen den Fließgelenken werden dabei vernachlässigt.

4 Experimentelle Untersuchungen

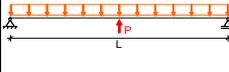
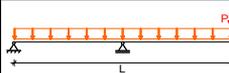
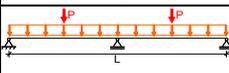
4.1 Allgemeines

Zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von stahlfaserbewehrten Verbunddecken wurden Versuche an durchlaufenden sowie an Einfeld-Verbunddecken durchgeführt. Die Versuchskörperherstellung und die Durchführung der Versuche erfolgten im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Universität Kaiserslautern. Im Folgenden werden alle durchgeführten Versuche beschrieben und deren Ergebnisse dargestellt.

4.2 Versuchsprogramm

4.2.1 Übersicht

Insgesamt wurden vier verschiedene Versuchsserien (Serie S1 bis Serie S4) untersucht. Tab. 4-1 gibt einen Überblick über alle durchgeführten Versuche.

Versuch	System	Fasergehalt	Länge L [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Gewicht [kg]	Blech
	S1_SHR_51_V1	100 kg/m ³ TABIX 1.3/50	2000	700	160	575	durchlaufend
	S1_SHR_51_V2		2000	700	160	561	durchlaufend
	S1_HODY_V1		2000	700	160	502	durchlaufend
	S1_HODY_V2		2000	700	160	485	durchlaufend
	S1_LEWIS_V1		1800	670	80	230	durchlaufend
S1_SHR_51_V3	Zweifeld	60 kg/m ³ HE+ 1.0/60	2000	700	160	561	durchlaufend
S2_SHR_51_V1			6000	700	160	1577	durchlaufend
S2_SHR_51_V2			6000	700	160	1541	durchlaufend
S2_HODY_V1			6000	700	160	1335	durchlaufend
S2_HODY_V2			6000	700	160	1348	durchlaufend
	S3_SHR_51_V1	Einfeld mit Kragarm	2000	700	160	500	durchlaufend
	S3_SHR_51_V2		2000	700	120	413	durchlaufend
	S3_SHR_51_V3		2000	700	200	704	durchlaufend
	S3_SHR_51_V4		2000	700	160	502	gestoßen
	S4_LEWIS_V1	Zweifeld	2000	670	80	245	durchlaufend
	S4_LEWIS_V2		2000	670	80	250	durchlaufend
	S4_LEWIS_V3		2000	670	60	182	durchlaufend
	S4_LEWIS_V4		2000	670	100	325	durchlaufend

Tab. 4-1: Übersicht über die durchgeführten Versuche

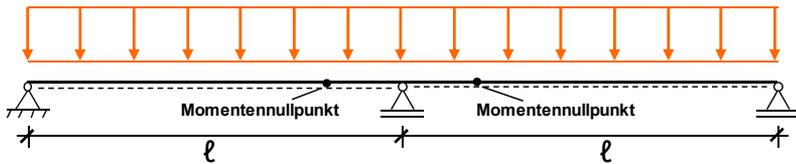
Die in Tab. 4-1 verwendete Versuchskörperbezeichnung setzt sich folgendermaßen zusammen:

- S# steht für die jeweilige Versuchsserie, wobei # Werte von 1 bis 4 annehmen kann.
- Die Buchstabenkombination nach dem Unterstrich beschreibt den verwendeten Blechtyp: SHR_51 steht für das Superholorib-SHR51-Blech, HODY steht für das HODY-Blech und LEWIS steht für das LEWIS-Blech.
- V# nummeriert die Versuche der jeweiligen Serie fortlaufend.

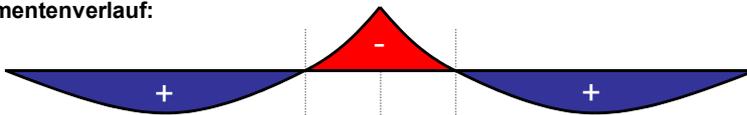
4.2.2 Serie S1

In Serie S1 sollte die Leistungsfähigkeit von stahlfaserbewehrten Verbunddecken im negativen Momentenbereich ermittelt werden. Im Vordergrund dabei stand die mögliche Rotation des Querschnitts am Innenaufleger eines Durchlaufsystems. Für diese Serie wurde vereinfacht der Stützbereich einer durchlaufenden Decke zwischen den Momentennullpunkten gedanklich herausgelöst und als Einfeldsystem getestet (siehe Abb. 4-1). In dieser Serie wurden insgesamt sechs Versuche durchgeführt, wobei der letzte Versuch (S1_LEWIS_V1) ein Tastversuch an einer sehr niedrigen Decke mit dem LEWIS Blech (siehe hierzu auch Kapitel 4.4.2) war. Die Ersatzstützweite der Einfeldplatte wurde aufgrund der Randbedingungen des Prüfstandes zu 2,00 m festgesetzt. Eine Ausnahme stellt hier der Tastversuch S1_LEWIS_V1 dar, dessen Stützweite nur 1,80 m betrug. Dies lag an der gelieferten Charge der LEWIS Bleche, deren Länge nur 2,00 m betrug. Dieser Versuchskörper wurde umgekehrt gelagert in einem anderen Versuchsstand getestet.

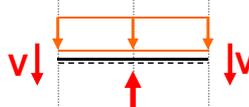
Statisches System und Belastung:



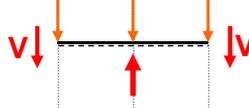
Momentenverlauf:



Ersatzsystem des Stützbereiches:



Zusammenfassen der Lasten:



Umgedrehtes System:

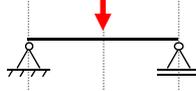


Abb. 4-1: Ersatzsystem des Stützbereiches einer durchlaufenden Decke

Es wurden sechs Versuche mit jeweils drei unterschiedlichen Blechtypen durchgeführt. Drei Versuche der Serie wurden mit SUPERHOLORIB-Blech, zwei Versuche mit HODY-Blech und ein Versuch mit LEWIS Blech ausgeführt. Nähere Informationen zu den Stahlverbundblechen können Abschnitt 4.4.2 entnommen

werden. Mit Ausnahme des letzten Versuches (S1_SHR_51_V3) aus Serie S1 wurde eine Betonrezeptur mit einem Stahlfasergehalt von 100 kg/m^3 verwendet. Als Faser kam die gewellte Tabix 1.3/50 (siehe Abb. 9-2) zum Einsatz. Die Mischungszusammensetzungen, die Sieblinien sowie die Fasergeometrien können Anhang 9.1.1 entnommen werden. Nach einer Optimierung der Betonrezeptur wurde der letzte Versuchskörper aus Serie S1 mit der später in Serie S2 benutzten Betonmischung hergestellt und getestet (siehe hierzu auch Kapitel 4.4.1). In dem Tastversuch an der LEWIS Decke sollte der Einsatz und die Wirksamkeit von Stahlfaseraufbeton bei niedrigen Aufbetonhöhen untersucht werden.

Abb. 4-2 zeigt den Aufbau des Versuchsstandes der Serie S1. Um die Risse besser aufnehmen und dokumentieren zu können, wurde die Decke mit der Betonseite nach oben eingebaut. Die Belastung wurde in Feldmitte über ein Querjoch mittels Hydraulikzylinder linienförmig aufgebracht. Die Decke wurde nach oben gezogen und stütze sich an den seitlichen Jochen ab, welche mittels Zugstangen im Spannfeld verankert waren. Alle Versuche wurden weggesteuert durchgeführt, um möglichst viele Informationen über das Tragverhalten der Versuchskörper aufzeichnen zu können. Die Belastung wurde in kleinen Lastschritten bis zum Bruch des Versuchskörpers gesteigert. Nach jedem Lastschritt wurden die Risse aufgenommen und die Dehnungen der Betonseite mittels Setzdehnmessgerät gemessen. Nach den ersten fünf Versuchen wurde ein Defekt im Setzdehngerät festgestellt, aufgrund dessen die Werte dieser Versuche nicht benutzt werden konnten. Nachdem das Gerät durch den Hersteller instand gesetzt war, konnten zumindest ab dem letzten Versuch der Serie S1 die Betondehnungen gemessen und ausgewertet werden.

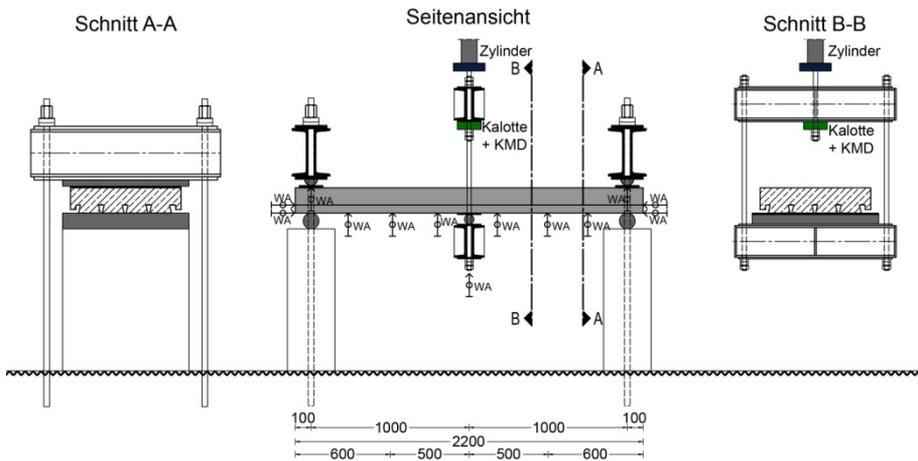


Abb. 4-2: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S1

In Feldmitte und in den Viertelpunkten wurden jeweils am Unter- und Obergurt des Bleches Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. In Abb. 4-3 ist exemplarisch ein Schalplan samt DMS-Anordnung dargestellt.

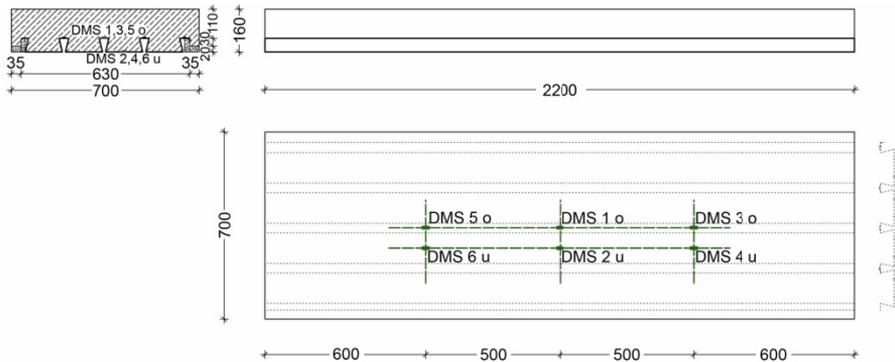


Abb. 4-3: Schalplan inkl. DMS – Serie S1 (hier exemplarisch für SHR51-Decke)

Die Kräfte wurden mittels Kraftmessdosen (KMD) aufgezeichnet. Diese waren am Belastungs-Querträger und zusätzlich am Auflagerjoch angeordnet. Die Verschiebungen wurden mithilfe von induktiven Wegaufnehmern (WA) gemessen. Ihre Anordnung kann Abb. 4-2 entnommen werden. Gemessen wurden die Durchbiegungen und zusätzlich der Endschlupf zwischen Blech und Beton auf beiden Seiten der Decke jeweils am Ober- und Untergurt des Bleches. Ein Foto des kompletten Versuchsstandes ist in Abb. 4-4 abgebildet.



Abb. 4-4: Versuchsstand S1_SHR_51_V# und S1_HODY_V#

Der Versuchsaufbau des LEWIS Tastversuches ist in Abb. 4-5 dargestellt. Die Länge des Versuchskörpers betrug 2,00 m. Demnach ergab sich mit 100 mm Überstand auf beiden Seiten eine Stützweite von 1,80 m. Die LEWIS Decke wurde in einem kleineren Prüfstand getestet. Aufgrund der Randbedingungen wurde der Versuchskörper hier anders als bei den übrigen Versuchen in den Versuchsstand eingebaut. Die Decke wurde umgekehrt gelagert und die Belastung wurde von oben nach unten aufgebracht.

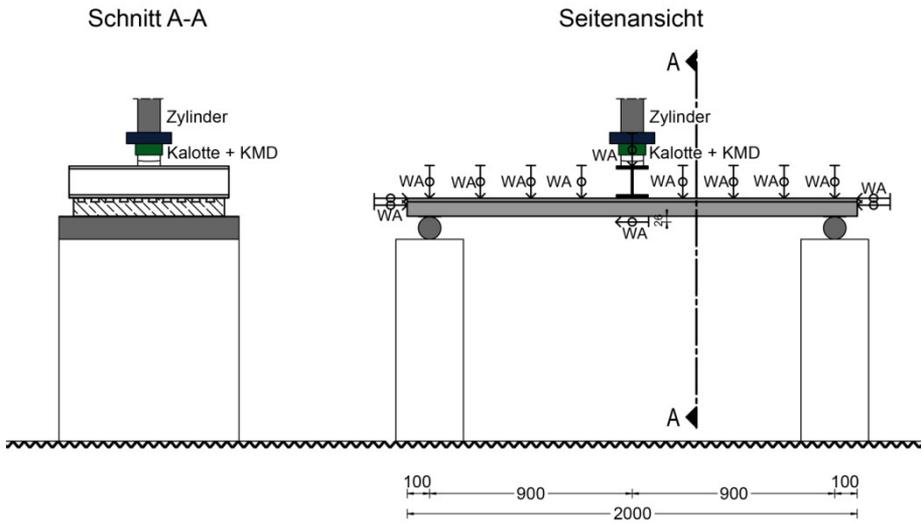


Abb. 4-5: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S1 LEWIS-Versuch

4.2.3 Serie S2

Serie S2 stellt die eigentliche Hauptserie dar und beinhaltet vier großmaßstäbliche Versuche an zweifeldrigen durchlaufenden Verbunddecken. Die Feldweite betrug jeweils 3,00 m, sodass sich inklusive 10 cm Randüberstand eine Gesamtdeckenlänge von 6,20 m ergab. Die Versuchskörper wurden mit einer optimierten Betonmischung mit einem Fasergehalt von 60 kg/m³ hergestellt, deren Zusammensetzung Anhang 9.1.2 entnommen werden kann. Es wurden zwei Versuche mit dem hinterschnittenen SUPERHOLORIB-Blech und zwei Versuchskörper mit dem trapezförmigen HODY-Blech getestet. Der Versuchsstand und die Anordnung der Messtechnik sind in Abb. 4-6 dargestellt. Die Belastung wurde mittels hydraulischen Pressen über ein Querhaupt und Traversen linienförmig in den Drittelpunkten der Felder eingeleitet. Alle Pressen waren in einem Ölkreislauf gekoppelt, sodass überall annähernd dieselbe Kraft vorhanden war. Unter den äußeren Belastungspunkten wurden Risseinleitungsbleche angeordnet, um so eine vordefinierte Schubeinleitungsänge zu erhalten.

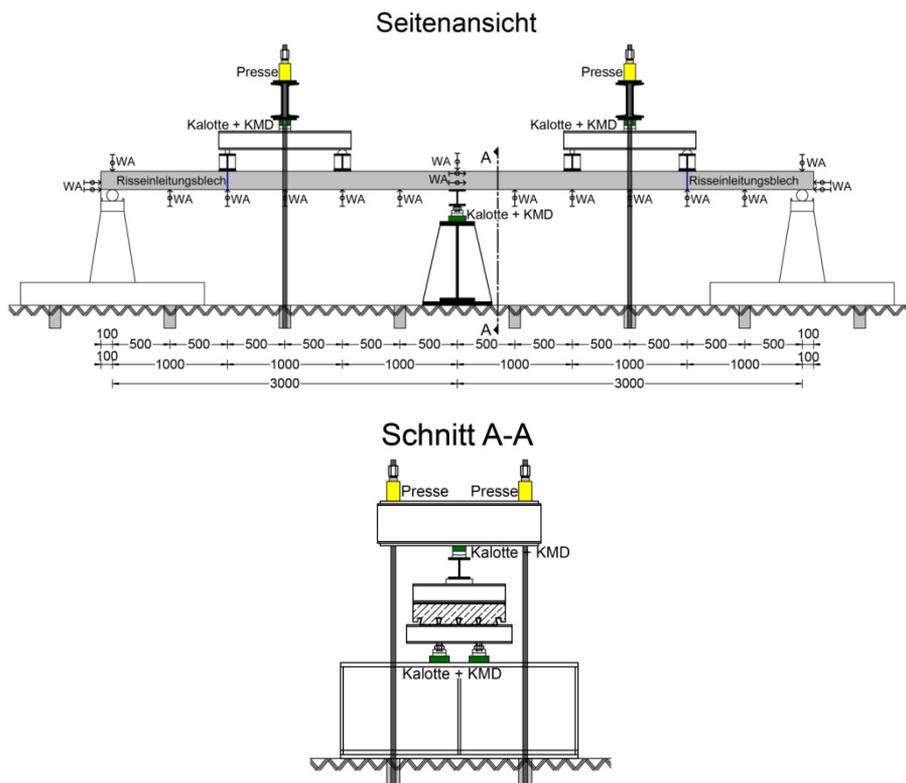


Abb. 4-6: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S2

Die Belastung wurde in kleinen Lastschritten bis zum Bruch des Versuchskörpers gesteigert. Nach jedem Lastschritt wurden die Risse aufgenommen und die Dehnungen der Betonseite mittels Setzdehnmessgerät gemessen. Die Kräfte in den Feldern wurden unterhalb der Querhaupte mithilfe von Kraftmessdosen

aufgezeichnet. Des Weiteren wurden die Auflagerreaktionen des Mittelauglers über Kraftmessdoson aufgenommon. Die Auflagerverschiebungen, die Durchbiegungen sowie der Endschlupf wurden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Anordnung der DMS und der Setzdehnpunkte ist in Abb. 4-7 dargestellt.

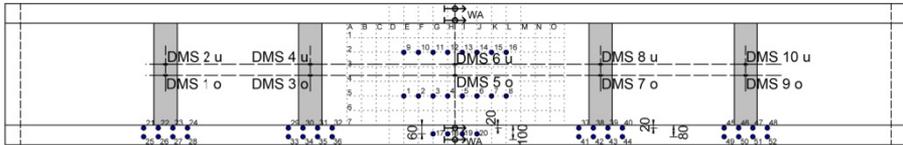


Abb. 4-7: Anordnung der DMS und Setzdehnpunkte – Serie S2

Für den Versuchsaufbau wurde aufgrund der statisch unbestimmten Lagerung folgendes Konzept gewählt:

Der Versuchskörper wurde nach der Herstellung als Einfeldbalken auf die beiden äußeren Auflagerböcke gelegt. Im Anschluss wurden die Lastverteilungsträger aufgemörtelt und die restlichen Aufbauten angeordnet. Darauffolgend wurde die Mittelauglerkonstruktion unterbaut, welche so entworfen war, dass deren Höhe über Spindeln reguliert werden konnte. Unterhalb der Auflagerkonstruktion befanden sich Kraftmessdoson, um die statisch überzählige Auflagerreaktion messen zu können. Nachdem der Versuch gestartet war, wurde das Mittelaugler in einem ersten Schritt soweit hochgespindelt, bis das Feldmoment, welches sich aus Eigenlast des Versuchskörpers und der Aufbauten an der Stelle des Mittelauglers eingestellt hatte, den Wert null annahm. Nach einer Messung wurde in einem weiteren Schritt weitergespindelt, bis sich ein Stützmoment aufgebaut hatte, dessen Wert dem Stützmoment aus Eigenlast des Versuchskörpers inklusive Aufbauten entsprach. Danach wurde der eigentliche Versuch gestartet und der Versuchskörper wurde über die hydraulischen Pressen in den Feldern belastet.

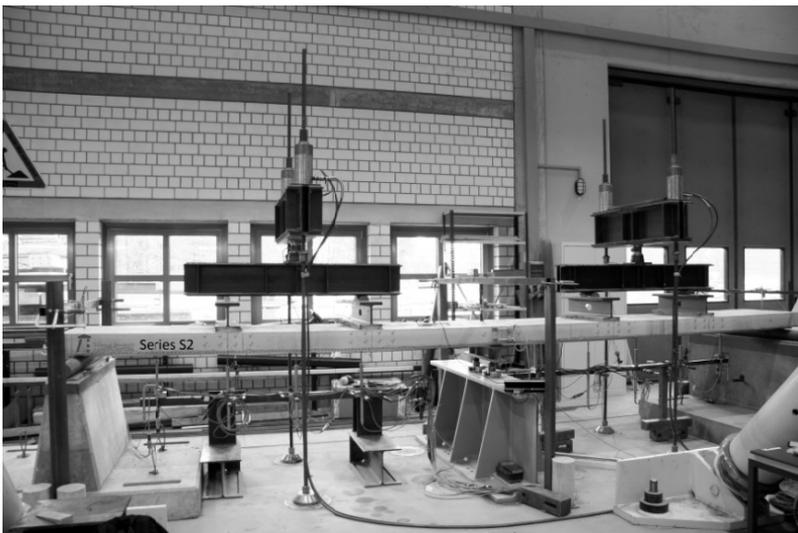


Abb. 4-8: Versuchsstand – Serie S2

4.2.4 Serie S3

In Serie S3 wurde der Einfluss unterschiedlicher Aufbetonstärken untersucht. Hierzu wurden drei Versuchskörper mit unterschiedlicher Höhe (12 cm, 16 cm und 20 cm) hergestellt. In einem weiteren Versuch wurde eine Decke untersucht, bei der das Blech über dem Auflager gestoßen war. Hier sollte der Einfluss eines nicht durchlaufenden Bleches getestet werden. Die Versuche wurden an Einfeld-Verbunddecken durchgeführt und es wurde nur der Stützbereich einer durchlaufenden Decke simuliert. Die Versuchskörper wurden mit einer Betonmischung mit 65 kg/m^3 Fasergehalt einer Faser von Arcelor Mittal (siehe Abb. 9-6) hergestellt. Die Zusammensetzung der Betonmischung kann Anhang 9.1.3 entnommen werden. Für diese Serie kamen ausschließlich SUPERHOLORIB-Bleche zum Einsatz. Der Versuchsstand wurde so konzipiert, dass das Stützmoment über einen Kragarm aufgebracht wurde. Der Versuchsaufbau und die Anordnung der Messtechnik sind in Abb. 4-9 dargestellt.

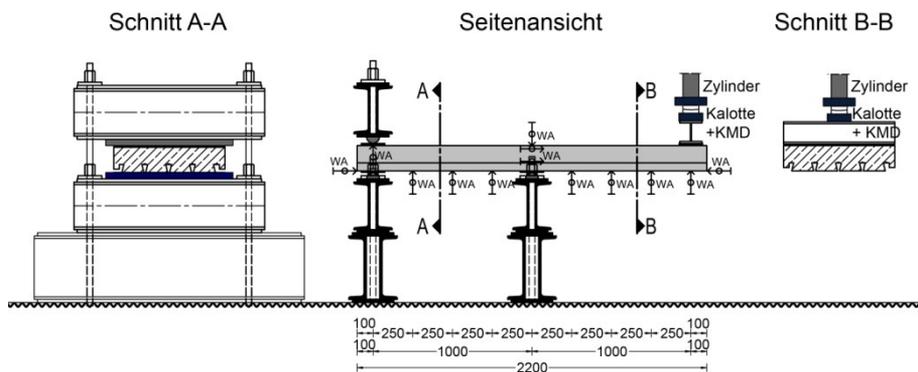


Abb. 4-9: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S3

Die Last wurde mittels eines Hydraulikzylinders über eine Quertraverse linienförmig eingeleitet und mithilfe einer Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Belastung wurde in kleinen Lastschritten bis zum Bruch des Versuchskörpers gesteigert. Nach jedem Lastschritt wurden die Risse aufgenommen und die Dehnungen der Betonseite mittels Setzdehnmessgerät gemessen. Die Auflagerverschiebungen, die Durchbiegungen sowie der Endschlupf wurden mit induktiven Wegaufnehmern aufgenommen. Die Anordnung der DMS und Setzdehnpunkte kann Abb. 4-10 entnommen werden.

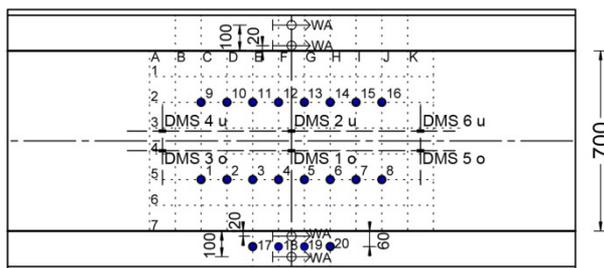


Abb. 4-10: Anordnung der DMS und Setzdehnpunkte – Serie S3



Abb. 4-11: Versuchsstand – Serie S3

4.2.5 Serie S4

In der Serie S4 wurden Versuche an Stahlverbunddecken niedriger Bauhöhe durchgeführt. Zum Einsatz kam das nur 16 mm hohe LEWIS Blech. Im Vergleich zum Tastversuch der Serie S1 wurden hier kleinere Fasern eingesetzt. Es wurde eine Betonmischung mit 60 kg/m^3 Fasergehalt (HE 0,75/35) verwendet, deren Zusammensetzung Anhang 9.1.4 entnommen werden kann. Insgesamt wurden vier Versuche in Serie S4 durchgeführt, ein Versuch an einer 60 mm hohen Decke, zwei Versuche an 80 mm starken Decken und ein Versuch an einer Decke mit einer Deckenstärke von 100 mm. Der Versuchsstand wurde analog zum durchlaufenden Versuchsstand aus Serie S2 konzipiert. Der Versuchsaufbau und die Anordnung der Messtechnik sind in Abb. 4-12 dargestellt. Die Last wurde unter Verwendung eines Hydraulikzylinders über eine Traverse und zwei aufgemörtelte Querträger linienförmig jeweils in Feldmitte eingeleitet.

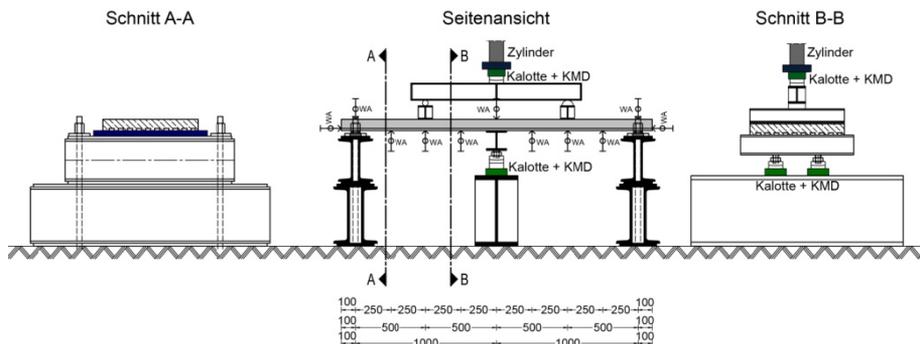


Abb. 4-12: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S4

Sie wurde mittels einer Kraftmessdose aufgezeichnet. Die Lagerreaktion des Mittelauflegers wurde ebenfalls als statisch Überzählige mithilfe von zwei Kraftmessdosen gemessen. Die Auflagerverschiebungen, Durchbiegungen sowie der Endschlupf wurden mit induktiven Wegaufnehmern aufgenommen. Unter den Lasteinleitungsstellen befanden sich Risseinleitungsbleche, um so eine vordefinierte Schubeinleitungslänge zu erreichen. Die Belastung wurde in kleinen Lastschritten bis zum Bruch des Versuchskörpers gesteigert. Nach jedem Lastschritt wurden die Risse aufgenommen und die Dehnungen der Betonseite mittels Setzdehnmessgerät gemessen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4-13 dargestellt.



Abb. 4-13: Versuchsstand – Serie S4

Die Anordnung der DMS und Setzdehnpunkte können Abb. 4-14 entnommen werden.

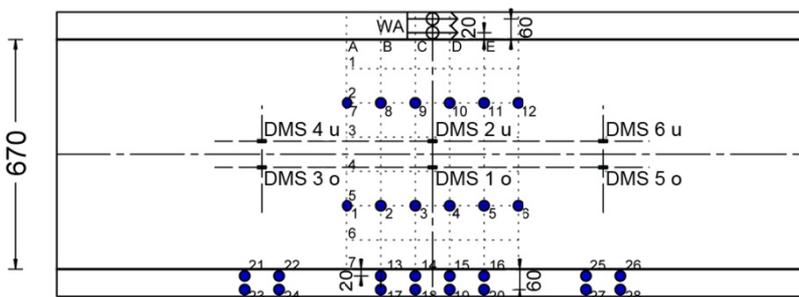


Abb. 4-14: Anordnung der DMS und Setzdehnpunkte – Serie S4

4.3 Herstellung der Versuchskörper

Sämtliche Versuchskörper wurden im Labor für konstruktiven Ingenieurbau an der Technischen Universität Kaiserslautern hergestellt. Die Betonmischung erfolgte im laboreigenen Mischer. Die Fasern wurden händisch in die feuchte Betonmischung eingebracht. Während des Betonierens wurden jeweils 6 Würfel, 3 Zylinder und 6 Biegebalken hergestellt, um so am Versuchstag die Baustofffestigkeiten bestimmen zu können. Die Decken wurden auf einer Schalplattform vollflächig unterstützt hergestellt, was für die Verbundfuge den ungünstigsten Fall darstellt, da diese dann zusätzlich die Eigenlasten mittragen muss. In Abb. 4-15 sind die unterschiedlichen Querschnitte der Versuchskörper dargestellt. Für die Versuchskörper mit unterschiedlichen Deckenstärken in den Serien S3 und S4 wurde nur die Höhe des Querschnitts geändert. Alle sonstigen Abmessungen wurden beibehalten.

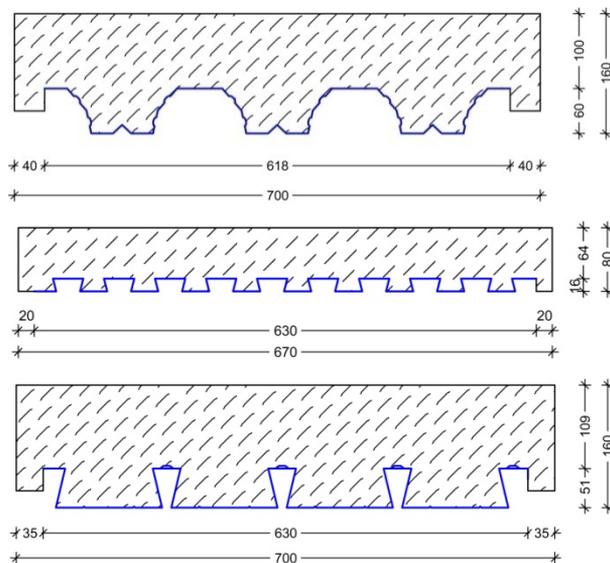


Abb. 4-15: Querschnitte der Versuchskörper – oben: HODY-Blech, Mitte: LEWIS Blech, unten: Superholorib SHR51 Blech

Die Gesamtlänge der Decken betrug Stützweite zuzüglich einem Überstand von 100 mm je Seite. Die Breite der HODY- und SUPERHOLORIB-Versuchskörper betrug 70 cm, die der LEWIS Versuchskörper 67 cm. Die Deckenstärke in Serie S1 und Serie S2 betrug 16 cm, ausgenommen der Versuchskörper S1_LEWIS_V1 aus der Serie S1, der nur eine Deckenstärke von 8 cm besaß. In Serie S3 kamen nur SUPERHOLORIB Bleche zum Einsatz. Hier waren die Deckenstärken der Versuchskörper 12 cm, 16 cm und 20 cm. Der vierte Versuchskörper der Serie S3 wurde auch in einer Deckenstärke von 16 cm ausgeführt. Hier wurde allerdings das Blech direkt über dem Auflager gestoßen. In Serie S4 wurden nur LEWIS Bleche verwendet. Hier wurden durchlaufende Decken mit geringer Deckenstärke untersucht. Die realisierten Stärken waren 6 cm, 8 cm und 10 cm. Eine Gesamtübersicht kann Tab. 4-1 entnommen werden. Um ein Ablösen des Profilbleches vom Beton an den seitlichen Rändern zu verhindern, wurde beidseitig ein Betonüberstand vorgesehen (siehe Abb. 4-15). So wurde die volle Mitwirkung des

Profilbleches über die gesamte Breite sichergestellt. Diese seitlichen Betonnasen wurden bei der späteren Nachrechnung der Versuche berücksichtigt. Vor dem Betonieren wurden auf den Blechen jeweils auf dem Obergurt und Untergurt an verschiedenen Stellen Dehnungsmessstreifen appliziert, um so die Dehnungsverteilung im Blech messen zu können. Deren Lage kann den Messtechnikplänen der entsprechenden Versuchsserien entnommen werden. In Abb. 4-16 ist ein Versuchskörper der Serie S2 vor der Betonage dargestellt. Hier ist auch die Anordnung der Risseinleitungsbleche zu erkennen. Diese wurden an den äußeren Belastungsstellen der durchlaufenden Decken eingebaut, um die Zugfestigkeit hier auszuschalten und eine vordefinierte Schubeinleitungslänge zu erhalten.



Abb. 4-16: Verbunddecke der Serie S2 mit applizierten DMS vor der Betonage,
rechts: Detailaufnahme – Risseinleitungsblech

Die Betonage erfolgte unter Zuhilfenahme eines Krankübels. Die Konsistenz des Stahlfaserbetons wurde mithilfe von Fließmittel so eingestellt, dass er quasi selbstverdichtend ist. Auf einen Innenrüttler wurde gänzlich verzichtet. Lediglich an den Schalkanten und auf der Schalplattform wurde mittels Gummihammerschlägen nachverdichtet.

Die Lagerung der einzelnen Probekörper erfolgte nach *DIN EN 12390 2001* für die Würfel und Zylinder und nach *DAfStb 2009* für die Biegebalken. Die Würfel und Zylinder wurden 24 Stunden nach dem Betonieren ausgeschalt und für sieben Tage im Wasser gelagert. Die Biegebalken wurden nach 48 Stunden ausgeschalt und dann bis zur Prüfung im Wasser gelagert.

4.4 Baustoffe

4.4.1 Stahlfaserbeton

Am Anfang der Untersuchungen stand die Optimierung einer von Arcelor Bissen vorgeschlagenen Betonmischung, die bereits bei einem Großversuch an einer Flachdecke aus reinem Stahlfaserbeton eingesetzt wurde und dort ein gutes Last-Verformungsvermögen zeigte (siehe *Gossia 2004*). Die Mischung wurde auf die im Labor vorhandenen Zuschläge und Zusatzstoffe eingestellt. Der hohe Fasergehalt von 100 kg/m^3 sollte ein gutes Last-Verformungsverhalten des Baustoffes Stahlfaserbeton sicherstellen. Des Weiteren nimmt mit zunehmendem Fasergehalt die Streuung der Faserbeton-Festigkeitswerte ab. Die Versuche der Serie S1 wurden mit dieser Betonmischung hergestellt. Das Ziel weiterer Optimierung war, die Fasermenge bei etwa gleichbleibenden Eigenschaften des Betons deutlich zu reduzieren. Nach einer ersten Testmischung und Prüfung an Biegebalken wurde beschlossen, die neuen Rezepturen mit der höherfesten HE+ 1.0/60 Faser (siehe Abb. 9-4) zu versehen. Der letzte Versuch von Serie S1 und die gesamte Serie S2 wurden mit dieser Faser hergestellt. In Serie S3 wurde eine weiterentwickelte Faser getestet. Die HFE 1.0/60 Faser (siehe Abb. 9-6), die von den geometrischen Abmessungen auch eine gerade Faser mit gekröpften Enden darstellt, hat im Vergleich zur HE Faser noch abgeplattete Enden, was ihr bessere Verbundeigenschaften verleiht. In der Serie S4 wurde die Faser aufgrund der geringeren Deckenstärken auf eine kleinere HE Faser (siehe Abb. 9-8) umgestellt.

In Tab. 4-2 sind die eingesetzten Fasern samt ihrer Eigenschaften dargestellt. Das Fasergewicht wurde an 100 Fasern ermittelt und dann auf eine Einzelfaser zurückgerechnet. So konnte die mittlere Anzahl an Fasern in einem Kubikmeter Beton abgeschätzt werden.

Versuch	Faserart	Fasergehalt [kg/m ³]	Faserlänge [mm]	Faser- durchmesser [mm]	L/d Verhältnis	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Gewicht Einzelfaser [g]	Anzahl pro m ³ [Stk/m ³]
S1_SHR_51_V1 S1_SHR_51_V2 S1_HODY_V1 S1_HODY_V2 S1_LEWIS_V1	TABIX 1.3/50	100	50,00	1,30	39	900	0,52	192308
S1_SHR_51_V3 S2_SHR_51_V1 S2_SHR_51_V2 S2_HODY_V1 S2_HODY_V2	HE+ 1.0/60	60	60,00	1,00	60	1450	0,39	153846
S3_SHR_51_V1 S3_SHR_51_V2 S3_SHR_51_V3 S3_SHR_51_V4	HFE 1.0/60	65	60,00	1,00	60	1100	0,37	175676
S4_LEWIS_V1 S4_LEWIS_V2 S4_LEWIS_V3 S4_LEWIS_V4	HE 0.75/35	60	35,00	0,75	47	1100	0,13	461538

Tab. 4-2: Übersicht über die eingesetzten Fasern

Der gemischte Beton sollte gut verarbeitbar und quasi selbstverdichtend sein. Die Konsistenz der Mischungen wurde über Fließmittel so eingestellt, dass sich ein Setzfließmaß von 50 bis 60 cm ergab.

Mischung Serie S1

Ziel der Optimierung war das Erreichen eines fließfähigen, quasi selbstverdichtenden Stahlfaserbetons mit einem hohen Fasergehalt von 100 kg/m^3 . Dazu wurde die Sieblinie der vorhandenen Zuschläge so abgestimmt, dass sie nach *DIN 1045-2 2001* im Bereich B liegt. Tab. 9-1 im Anhang zeigt die nach der Optimierung benutzte Betonrezeptur.

Für die Herstellung des Stahlfaserbetons der Serie S1 wurden Stahlfasern des Typs TABIX 1.3/50 (Details und Abmessungen siehe Anhang 9.1.1) der Firma Arcelor Bissen benutzt. Sie haben eine gewellte Geometrie mit einem Durchmesser von 1,3 mm bei einer projizierten Länge von 50 mm. Die Wellenlänge beträgt $\lambda = 8 \text{ mm}$, die Amplitude $w = 65 \text{ mm}$. Es ergibt sich eine Schlankheit L/d von 39. Die Zugfestigkeit des Drahtes beträgt nach Angaben des Herstellers rund 900 N/mm^2 . Weitere Informationen können dem technischen Datenblatt (*Arcelor 2003*) entnommen werden. Mit dieser ersten optimierten Mischung wurden fünf Einfeld-Verbunddecken hergestellt und getestet.

Mischung Serie S2

Ziel der weiteren Optimierungen war es, die Fasermenge bei etwa gleichbleibenden Eigenschaften des Betons deutlich zu reduzieren. Nach einer ersten Testmischung und Prüfung an Biegebalken wurde entschieden, die neuen Rezepturen mit der HE+ Faser zu versehen. Die abgeänderte Betonrezeptur kann Tab. 9-2 im Anhang entnommen werden. Durch den geringeren Fasergehalt konnte die Menge der Flugasche auch deutlich reduziert werden.

Für die Herstellung des Stahlfaserbetons der 2. Mischung wurden Stahlfasern des Typs HE+ 1.0/60 (Details und Abmessungen siehe Anhang 9.1.2) der Firma Arcelor Bissen benutzt. Sie haben eine gerade Geometrie mit gekröpften Endhaken. Ihr Durchmesser beträgt 1,0 mm, ihre Länge 60 mm. Es ergibt sich eine Schlankheit L/d von 60. Die Zugfestigkeit des Drahtes beträgt nach Angaben des Herstellers rund 1.450 N/mm^2 . Weitere Informationen können dem technischen Datenblatt (*Arcelor 2007a*) entnommen werden.

Nach erfolgreichen Versuchen an Biegebalken wurde ersichtlich, dass mit dieser Mischung vergleichbare Ergebnisse zu Mischung S1 erzielt werden konnten und dies bei einem deutlich niedrigeren Fasergehalt. Diese Mischung zeigte überdies ein wesentlich besseres Nachrissverhalten (siehe hierzu auch Abb. 9-9 und Abb. 9-10). Nach einem erfolgreichen Versuch in Serie S1 (S1_SHR51_V3) wurde diese Mischung für alle Versuche aus Serie S2 verwendet.

Mischung Serie S3

Für die Mischung der Serie S3 wurde eine weiterentwickelte HE-Faser von Arcelor Bissen getestet. Es handelt sich hierbei um die HFE Faser, bei der die gekröpften Endhaken noch zusätzlich platt gedrückt sind, um so ein besseres Verankerungsverhalten zu erreichen. Für die Mischung S3 kam die HFE 1.0/60 Faser

zum Einsatz, welche die gleichen geometrischen Abmessungen besitzt wie die in Mischung S2 eingesetzte HE+ Faser. Um zu überprüfen, ob sich bei einer etwas höheren Dosierung eine signifikante Verbesserung ergeben würde, wurde in Mischung S3 ein Fasergehalt von 65 kg/m^3 dosiert. Für Mischung S1 und S2 wurde ein CEM III/A 42,5N verwendet. Dieser war bei der Betonage der Versuchskörper der Serie S3 allerdings kurzfristig nicht mehr lieferbar, weshalb hier auf den verfügbaren CEM III/A 32,5N zurückgegriffen wurde. Ansonsten wurde die Betonrezeptur aus Serie S2 beibehalten. Die Betonzusammensetzung und Details und Abmessungen der HFE Faser können Anhang 9.1.3 entnommen werden.

Mischung Serie S4

In der Serie S4 wurden Versuche an Decken sehr niedriger Bauhöhe durchgeführt. In einem Tastversuch in Serie S1 (S1_LEWIS_V1) zeigte sich, dass die dort eingesetzte Mischung nicht für Decken einer solch flachen Bauhöhe geeignet war. Die Abmessung der eingesetzten TABIX Faser war zu groß, um eine effiziente Vernähung der Risse bei diesen niedrigen Querschnittshöhen sicherzustellen. Deshalb wurde für die Serie S4 eine andere Faser benutzt. Entsprechend der kleinsten Deckenstärke von 60 mm (respektive 44 mm oberhalb des Obergurts des Bleches) wurde eine gerade HE Faser mit einem Durchmesser von 0,75 mm und einer Länge von 35 mm mit einer Dosierung von 60 kg/m^3 eingesetzt. Im Vergleich zur TABIX 1.3/50-Mischung liegen so wesentlich mehr Fasern im Querschnitt. Dies kann ebenfalls aus Tab. 4-2 entnommen werden. Bei Verwendung von 60 kg der HE 0.75/35 Faser befinden sich in etwa 460.000 Fasern in einem Kubikmeter Beton, bei 100 kg der TABIX 1.3/50 Faser nur etwa 190.000. Aufgrund der kleineren Fasern und der kleineren Abmessungen des Profilbleches wurde hier für die Betonmischung ein Größtkorn von 8 mm gewählt. Die Betonzusammensetzung sowie Details und Abmessungen der eingesetzten Faser können Anhang 9.1.4 entnommen werden.

4.4.2 Stahlverbundbleche

Im Rahmen der Arbeit kamen Profiltafeln beider Oberkategorien zum Einsatz: Bleche mit hinterschnittener Geometrie und offene Trapezprofile. Als repräsentatives Blech für die schwalbenschwanzförmig hinterschnittene Geometrie wurde das Super-Holorib SHR51-Blech (*Superholorib 2007*) verwendet. Als repräsentatives Blech für die offene Trapezgeometrie wurde das HODY SB60-Blech (*Hody 2009*) eingesetzt. Zusätzlich wurde das LEWIS-Blech (*Lewis 2008*) untersucht. Dieses hinterschnittene Blech besitzt eine viel niedrigere Bauhöhe, da es in der Regel für kleinere Stützweiten ausgelegt ist.

HODY-Blech (HODY SB60)

Das HODY-Blech ist in die Gruppe der offenen Trapezprofile einzuordnen. Die Verbundsicherung erfolgt über je zwei Reihen eingewalzter Noppen im Stegbereich. Nach Angaben des Herstellers besitzen die Bleche die Stahlgüte S 320 GD und sind

mit einer Verzinkung Z275 N-A-C versehen. Die Geometrie des Bleches ist in Abb. 4-17 dargestellt. Die Breite der Profiltafeln beträgt 1086 mm. Für die Versuche wurde allerdings nicht die gesamte Tafel benutzt, sondern ein symmetrischer Teil von 618 mm Breite herausgeschnitten (vgl. Abb. 4-17). Die Blechdicke einschließlich der Verzinkungsschicht beträgt 0,75 mm.

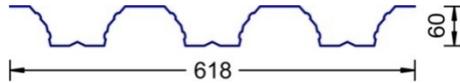


Abb. 4-17: Geometrie – HODY-Blech

LEWIS-Blech

Das LEWIS-Blech ist in die Gruppe der hinterschnittenen Profile einzuordnen. Die Verbundsicherung erfolgt über die Klemmwirkung der Hinterschneidung. Die Profilgeometrie ist in Abb. 4-18 dargestellt. Aufgrund der niedrigen Bauhöhe sind im Bauzustand ohne Unterstützung keine großen Spannweiten möglich. Das Profil wird vornehmlich in der Altbausanierung von Decken eingesetzt. Hier beträgt die Stützweite meist 60 cm bei einer Gesamtdeckenstärke von 50 mm. Die gesamte Profiltafel hat eine Breite von 630 mm. Die Blechdicke einschließlich der Verzinkungsschicht beträgt 0,5 mm. Nach Angaben des Herstellers besitzen die Profiltafeln die Stahlgüte S 320 GD, die Verzinkungsgüte beträgt Z275 N-A-C.

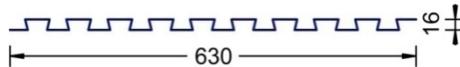


Abb. 4-18: Geometrie – LEWIS-Blech

Superholorib-Blech (SHR51)

Das Superholorib SHR51-Blech ist ebenfalls in die Gruppe der hinterschnittenen Profilbleche einzuordnen. Im Gegensatz zu dem LEWIS-Blech erfolgt die Verbundsicherung bei diesem Blech auf zwei Arten: Zum einen über die Klemmwirkung der Hinterschneidung, zum anderen über eingewalzte Noppen auf den Obergurten der Sicken (vgl. Abb. 4-19). Die Blechtafeln haben eine Breite von 624 mm. Für die Versuche wurde eine Blechdicke einschließlich Verzinkungsschicht von 1 mm gewählt.

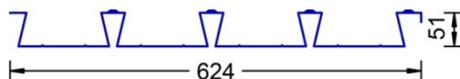


Abb. 4-19: Geometrie – SHR51-Blech

4.4.3 Materialeigenschaften

Zur Ermittlung der Materialkennwerte der verwendeten Baustoffe wurden entsprechende Untersuchungen durchgeführt. In Tab. 4-3 sind die ermittelten Ergebnisse für alle Versuche zusammengefasst.

	Serie S1						Serie S2						Serie S3						Serie S4						
	SHR51		HODY		LEWIS		SHR51		HODY		SHR51		SHR51		SHR51		SHR51		LEWIS		LEWIS		LEWIS		
	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V1	V2	V3	V4	
Stahlfaserbeton																									
Druckfestigkeit $f_{cm,sp}$	61,72	63,71	61,72	57,56	67,79	59,60	46,97	41,01	41,49	43,99	26,15	45,73	46,73	26,15	44,85	45,42	44,85	45,42	44,85	45,42	45,10	45,10	45,34	45,34	
Zugfestigkeit f_{ctm}	4,93	5,56	4,93	5,34	5,31	5,54	4,36	3,82	4,48	4,75	2,82	5,04	5,05	2,82	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,27	4,27	4,27	4,27	
E-Modul E_{cm}	34790	33950	34790	36190	39154	38619	35197	30702	31207	29678	27719	29321	29321	27719	30105	30105	30105	30105	30105	30105	28677	28677	28677	28677	
nach DBV-Merkblatt																									
äqu. Biegezugfestigkeit $f_{eqm,I}$	5,54	5,19	5,54	5,47	8,92	4,94	5,35	3,76	5,43	4,78	3,71	6,55	6,55	3,71	4,63	4,63	4,63	4,63	4,63	4,63	4,45	4,45	4,45	4,45	
äqu. Biegezugfestigkeit $f_{eqm,II}$	4,41	3,87	4,41	4,35	6,23	4,90	5,42	3,43	5,42	4,58	3,45	5,48	5,48	3,45	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98	3,66	3,66	3,66	3,66	
äqu. Zugfestigkeit $f_{eq,cm,I}$	2,49	2,34	2,49	2,46	4,02	2,22	2,41	1,69	2,44	2,15	1,67	2,95	2,95	1,67	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08	2,00	2,00	2,00	2,00	
äqu. Zugfestigkeit $f_{eq,cm,II}$	1,63	1,43	1,63	1,61	2,30	1,81	2,01	1,27	2,01	1,70	1,28	2,03	2,03	1,28	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,36	1,36	1,36	1,36	
erreichte Faserbetonklasse	2,0/1,6	2,0/1,4	2,0/1,6	2,0/1,6	2,0/2,0	2,0/1,8	2,0/2,0	1,6/1,2	2,0/2,0	2,0/1,6	1,6/1,2	2,0/2,0	2,0/2,0	1,6/1,2	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	2,0/1,4	
nach DAfStb-Richtlinie 2008																									
mittl. Biegezugfestigkeit $f_{cm,n}$	5,14	4,81	5,14	5,24	6,16	4,64	4,55	4,09	4,42	4,71	3,61	5,25	5,25	3,61	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,62	4,20	4,20	4,20	4,20	
char. Wert d. Biegezugf. $f_{ctk,n}$	3,93	3,73	3,93	4,27	5,38	3,61	3,85	3,59	3,89	4,09	2,83	4,43	4,43	2,83	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,91	3,51	3,51	3,51	3,51	
Grundwerte der zentr. Zugf.																									
Leistungsklasse 1 $f_{ctd,L,1}$	1,28	1,21	1,28	1,18	1,57	1,11	1,16	0,85	1,14	1,07	0,81	1,36	1,36	0,81	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	0,98	0,98	0,98	0,98	
Leistungsklasse 2 $f_{ctd,L,2}$	0,44	0,44	0,44	0,43	0,48	0,55	0,60	0,41	0,62	0,53	0,43	0,48	0,48	0,43	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,36	0,36	0,36	0,36	
Spannungsblock $f_{ctd,u}$	0,65	0,65	0,65	0,63	0,71	0,81	0,88	0,60	0,92	0,79	0,63	0,71	0,71	0,63	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,53	0,53	0,53	0,53	
erreichte Leistungsklasse	3,0/1,5	3,0/1,5	3,0/1,5	2,7/1,5	3,0/2,7	2,7/2,1	2,7/2,4	2,1/1,5	2,7/2,4	2,4/2,1	1,8/1,5	3,0/1,8	3,0/1,8	1,8/1,5	2,4/1,5	2,4/1,5	2,4/1,5	2,4/1,5	2,4/1,5	2,4/1,5	2,4/1,2	2,4/1,2	2,4/1,2	2,4/1,2	
Verbundblech																									
Streckgrenze $f_{p,pm}$	341,58	341,58	364,71	364,71	349,63	341,58	351,92	351,92	355,33	355,33	363,03	363,03	363,03	363,03	369,00	369,00	369,00	369,00	369,00	369,00	369,00	369,00	369,00	369,00	
Zugfestigkeit $f_{t,pm}$	425,95	425,95	430,64	430,64	392,52	425,95	457,12	457,12	438,22	438,22	465,08	465,08	465,08	465,08	432,36	432,36	432,36	432,36	432,36	432,36	432,36	432,36	432,36	432,36	
E-Modul E_{pm}	196051	196051	205367	205367	187605	196051	202062	202062	201084	201084	199479	199479	199479	199479	197538	197538	197538	197538	197538	197538	197538	197538	197538	197538	
Alter am Versuchstag	42	66	42	64	119	45	34	36	32	35	45	35	36	45	38	39	38	39	38	39	34	34	33	33	

Tab. 4-3: Ergebnisse der Materialuntersuchungen für die einzelnen Versuche

Betonfestigkeiten

Die Ermittlung der Druckfestigkeit erfolgte nach *DIN EN 12390 2001* an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm. Am jeweiligen Versuchstag wurden mindestens drei Würfel geprüft, um so mit den genauen Materialwerten rechnen zu können.

Die Bestimmung des E-Moduls erfolgte nach *DIN 1048 1991* an jeweils drei Zylindern mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe.

Nach der E-Modulprüfung wurde an den Zylindern die Spaltzugfestigkeit nach *DIN EN 12390 2001* ermittelt und anschließend in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet (nach den Regeln für Normalbeton).

Spezifische Stahlfaserbetoneigenschaften

Für die Charakterisierung der Leistungsfähigkeit des Stahlfaserbetons interessieren vor allem die Nachrisszugfestigkeit und das Arbeitsvermögen. Die Ermittlung dieser Werte erfolgt im Biegeversuch nach *DBV 2001* oder *DAfStb 2009* an 70 cm langen Balken mit einem Querschnitt von 150 mm x 150 mm. Die Prüfung wird im weggesteuerten Vierpunkt-Biegeversuch durchgeführt. Die Stützweite beträgt 600 mm. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 4-20 dargestellt.

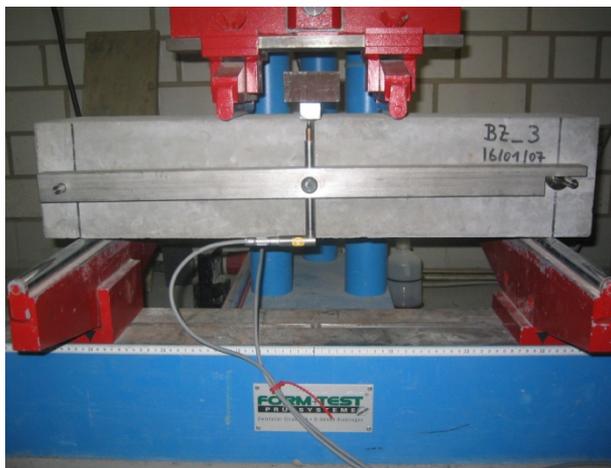


Abb. 4-20: Biegezugversuch

Die Belastungsgeschwindigkeit wurde entsprechend den Regelungen des DBV-Merkblattes zu 0,2 mm/min eingestellt. Dabei wurde die Durchbiegung in Feldmitte mittels zwei induktiver Wegaufnehmer aufgezeichnet. In Abb. 4-21 sind die Mittelwerte der Biegezugversuche der jeweiligen Versuchsserien dargestellt. Des Weiteren sind im Anhang 9.1.5 die Biegezugversuche der einzelnen Serien in Form von Diagrammen abgedruckt.

Allen Versuchen war gemeinsam, dass die Last nach dem Erstriss teilweise noch deutlich gesteigert werden konnte („Strain-Hardening“). Die mit 100 kg/m³ TABIX 1.3/50 bewehrte Mischung zeigte ein ausgeprägtes Strain-Hardening. Allerdings fiel hier die Last nach Überschreiten der Höchstlast auch deutlich ab, sodass bei einer

Mittendurchbiegung von 3,5 mm nur noch in etwa 70-75 % der Erstrisslast vorhanden war.

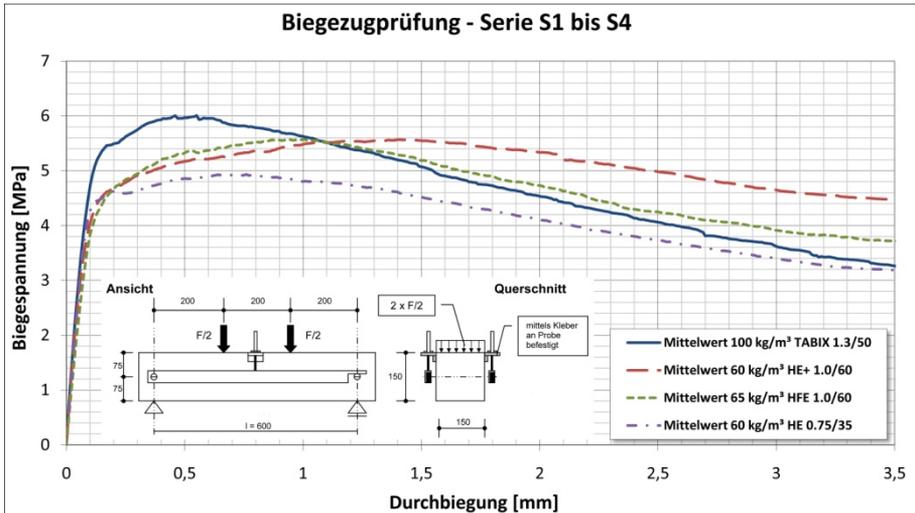


Abb. 4-21: Biegezugprüfung – Mittelwerte aller Serien

Nach Umstellen der Betonrezeptur in Serie S2 ($60 \text{ kg/m}^3 \text{ HE+}$) konnten hinsichtlich des Nachrissverhaltens wesentliche Verbesserungen erreicht werden. Diese Mischung besitzt bei einer Durchbiegung von 3,5 mm noch in etwa die Erstrisslast. Auch hier konnte die Last nach dem Anreißen noch gesteigert werden und im Vergleich zur ersten Betonrezeptur konstanter gehalten werden. Dies ist die Grundvoraussetzung für die Sicherstellung eines ausreichenden Rotationsvermögens. Die Mischungen der Serien S3 und S4 zeigen wiederum ein schlechteres Nachrissverhalten, verglichen mit der Serie S2. Der Lastabfall nach Erreichen der Höchstlast ist wieder ausgeprägter. Dies könnte u. a. auch auf die Umstellung des Zementes zurückzuführen sein. CEM III/A 42,5N (eingesetzt bei Serie S1 und S2) besitzt eine höhere Mahlfineinheit, sodass bei diesen Mischungen die Feinanteile höher sind. Dies führt zu einer besseren Verankerung der Faser. Die HE 0.75/35 Faser besitzt durch ihre kürzere Länge per se ein schlechteres Verankerungsverhalten. Hinsichtlich der Duktilität ist festzustellen, dass Mischung S2 die besten Ergebnisse liefert. Hier tritt die Höchstlast bei einer viel größeren Durchbiegung auf als bei allen anderen Versuchen. Im Vergleich zeigt hier die TABIX Mischung aus Serie S1 das sprödeste Verhalten. Die Maximallast wird relativ früh erreicht gefolgt von einem starken Lastabfall im Nachrissbereich.

Das Versagen stellte sich dahin gehend ein, dass die Fasern aus der Matrix herausgezogen wurden. Die Endhaken der geraden Fasern (Serie S2 bis S4) wurden beim Herausziehen gerade gezogen. Bei der TABIX Faser stellte sich teilweise ein andersartiges Versagen ein. Die Fasern wurden ebenso aus der Betonmatrix gezogen, „zersägen“ dabei aber aufgrund ihrer hohen Steifigkeit teilweise die Betonmatrix. Dies ist u. a. auch ein Grund für den starken Abfall nach Maximallast und ihre schlechtere Leistungsfähigkeit im Nachrissbereich.

Kontrolle des Fasergehalts

Die Fasergehaltsbestimmung erfolgte mittels Auswaschversuch. Hierzu wurde pro Betonmischung ein Eimer mit einem Fassungsvermögen von zehn Litern mit Frischbeton befüllt und anschließend in eine mit einem starken klappbaren Magneten ausgestattete Auswaschapparatur eingefüllt (siehe Abb. 4-22). Nach dem Auswaschen des Zementleims und der Zuschlagkörner unter Zuhilfenahme eines Wasserschlauches konnte der Magnet weggeklappt werden und die Fasern fielen in einen Auffangbehälter. Im Anschluss wurden sie getrocknet und gewogen. Die maximale Streuung zwischen Soll- und Ist-Fasergehalt lag bei allen Versuchen unter 7 %, was für Stahlfaserbeton einen akzeptablen Wert darstellt.



Abb. 4-22: Faserauswaschung

Zugversuche an Blechen

Um die genauen Werte der Streckgrenze und der Zugfestigkeit der eingebauten Profiltafeln zu ermitteln, wurden Zugversuche an Flachproben nach *DIN EN 10002-1 2001* durchgeführt. Hierzu wurden Proben aus den Unter- und Obergurten der Bleche entnommen und getestet. Die Ergebnisse der Zugversuche können Tab. 4-3 entnommen werden. Die Spannungen wurden am Nennquerschnitt des Bleches ermittelt. Dieser wurde mittels Mikrometerschraube ermittelt. Es wurde eine Zinkschicht von 20 μm je Seite angenommen, welche bei der Bestimmung des Querschnitts nicht berücksichtigt wurde.

Blehdickenmessung

Die Blechdicken der gelieferten Profiltafeln wurden mithilfe einer Mikrometerschraube überprüft. Alle gemessenen Werte lagen im Toleranzbereich, der in den jeweiligen Zulassungen der Profilbleche bzw. in *DIN EN 10143 2006* angegeben ist.

4.5 Analyse der Faserverteilung

Nachdem alle Versuche durchgeführt waren, wurden die Deckenplatten entlang des Versagensrisses aufgeschnitten, um die Fasern zu zählen und deren Verteilung zu ermitteln. Dazu wurde der Deckenquerschnitt in verschiedene Bereiche aufgeteilt, in denen dann die Faseranzahl ermittelt wurde. In der Mitte wurde eine vertikale Symmetrieachse angeordnet. In Höhenrichtung wurden je nach Deckenstärke bis zu acht Lamellen definiert, um so eine möglichst genaue Auswertung der Verteilung ermitteln zu können. In Abb. 4-23 ist exemplarisch die Aufteilung einer 160 mm hohen HODY-Decke dargestellt.

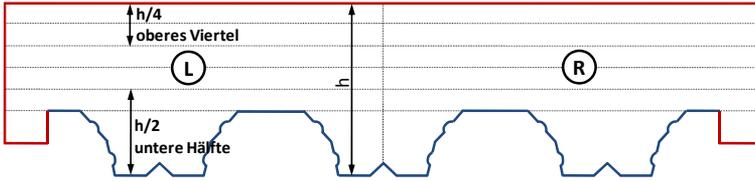


Abb. 4-23: Einteilung der Querschnitte zur Ermittlung der Faserverteilung

Aus den so gewonnenen Daten lassen sich weitere Rückschlüsse auf das erreichte Trag- und Verformungsverhalten der jeweiligen Decke ziehen. Die ermittelten Verteilungen der einzelnen Versuchsserien sind im Anhang 9.2 dargestellt. Um die Ergebnisse miteinander vergleichen zu können, wurde die Faseranzahl pro Quadratzentimeter ermittelt.

Tab. 4-4 fasst die wichtigsten Ergebnisse der Auszählversuche zusammen. Bei allen Versuchen ist eine Tendenz der Faserabsetzung nach unten festzustellen. Serie S1 zeigt hier die deutlichste Ausprägung. Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, dass bei den Mischungen der Serie S1 etwas zu viel Fließmittel nachdosiert wurde und somit ein Absenken begünstigt wurde. Des Weiteren neigt die Faser TABIX 1.3/50, die von allen eingesetzten Fasern das höchste Gewicht und die höchste Steifigkeit besitzt, am ehesten zum Absinken.

Versuch	Faserghalt	Anzahl [Stk/m³]	Anzahl [Stk]	Ø-Anzahl [Stk/cm²]	Ø-Anzahl ober. Viertel [Stk/cm²]	Ø-Anzahl untere Hälfte [Stk/cm²]	Anzahl links [%]	Anzahl rechts [%]
S1_SHR_51_V1	100 kg/m³ TABIX 1.3/50	192308	615	0,6	0,3	0,7	46,8	53,2
S1_SHR_51_V2			630	0,6	0,3	0,8	51,0	49,0
S1_HODY_V1			628	0,7	0,3	1,0	46,7	53,3
S1_HODY_V2			631	0,7	0,5	0,9	47,1	52,9
S2_SHR_51_V1	60 kg/m³ HE+ 1.0/60	153846	698	0,6	0,3	0,9	46,3	53,7
S2_SHR_51_V2			579	0,5	0,3	0,8	51,5	48,5
S2_HODY_V1			535	0,6	0,4	0,7	43,9	56,1
S2_HODY_V2			536	0,6	0,5	0,7	52,1	47,9
S3_SHR_51_V1	65 kg/m³ HFE 1.0/60	175676	587	0,5	0,5	0,6	54,5	45,5
S3_SHR_51_V2			511	0,7	0,8	0,6	52,6	47,4
S3_SHR_51_V3			770	0,6	0,5	0,6	45,1	54,9
S3_SHR_51_V4			772	0,7	0,6	0,8	53,4	46,6
S4_LEWIS_V1	60 kg/m³ HE 0.75/35	461538	337	0,7	0,7	0,7	51,9	48,1
S4_LEWIS_V2			377	0,8	0,7	0,9	53,6	46,4
S4_LEWIS_V3			253	0,7	0,8	0,7	46,2	53,8
S4_LEWIS_V4			422	0,7	0,7	0,7	60,4	39,6

Tab. 4-4: Analyse der Faserverteilung

Nach Umstellen der Betonrezeptur und Faserart war dieser Effekt in Serie S2 nicht mehr ganz so stark ausgeprägt. Allerdings ist hier auch noch zu beobachten, dass im oberen Bereich der Decken weniger Fasern vorhanden sind als in der übrigen Querschnittsfläche. Serie S3 und Serie S4 weisen hingegen eine gleichmäßigere Verteilung auf. Hier war kein übermäßiges Absinken mehr festzustellen. Die oberen Querschnittsbereiche besitzen in etwa denselben Fasergehalt wie die übrige Querschnittsfläche. Die Abweichung in der Verteilung zwischen linker und rechter Seite lag im Durchschnitt zwischen 1 bis 4 %. Der letzte Versuchskörper aus Serie S4 (S4_LEWIS_V4) stellt hier die einzige Ausnahme dar. Die Abweichung zwischen links und rechts beträgt fast 10 %. Die Anzahl der gezählten Fasern im Querschnitt der vergleichbaren Versuchskörper korreliert bis auf ein paar wenige Ausnahmen sehr gut. Zu nennen ist hier der Versuchskörper S2_SHR51_V1, der aufgrund seines im Vergleich zu den restlichen Versuchskörpern der Serie überhöhten Fasergehaltes auffällt. Dies spiegelt sich auch in den Versuchsergebnissen wider. Dieser Versuch erreichte die höchste Stützmomenten Tragfähigkeit der Serie. Eine weitere große Abweichung ist in Serie S3 auszumachen. Sowohl der 120 mm hohe Versuchskörper (S3_SHR51_V2) als auch der 160 mm hohe Versuchskörper mit gestoßenem Blech (S3_SHR51_V4) besitzen einen erhöhten Fasergehalt. Gleichzeitig zeigt der 120 mm hohe Versuchskörper eine erhöhte Faseranzahl im oberen Viertel. Auch dies wirkt sich in den Versuchen in Form einer erhöhten Tragfähigkeit aus.

Die an den Schnitten der Versuchskörper ausgezählte Faseranzahl wurde mit den in Kapitel 3.4 beschriebenen Ansätzen überprüft. Bestimmt wurde der Faserorientierungsbeiwert nach Lin (Gleichung (3.10)) sowie nach Hilsdorf (Gleichung (3.14)). Unter Ansatz der Werte von Lin wurde mittels Gleichung (3.15) die prognostizierte Faseranzahl in der Schnittfläche berechnet. Die Ergebnisse sind in Tab. 4-5 dargestellt. Der Faserorientierungsbeiwert von Lin ist nur von der Querschnittshöhe und der Faserart abhängig. Für die Berechnung geht Lin von Vollquerschnitten aus. Im Falle von Verbunddecken liegt allerdings aufgrund der kammartigen Struktur kein Vollquerschnitt mehr vor. Vielmehr müssten sich geringfügig größere Orientierungsbeiwerte ergeben, da die rechnerisch mittlere Höhe der Decke geringer ist. Die ausgerechneten Werte können deshalb auch nur als Näherung angesehen werden.

Versuch	Höhe [mm]	ermittelte Anzahl [Stk]	η nach Lin [-]	η nach Hilsdorf [-]	Anzahl n. Hilsdorf [Stk]
S1_SHR_51_V1	160	615	0,60	0,62	594
S1_SHR_51_V2	160	630	0,60	0,63	591
S1_HODY_V1	160	628	0,60	0,73	514
S1_HODY_V2	160	631	0,60	0,73	513
S2_SHR_51_V1	160	698	0,60	0,69	600
S2_SHR_51_V2	160	579	0,60	0,57	604
S2_HODY_V1	160	535	0,60	0,61	519
S2_HODY_V2	160	536	0,60	0,61	522
S3_SHR_51_V1	160	587	0,60	0,53	655
S3_SHR_51_V2	120	511	0,63	0,63	506
S3_SHR_51_V3	200	770	0,57	0,55	792
S3_SHR_51_V4	160	772	0,60	0,69	667
S4_LEWIS_V1	80	337	0,66	0,39	568
S4_LEWIS_V2	80	377	0,66	0,45	561
S4_LEWIS_V3	60	253	0,68	0,43	403
S4_LEWIS_V4	100	422	0,65	0,39	705

Tab. 4-5: Faserorientierungswerte sowie prognostizierte Anzahl

Die mit Hilfe der von Hilsdorf vorgeschlagenen Formel berechneten Werte korrespondieren mit Ausnahme von Serie S4 relativ gut mit dem Werten von Lin. Auch hier sei zu erwähnen, dass die Abschätzung nach Hilsdorf eine Näherung darstellt, da bei der Ermittlung auch von Vollquerschnitten ausgegangen wird. Da für die Bemessung von stahlfaserbewehrten Verbunddecken (Kapitel 5) vereinfacht nur der Spannungsblock angesetzt wird, um den Zugbereich des Stahlfaserbetons abzubilden, werden dadurch die höheren Tragfähigkeiten von Stahlfaserbeton im Bereich kleinerer Dehnungen nicht berücksichtigt. Hiermit können die Effekte aus einem teilweisen Absinken der Fasern etwas kompensiert werden. Dennoch ist bei der Herstellung von stahlfaserbewehrten Verbunddecken sorgfältig darauf zu achten, dass ein starkes Absinken der Fasern durch eine geeignete Betonrezeptur vermieden wird.

4.6 Versuchsdurchführung und Messungen

Die Versuchsdurchführung lief bei allen Versuchen grundsätzlich identisch ab. Die Belastung erfolgte – mit Ausnahme von Serie S2 – weggeregelt mittels eines hydraulischen Hydropulszylinders. In der Serie S2 wurde die Belastung mithilfe von hydraulischen Pressen aufgebracht. Die Last wurde in kleinen Lastschritten bis zum Bruch des Versuchskörpers gesteigert. Nach jeder Laststufe wurde die Last stehen gelassen und es wurden Dehnungsmessungen mittels Setzdehnmessgerät durchgeführt. Im Anschluss daran wurden die entstandenen Risse eingezeichnet und mit der jeweiligen Laststufe beschriftet. Die Rissweiten wurden mit einer Risslupe aufgenommen und dokumentiert.

In Abb. 4-24 ist die Belastungs-Zeit-Kurve exemplarisch für einen Versuch dargestellt. Nach der Beendigung eines Lastschrittes und Anhalten der Belastung fiel die Last infolge zeitabhängiger Verformungen und Umlagerungen immer etwas ab. Die Größe des Abfalls war abhängig vom jeweiligen Lastniveau; bei niedrigen Laststufen war der Lastabfall nur marginal, bei größeren Lasten vergrößerte er sich.

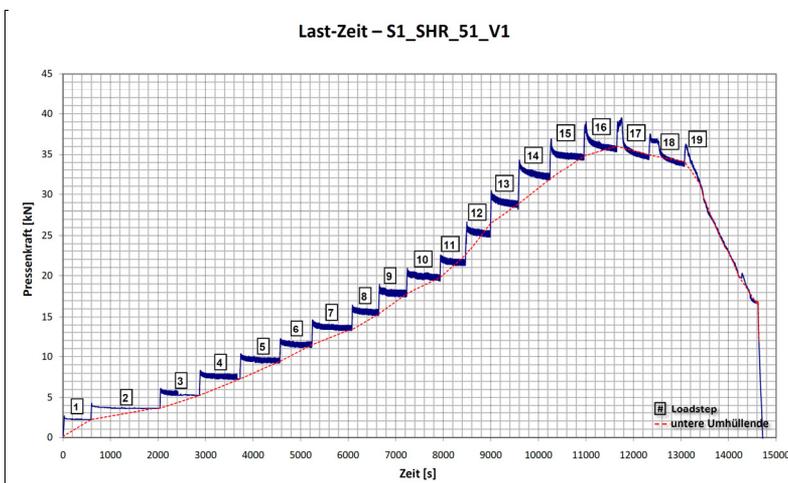


Abb. 4-24: Last-Zeit-Diagramm eines Versuches

Direkt nach dem Anhalten war der Lastabfall am größten. Er näherte sich dann asymptotisch einem Endwert. Bei Wiederanfahren der Last nahm der Versuchskörper direkt wieder Last auf und es wurde das Lastniveau vor Anhalten erreicht. Für die Versuchsauswertung wurde die untere umhüllende Kurve (gestrichelte Linie in Abb. 4-24) herangezogen.

Die analogen Daten der Messstellen wurden über das System Spider 8 von HBM verstärkt und digitalisiert. Die Aufzeichnung erfolgte mit der Software Catman 4.5 von HBM. Die Messung wurde als Dauermessung mit einer Messrate von 1Hz durchgeführt.

Die Kräfte wurden mithilfe von Kraftmessdosen aufgezeichnet. Bei den durchlaufenden Versuchen an Zweifeld-Deckenplatten wurde zusätzlich die Auflagerreaktion am Mittelaufleger mit zwei Kraftmessdosen aufgezeichnet. Somit konnte in dem einfach statisch unbestimmten System die statisch überzählige Reaktion ermittelt werden und die Schnittgrößenverläufe konnten bestimmt werden. Die Messung der Kraft erfolgte redundant, um diesen wesentlichen Messwert sicher zu erfassen. Eine Messung erfolgte über die am Zylinder befestigte Kraftmessdose, die andere mittels der im Versuch eingebauten Kraftmessdose.

Die Verformungsmessungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Firma Hottinger-Baldwin-Messtechnik durchgeführt, deren Messlänge je nach Erfordernis zwischen 10 und 50 mm gewählt wurde. Gemessen wurden die vertikalen Durchbiegungen in den Feldern, die vertikale Auflagerverschiebung sowie der Endschlupf zwischen Blech und Beton jeweils am Ober- und Untergurt des Bleches auf beiden Seiten der Decke. In Ergänzung zu den Setzdehnpunkten wurden im negativen Momentenbereich an der Seite der Decke zwei horizontale Wegaufnehmer angebracht, um die Dehnung bzw. Stauchung der Decke zu messen. Die Anordnung der Messtechnik in den jeweiligen Serien ist sowohl in den Kapiteln 4.2.2 bis 4.2.5 als auch im Anhang dargestellt.

Um die Dehnungen der Profilbleche messen zu können, wurden an Obergurt und Untergurt sowohl in den Feldbereich als auch im Stützbereich Dehnungsmessstreifen (DMS) vom Typ LY 6/120 appliziert. Deren Anordnung kann ebenfalls den Messtechnikplänen entnommen werden. Es sei noch angemerkt, dass zum Applizieren der DMS auf das Blech die Zinkschicht entfernt werden muss, da diese ein anderes Dehnungsverhalten als das eigentliche Blech aufweist. An der Klebestelle wurde die 20 µm dicke Zinkschicht weggeschliffen. Hierdurch vermindert sich die Bruttodicke des Bleches an dieser Stelle. Dies stellt allerdings keine Querschnittsschwächung dar, da rechnerisch ohnehin nur der Nennquerschnitt des Bleches berücksichtigt wird.

4.7 Versuchsergebnisse

4.7.1 Allgemeines

Die bei den 18 geprüften Versuchsdecken aufgezeichneten Werte wurden aufbereitet und in Diagrammen aufgetragen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit können nicht alle Messwerte und Diagramme in diesem Kapitel wiedergegeben werden. Im Folgenden werden Diagramme abgebildet, die aussagekräftige Verläufe der Messergebnisse dokumentieren. Im Anhang der Arbeit und in *Schnell 2008b* befinden sich weitere Diagramme zu den einzelnen Versuchsserien.

Die Versuchsergebnisse der einzelnen Serien werden im Folgenden dargestellt und analysiert. Am Ende des Kapitels wird das Tragverhalten von stahlfaserbewehrten Verbunddecken nochmals zusammenfassend dargestellt. Die Analyse der einzelnen Serien erfolgt hinsichtlich folgender Punkte:

- Trag- und Verformungsverhalten,
- Rotationsverhalten,
- Rissverhalten und Versagen,
- Verbundverhalten und Endschlupf.

4.7.2 Versuchsergebnisse – Serie S1

In Serie S1 wurde die Stützmomentenragfähigkeit von stahlfaserbewehrten Verbunddecken an Ersatz-Einfelddecken untersucht. Dazu wurde der Stützbereich einer durchlaufenden Decke zwischen den Momentennullpunkten simuliert. Des Weiteren wurden Aufschlüsse über die mögliche Rotation gewonnen. Zusätzlich wurde ein Tastversuch an einer sehr dünnen Decke durchgeführt, um die Leistungsfähigkeit von Stahlfaseraufbeton bei niedrigen Deckenhöhen zu untersuchen.

Trag- und Verformungsverhalten

In Abb. 4-25 sind die Momenten-Durchbiegungsdiagramme der einzelnen Versuche dargestellt. Allen Versuchen gemeinsam ist der steile Anstieg der Last-Verformungskurve bis zum Erreichen des Rissmomentes. Nach dem Anreißen konnte die Last noch weiter gesteigert werden. Eine Ausnahme stellt hier der Tastversuch S1_LEWIS_V1 dar. Bei diesem fiel die Last nach dem Reißen ab. Allerdings blieb sie dann auf einem niedrigeren Plateau annähernd konstant. Nach Erreichen des Maximalmomentes konnte die Last noch über einen größeren Bereich annähernd konstant gehalten werden. Danach war ein langsamer, aber stetiger Lastabfall zu beobachten. Das Versagen kann als duktil bezeichnet werden. Mit steigender Durchbiegung nehmen die Rissweiten zu und die Fasern werden langsam aus der Matrix gezogen und verlieren dadurch an Verbundfestigkeit und somit an Tragfähigkeit.

Das Durchbiegungsverhalten der statisch bestimmten Verbunddecken aus Serie S1 ist affin zum Verhalten der Biegebalkenversuche. Mit fortschreitender Durchbiegung öffnen sich die Risse und der Stahlfaserbeton vermag immer weniger Last aufzunehmen. Für die statisch bestimmten Versuche entspricht das Querschnittstragverhalten dem Systemtragverhalten.

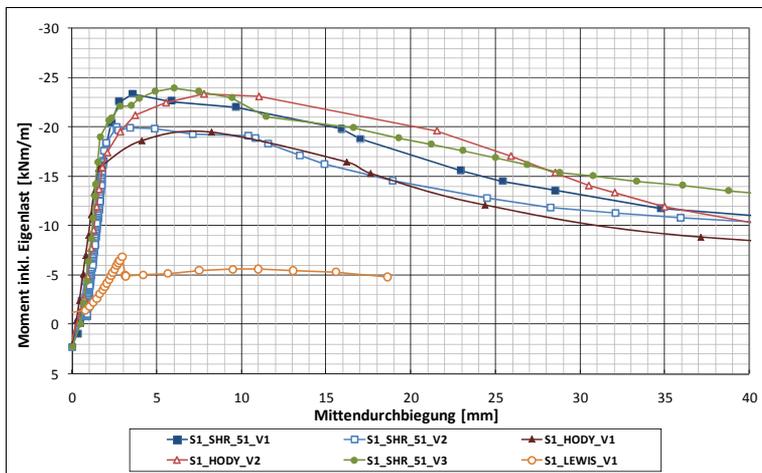


Abb. 4-25: Momenten-Durchbiegungsdiagramme – Serie S1

In Tab. 4-6 sind die erreichten Maximalmomente und die Momente bei Erstrissbildung dargestellt. Die Unterschiede in den Tragfähigkeiten der einzelnen Versuchskörper sind auf die unterschiedlichen äquivalenten Zugfestigkeiten der getrennt hergestellten Betonmischungen zurückzuführen (siehe hierzu auch Tab. 4-3). Um eine bessere Vergleichbarkeit zu erreichen, wurden die Versuchsmomente durch die nach Abb. 2-12 berechneten Momententragfähigkeiten dividiert. Die Berechnung ist in Kapitel 5.2 näher dargestellt. In den so berechneten bezogenen Tragfähigkeiten sind die Faserverteilung und –orientierung und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit allerdings nicht berücksichtigt.

Versuch	Höhe [mm]	Rissmoment inkl. EL [kNm/m]	Max. Moment inkl. EL [kNm/m]
S1_SHR_51_V1	160	10,37	23,40
S1_SHR_51_V2	160	12,53	20,01
S1_HODY_V1	160	9,06	19,53
S1_HODY_V2	160	13,70	23,36
S1_LEWIS_V1	80	6,86	6,86
S1_SHR_51_V3	160	14,22	23,93

Tab. 4-6: Erreichte Versuchsmomente – Serie S1

Der Versuchskörper S1_SHR_51_V3, der mit einer optimierten Betonmischung und mit einem verminderten Fasergehalt von nur 60 kg/m³ hergestellt wurde, erreichte noch höhere Traglasten als die vergleichbaren Versuchskörper, deren Fasergehalt 100 kg/m³ betrug. Aufgrund der guten Ergebnisse der optimierten Betonmischung wurden die Versuche aus Serie S2 ebenfalls mit dieser Mischung hergestellt.

Rotationsverhalten

Das Rotationsverhalten der einzelnen Versuchskörper ist in Abb. 4-26 dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit werden die oben beschriebenen bezogenen Momente benutzt. Die unter Berücksichtigung der am Versuchstag vorliegenden äquivalenten Zugfestigkeiten berechnete Momententragfähigkeit korreliert gut mit den im Versuch erreichten Werten. Eine Ausnahme bildet hier der Versuch S1_HODY_V2, dessen Tragfähigkeit über 20 % höher als berechnet lag. Dies kann mit einer im Vergleich zu den übrigen Versuchskörpern erhöhten Faseransammlung im oberen Viertel der Decke begründet werden (siehe hierzu auch Tab. 4-4 und Abb. 9-16).

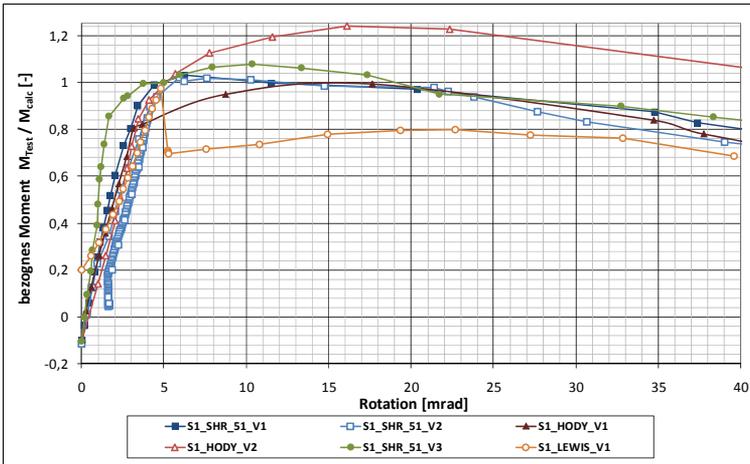


Abb. 4-26: Rotationsverhalten in Abhängigkeit vom bezogenen Moment – Serie S1

Die Versuche zeigen eine gute Rotationsfähigkeit der Decken. Nach dem Aufreißen des Querschnitts konnte die Last noch gesteigert werden und über einen großen Verdrehungsbereich annähernd konstant gehalten werden. Für den Stützbereich einer durchlaufenden Decke ist dies eine Grundvoraussetzung für eine Schnittgrößenumlagerung. Die Rotation wurde, wie in Kapitel 3.5.4 beschrieben, ausgewertet. Die erreichten Werte sind in Tab. 4-7 zusammengestellt. Zur Auswertung wird die Rotation bei 95 % der Maximallast herangezogen. Die 16 cm hohen Versuchskörper erreichten Rotationen zwischen 20 und 28 mrad. Der LEWIS-Versuchskörper erreichte aufgrund der niedrigeren Deckenstärke einen Wert von 33 mrad. Bei den Versuchen in Serie S1 trat die Maximallast der SHR51-Versuchskörper im Vergleich zu den HODY-Versuchskörpern bei einem kleineren Rotationswinkel auf.

Versuch	θ_{max} [mrad]	$\theta_{95\%}$ [mrad]
S1_SHR_51_V1	7,11	20,33
S1_SHR_51_V2	5,94	22,22
S1_HODY_V1	17,62	23,14
S1_HODY_V2	16,09	27,51
S1_LEWIS_V1	22,67	32,83
S1_SHR_51_V3	10,34	21,68

Tab. 4-7: Auswertung der Rotation – Serie S1

Die Rotation kann nach Gleichung (3.20) näherungsweise als Summe der Rissöffnungswinkel ermittelt werden. Mit zunehmender Anzahl an Rissen und zunehmender Vergrößerung der Rissbreiten vergrößert sich auch die vorhandene Rotation. Dieser Zusammenhang kann in Abb. 4-27 erkannt werden. Hier ist die Rotation in Abhängigkeit von der Summe der Rissbreiten dargestellt. Die Abhängigkeit kann näherungsweise als linear angesehen werden.

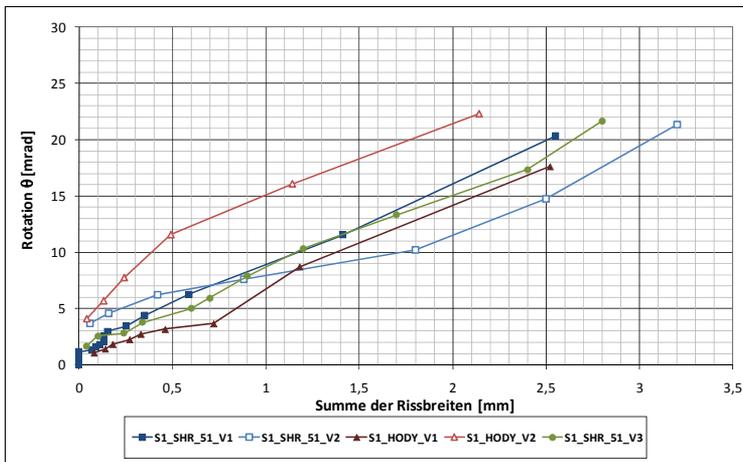


Abb. 4-27: Rotation in Abhängigkeit von der Rissbreite – Serie S1

Rissverhalten und Versagen

Die Rissentwicklung der einzelnen Versuche und deren Rissbilder sind im Anhang 9.3.4 dargestellt. Des Weiteren ist in Abb. 4-28 die jeweils größte Rissbreite des entsprechenden Versuchskörpers in Abhängigkeit vom Versuchsmoment dargestellt. Nach dem Aufreißen des Querschnitts wachsen die Rissweiten kontinuierlich. Ein abrupter Anstieg war nicht zu beobachten.

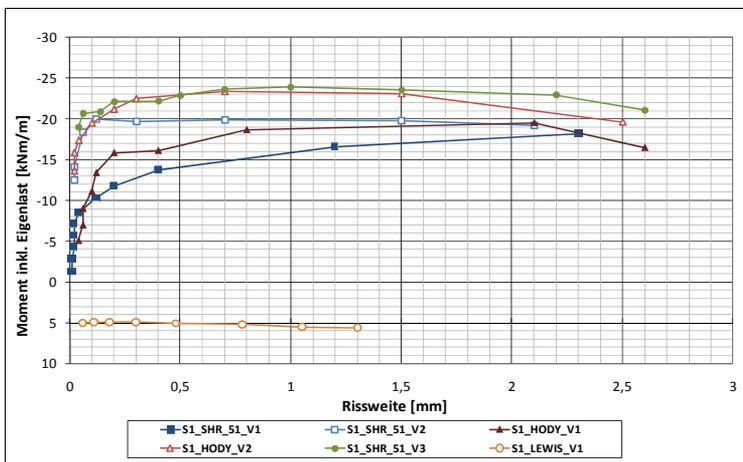


Abb. 4-28: Gemessene Rissbreite in Abhängigkeit vom Versuchsmoment – Serie S1

Das Rissverhalten kann als duktil beschrieben werden. Die Fasern werden mit Steigerung der Verdrehung aus der Matrix herausgezogen. Die Momente können mit wachsender Rissweite über einen größeren Bereich annähernd konstant gehalten werden. Für eine Beurteilung des Rissverhaltens muss aber letztendlich das Gesamtsystem betrachtet werden. Im durchlaufenden System (Serie S2) ist das Risswachstum vom Systemverhalten des Gesamtsystems abhängig. Die Schnittgrößen werden umgelagert und die Verdrehung über der Stütze wird von der Steifigkeit des Feldbereichs beeinflusst.

Verbundverhalten und Endschlupf

Der Endschlupf der Versuchskörper wurde auf beiden Seiten mithilfe von jeweils zwei Wegaufnehmern aufgezeichnet. Allen Versuchen der Serie S1 war gemeinsam, dass kein Endschlupf zu messen war. Dies liegt an der bereits in Kapitel 2.5 beschriebenen Eigenschaft, dass die Druckzonenhöhe der Verbunddecken im Bereich der Stützung aufgrund des relativ geringen Bewehrungsgrades sehr niedrig ist. So muss nur eine geringe Kraft über die Verbundfuge übertragen werden, was auch bereits Bleche mit sehr geringen Verbundfestigkeiten erreichen. Im Stützbereich lag somit volle Verdübelung vor.

4.7.3 Versuchsergebnisse – Serie S2

Die Großversuche der Hauptserie S2 dienten der Ermittlung des Tragverhaltens am durchlaufenden Gesamtsystem. Ein besonderes Augenmerk sollte auch auf die Momentenumlagerung gelegt werden. Das Riss- und Rotationsverhalten des Deckensystems muss ebenfalls am Gesamtsystem beurteilt werden, da die Rissweite über der Stützung und damit die mögliche Rotation vom Verformungsverhalten der Feldbereiche abhängt.

Trag- und Verformungsverhalten

Vom Tragverhalten her können die durchlaufenden Decken als sehr duktil eingestuft werden. Die Belastung konnte so lange gesteigert werden, bis die Systemtragfähigkeit durch sukzessives Entstehen von Fließgelenken erschöpft war. Im Anhang 9.4 sind die Last-Verformungs-Diagramme der einzelnen Versuche dargestellt. Die in den Versuchen erreichten Stütz- und Feldmomente sind in Abb. 4-29 in Abhängigkeit von der Belastung aufgetragen. Sie wurden aus den aufgebrachtten Kräften und der Auflagerreaktion des Mittelaufagers rückgerechnet. Die Eigenlast der Decke und der Belastungskonstruktion sowie die aufgebrachte Last wurden als verschmierte Flächenlast auf die gesamte Decke umgerechnet. Im unteren Abschnitt des Diagramms sind die Stützmomente dargestellt, im oberen die Feldmomente. Die Versuche in der Serie S2 zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Die Stützmomententragfähigkeit der einzelnen Versuche streut allerdings etwas, was an den unterschiedlichen Werten der äquivalenten Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons liegt (siehe hierzu Tab. 4-3), da jeder Versuchskörper an unterschiedlichen Tagen mit einer eigenen Betonmischung hergestellt wurde. Des Weiteren haben die Faserverteilung und deren mögliche Absenkung im Bereich negativer Biegung einen erheblichen Einfluss auf die Stützmomententragfähigkeit.

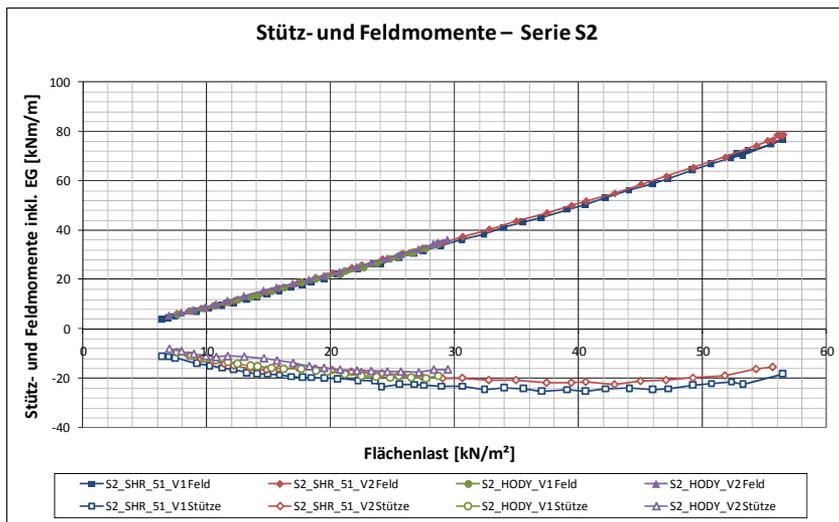


Abb. 4-29: Stütz- und Feldmomente in Abhängigkeit von der Last – Serie S2

In Tab. 4-8 sind die im Versuch erreichten Stütz- und Feldmomente und die jeweils dazugehörigen Flächenlasten tabelliert. Zusätzlich ist das Moment M_u (Moment bei Erreichen der Grenzrisserweite von $l_f/20$ bzw. 3 mm nach *DBV 2001*) aufgelistet, sofern es im Versuch erreicht wurde. Weiterhin sind die erreichten Feldmomente sowie das Verhältnis von Stütz- und Feldmomenten tabelliert.

Versuch	Höhe [mm]	Stütze			Flächenlast			Feld	$\frac{M_{Stütz}}{M_{Feld}}$
		M_{Riss} inkl. EL [kNm/m]	M_{Max} inkl. EL [kNm/m]	M_u w = 3 mm [kNm/m]	bei M_{Riss} [kN/m ²]	bei M_{Max} [kN/m ²]	bei M_u [kN/m ²]	M_{Max} inkl. EL [kNm/m]	
S2_SHR_51_V1	160	-18,29	-25,25	-24,38	14,86	36,98	45,95	76,84	0,33
S2_SHR_51_V2	160	-14,81	-22,38	-21,00	12,16	42,89	44,99	78,73	0,28
S2_HODY_V1	160	-11,96	-20,36	-	9,77	20,72	-	34,31	0,59
S2_HODY_V2	160	-11,42	-17,65	-16,48	10,75	27,09	29,44	36,29	0,49

Tab. 4-8: Erreichte Stütz- und Feldmomente sowie dazugehörige Flächenlasten – Serie S2

In Abb. 4-30 ist exemplarisch der Verlauf der Momente für einen Versuch aus Serie S2 dargestellt, anhand dessen sich das Tragverhalten der durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken sehr gut verdeutlichen lässt.

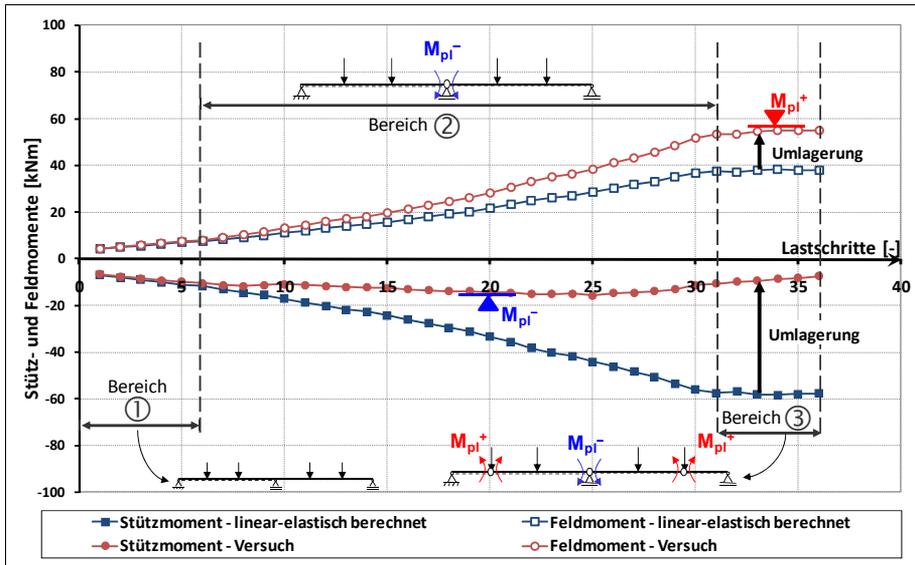


Abb. 4-30: Funktionsweise des Deckensystems

Das Diagramm enthält die Verläufe der Stütz- und Feldmomente, die im Versuch erreicht wurden (rote Linien mit Kreisen). Auf der Abszisse sind die einzelnen Lastschritte dargestellt. In jedem Lastschritt wurde die Last so lange erhöht bis sich ein vorgegebener Verformungszuwachs eingestellt hatte (Wegsteuerung). Zum Vergleich sind die linear-elastisch berechneten Verläufe der Stütz- und Feldmomente dargestellt (blaue Linien mit Quadraten). Diese wurden unter Ansatz der gemessenen aufgebracht Lasten ermittelt. Im Bereich 1 (Abb. 4-30) ist die Decke noch ungerissen. Die im Versuch erzeugten Biegemomente entsprechen hier noch den linear-elastisch berechneten. Bei weiterer Laststeigerung reißt die Decke dann über der Mittelstütze. Nach dem Aufreißen kann die Last noch etwas gesteigert werden. Über der Stütze bildet sich dann ein Fließgelenk aus. Im Bereich 2 können

die Stützmomente annähernd konstant gehalten werden, während sich der Querschnitt über der Stütze verdreht. Der Wert des Stützmomentes entspricht hier der plastischen Momententragfähigkeit (M_{pl}^-). Das Stützmoment wird ins Feld umgelagert, wodurch sich die Feldmomente vergrößern. Die Last kann so lange gesteigert werden, bis auch in einem der Felder die Tragfähigkeit (M_{pl}^+) erreicht ist und sich dort ein weiteres Fließgelenk einstellt (Bereich 3). Mit Erreichen des Bereiches 3 stellt sich die Versagenskette ein, wobei Bereich 3 den Nachbruchbereich darstellt. Die Umlagerung kann sehr deutlich aus Abb. 4-30 abgelesen werden.

Die stahlfaserbewehrte Verbunddecke benötigt im Stützenbereich ein ausreichendes Rotationsvermögen $\theta_{\text{erf.}}$, um so große Verdrehungen zuzulassen, dass sich das zweite Fließgelenk im Feld einstellen kann (vgl. Abb. 3-33). Dies konnte bei allen durchgeführten Versuchen erreicht werden. Das Versagen trat jeweils durch ein Biegeversagen in den Feldern in Form eines Längsschubversagens ein. Die Größe der Tragfähigkeit im Feld berechnet sich als plastische Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung. Diese plastische Tragfähigkeit liegt unterhalb der plastischen Querschnittstragfähigkeit. Je besser die Verbundeigenschaften des eingesetzten Bleches sind, desto höher ist die Tragfähigkeit im Feldbereich. Dies wird auch in Abb. 4-29 deutlich. Die Versuche mit dem HODY-Blech besitzen eine viel niedrigere Tragfähigkeit im Feldbereich als die SUPERHOLORIB-Versuche. Das liegt zum einen daran, dass die Blechdicke des HODY-Blech nur 0,75 mm beträgt im Vergleich zu dem 1 mm starken SUPERHOLORIB-Blech, zum anderen besitzt das SUPERHOLORIB-Blech darüber hinaus eine bessere Verbundfestigkeit, was zu einer höheren Verdübelung und somit zu einer höheren Tragfähigkeit führt.

Die Größe der Momentenumlagerung richtet sich nach der möglichen Tragreserve im Feldbereich und der benötigten Rotationsanforderung im Stützbereich, um diese zu erreichen. Die Umlagerung wird mittels eines Umlagerungsfaktors δ charakterisiert. Dieser berechnet sich nach Gleichung (4.1) als Quotient aus dem linear-elastisch ermittelten Moment und dem Versuchsmoment, das sich entsprechend der wirklichen Steifigkeitsverhältnisse einstellt:

$$\delta = \frac{M_{\text{Versuch}}}{M_{\text{elast.}}} \quad (4.1)$$

Die Versuche der Serie S2 wurden hinsichtlich ihrer Umlagerung ausgewertet. Die Umlagerungsfaktoren für die jeweiligen Stütz- und Feldmomente sind in Abb. 4-31 dargestellt. Im oberen Bereich des Diagramms sind die Feldmomente dargestellt, im unteren die Stützmomente. Da die Spanne zwischen Stütz- und Feldmomententragfähigkeit bei den SUPERHOLORIB-Decken wesentlich größer ist als bei den HODY-Decken, sind hier auch größere Umlagerungen möglich. Für die SUPERHOLORIB-Decken ergibt sich im Stützbereich ein Umlagerungsfaktor zwischen 0,15 und 0,2. Hier erreichen die HODY-Decken Werte zwischen 0,4 und 0,45. Unter Wahrung des Gleichgewichtes vergrößern sich die Feldmomente, was hier zu Faktoren von etwa 1,3 für die HODY-Decken und 1,42 für die SUPERHOLORIB-Decken führt.

Der Verlauf der Umlagerungsfaktoren spiegelt das Tragverhalten des Deckensystems nochmals wider. Nachdem im Feld die Momententragfähigkeit erreicht wurde und sich dort Fließgelenke einstellten, fand wieder eine leichte Umlagerung vom Feld zur Stütze hin zurück. Bei allen Versuchen der Serie S2 wurden die Schnittgrößen vollends umgelagert. Der Stützbereich besaß hierzu eine genügend große Rotationsfähigkeit.

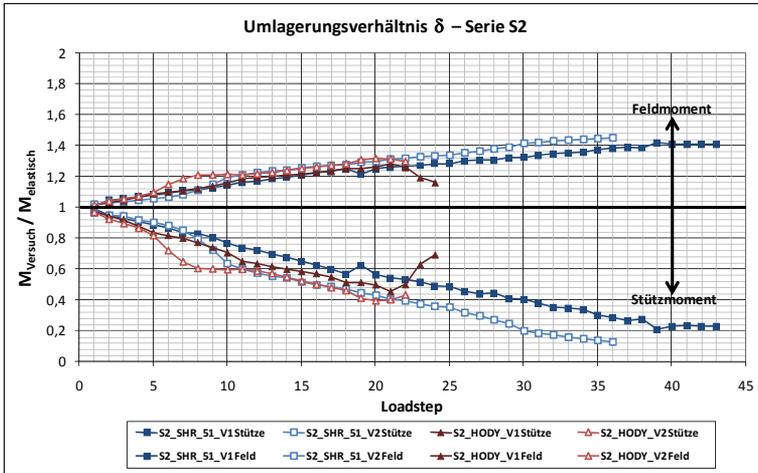


Abb. 4-31: Umlagerungsfaktoren – Serie S2

In Abb. 4-32 sind die erreichten Stütz- und Feldmomente in Abhängigkeit von der Durchbiegung des Feldbereiches dargestellt. Zusätzlich sind die Verformungsgrenzen nach *DIN 1045-1 2008* für die Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit dargestellt ($L/250$ für normale bzw. $L/500$ bei höheren Anforderungen).

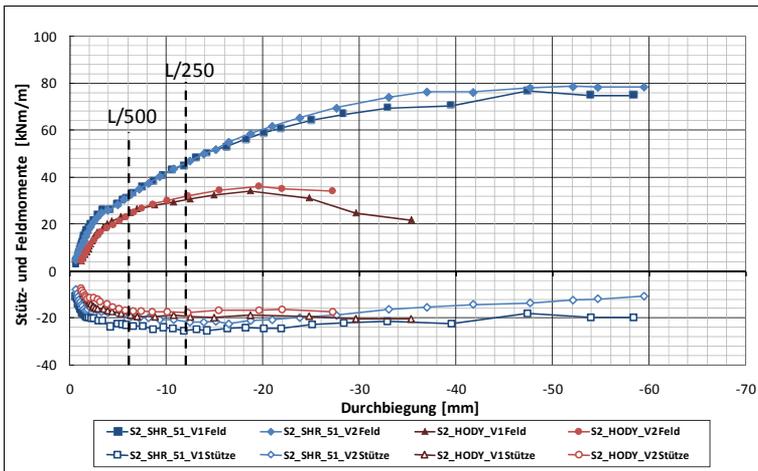


Abb. 4-32: Momenten-Durchbiegungsdiagramm – Serie S2

Die in den Versuchen erreichten Werte sind als Kurzzeitwerte einzustufen. In der Realität wird sich die Durchbiegung durch Kriechverformungen noch etwas größer

einstellen. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die zulässigen Werte für übliche Belastungen nicht überschritten werden.

Rotationsverhalten

Das Rotationsverhalten im Stütz- und Feldbereich ist im Anhang 9.4.5 dargestellt. Um eine bessere Vergleichbarkeit zwischen den Versuchen zu haben, wurden die erreichten Werte in Abb. 4-33 in Abhängigkeit vom bezogenen Moment (siehe hierzu auch Kapitel 4.7.2) aufgetragen.

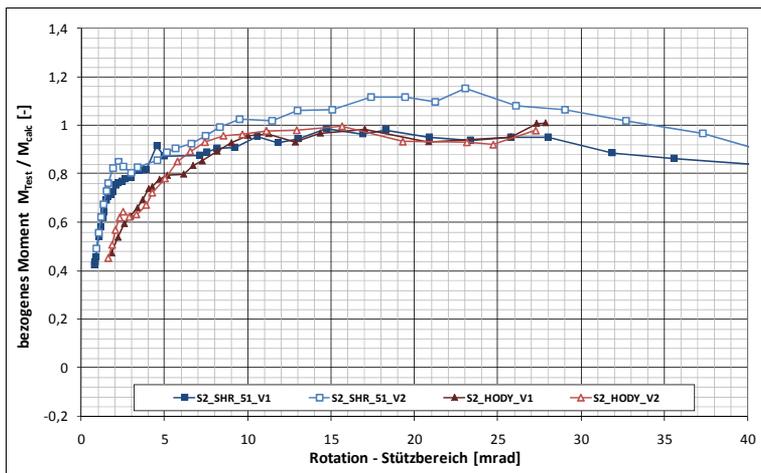


Abb. 4-33: Rotationsverhalten in Abhängigkeit vom bezogenen Moment – Serie S2

Die bezogenen Momente stimmen gut überein. Eine Ausnahme bildet hier der Versuchskörper S2_SHR51_V2. Die Biegebalken dieses Versuchskörpers besaßen im Vergleich zu den übrigen Biegebalken der Serie eine viel niedrigere äquivalente Zugfestigkeit. Dementsprechend ergibt sich bei der Berechnung eine niedrigere Stützmomenten Tragfähigkeit, was zu einem größeren bezogenen Moment führt. Die Versuchsergebnisse des Versuchs S2_SHR51_V2 deuten darauf hin, dass die reale äquivalente Zugfestigkeit höher liegt, als die in den Biegebalkenversuchen ermittelte (siehe hierzu auch Abb. 9-10). Dies wurde auch bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit in Kapitel 5.6 festgestellt. Der fiktive niedrige Wert der äquivalenten Zugfestigkeit könnte durch Fehler beim Befüllen der Biegebalkenformen mittels Betonkübel hervorgerufen worden sein (z. B. leichte Entmischung oder übermäßiger Zementleimanteil). Im Vergleich zu den Versuchen an Ersatz-Einfelddecken der Serie S1 konnten die Stützmomente bei den durchlaufenden Decken der Serie S2 nach dem Aufreißen des Querschnitts konstanter gehalten werden. Die Auswertung der Rotation ist in Tab. 4-9 zusammengefasst. Zusätzlich wurde die Rotation bei einer Rissweite von 3 mm ausgewertet ($\theta_w=3\text{mm}$). Nach DBV 2001 ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht, wenn sich eine Rissweite von $l_f/20 < 3 \text{ mm}$ einstellt oder die Grenzdehnung des Betons überschritten wird. Im Stützbereich ergeben sich hier Werte zwischen 19 und 26 mrad für die Rotation. Der Verbundblechtyp hat keinen großen Einfluss auf die Größe der möglichen Rotation im Stützbereich. Im Feldbereich liegt das Blech allerdings in der Zugzone und der

Einfluss der verschiedenen Blechgeometrien ist enorm. Das SUPERHOLORIB-Blech, welches eine größere Blechdicke und eine bessere Verbundfestigkeit besitzt, erreichte hier in etwa die 2,5 bis 3-fachen Werte des HODY-Blechtes. Beim Versuch S2_SHR_51_V1 wird die Rotation bei einer Grenzzrissbreite von 3 mm maßgebend. Die Versuche zeigen jedoch, dass die Annahme einer Grenzzrissbreite von 3 mm bzw. $l_f/20$ sehr konservativ ist. In den Versuchen konnten bis zum Erreichen der Fließgelenke in den Feldern nahezu die doppelten Werte der Rotation ohne großen abrupten Lastabfall erreicht werden.

Versuch	Stützbereich			Feldbereich	
	θ_{max} [mrad]	$\theta_{95\%}$ [mrad]	$\theta_{w=3mm}$ [mrad]	θ_{max} [mrad]	$\theta_{95\%}$ [mrad]
S2_SHR_51_V1	14,69	28,89	25,77	76,84	109,01
S2_SHR_51_V2	23,03	25,51	26,09	85,13	96,54
S2_HODY_V1	27,86	27,86	-	29,03	34,60
S2_HODY_V2	15,63	18,50	23,12	31,51	41,07

Tab. 4-9: Auswertung der Rotation – Serie S2

Aus Abb. 4-34 wird deutlich, dass die Rotation linear abhängig von der Summe der Rissweiten ist. Bei Serie S2 zeigen die Versuche noch eine wesentlich bessere Übereinstimmung als in Serie S1.

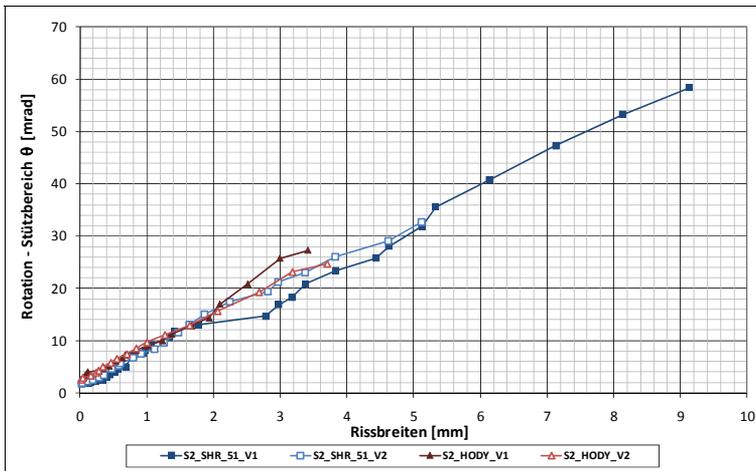


Abb. 4-34: Rotation in Abhängigkeit von der Rissbreite – Serie S2

Des Weiteren sind die Rotation und somit auch die Rissweite abhängig von der Durchbiegung der Feldbereiche (siehe Abb. 4-35). Diese lineare Abhängigkeit macht deutlich, dass der Nachweis ausreichender Rotationskapazität bzw. eine Begrenzung der Rissweiten über den Nachweis der Durchbiegungen im Feldbereich geführt werden kann. Das Vorgehen hierbei ist in Kapitel 5.7 näher beschrieben.

Aus Abb. 4-35 wird ersichtlich, dass die Regelungen im DBV-Merkblatt sehr konservativ sind. Die Rotation des Stützbereiches konnte bei den SUPERHOLORIB-Decken selbst nach Überschreiten der Grenzdehnung und -rissbreite noch weiter linear gesteigert werden bis ein Versagen im Feld eintrat. Bei den HODY-Decken

wurde die Grenzrissbreite gerade bei Erreichen des Fließgelenkes in den Feldern erreicht bzw. beim ersten HODY-Versuch gar nicht.

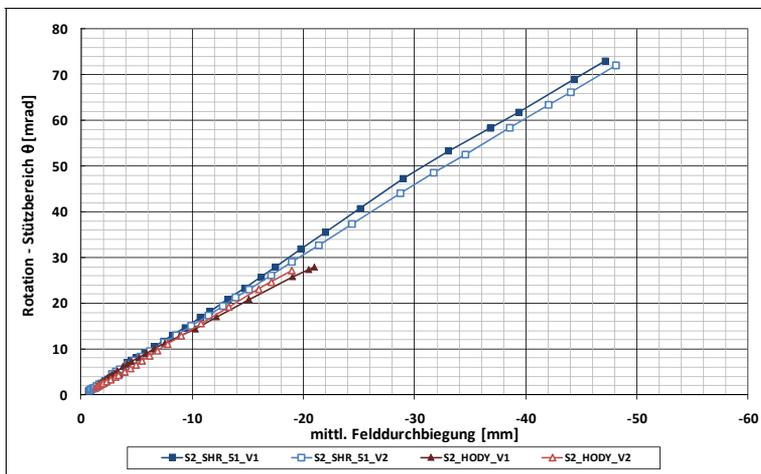


Abb. 4-35: Rotation in Abhängigkeit von der Durchbiegung der Feldbereiche – Serie S2

Rissverhalten und Versagen

Die Rissentwicklung der einzelnen Versuche und deren Rissbilder sind im Anhang 9.4.6 dargestellt. Bei den durchlaufenden Decken stellten sich immer mehrere Risse im Bereich des Mittelaufagers ein, vornehmlich jedoch oberhalb der Randkanten des unterstützenden Stahlträgers. Das Rissverhalten ist gutmütig: die Rissbreiten wachsen nicht abrupt mit steigender Belastung sondern kontinuierlich. Mit wachsender Rissweite werden die Fasern langsam aus der Matrix herausgezogen. In Abb. 4-36 ist die Rissbreite des jeweils maßgebenden Risses in Abhängigkeit von der Flächenbelastung dargestellt.

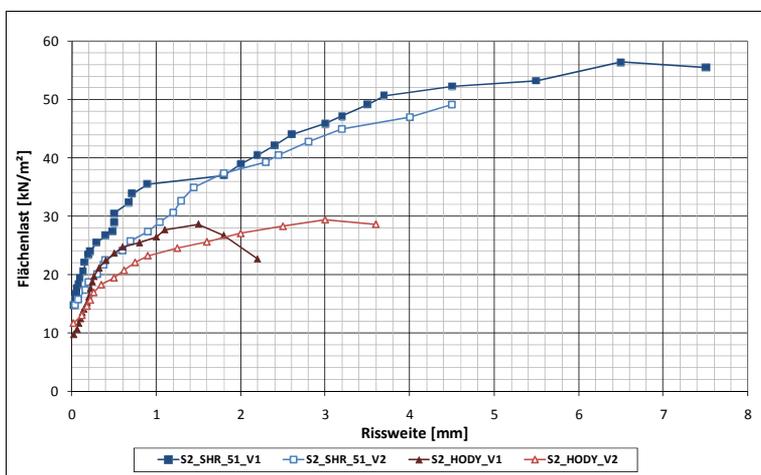


Abb. 4-36: Rissweite in Abhängigkeit von der Belastung – Serie S2

Die ersten Risse entstanden erst bei einer Belastung von etwa 10 kN/m^2 . Dieser Wert liegt oberhalb des Gebrauchslastbereiches einer Wohnhausdecke. Im Gebrauchszustand waren die Decken dementsprechend noch rissfrei. Die Grenzzrissweite von 3 mm bzw. $l_f/20$ nach *DBV 2001* wird erst bei einem sehr hohen Lastniveau erreicht. Im Versuch *S2_HODY_V1* wurde sogar nur eine maximale Rissweite von $2,2 \text{ mm}$ erreicht.

In Abb. 4-37 ist die Abhängigkeit der Rissweite vom Stützmoment dargestellt. Bei den SUPERHOLORIB-Decken konnte das Moment bis zu einer Rissweite von 3 mm annähernd konstant gehalten werden, bei den HODY-Decken etwa bis 2 mm . Wie bereits beschrieben, hängen die Rotation im Stützbereich und somit auch die Rissweite von der Durchbiegung der Feldbereiche ab (vgl. hierzu auch Abb. 4-34 und Abb. 4-35). Die Rissweiten der Versuche wurden mittels dieses Ansatzes in Kapitel 5.7 berechnet und den im Versuch erreichten Rissweiten gegenübergestellt.

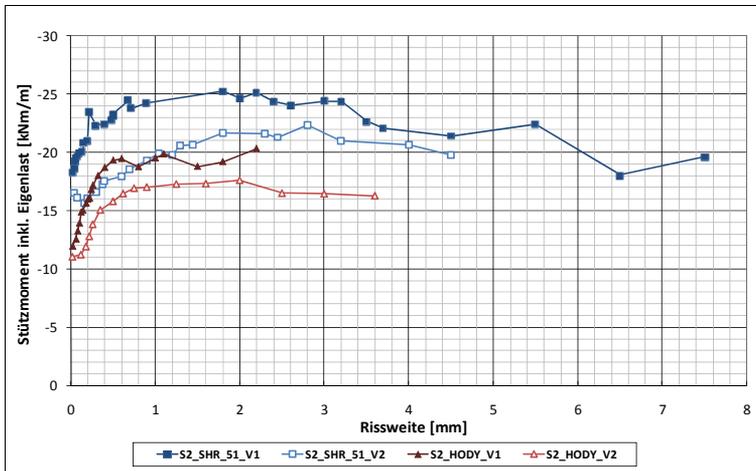


Abb. 4-37: Rissweite in Abhängigkeit vom Stützmoment – Serie S2

Verbundverhalten und Endschlupf

Alle durchlaufenden Decken der Serie S2 wurden mit Risseinleitungsblechen versehen, um so eine klar definierte Schubeinleitungslänge zu erlangen. Bei allen Versuchen der Serie S2 stellte sich ein Längsschubversagen ein. Das erste Fließgelenk entstand über der Stütze, im Anschluss lagerten sich die Momente dann so lange ins Feld um, bis auch hier die plastische Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung erreicht war und die Decke im Feld durch ein Abschieben der Betonblöcke im Bereich der Verbundlänge (Bereich zwischen Risseinleitungsblech und Deckenrand an der Auflagerseite, vgl. Abb. 4-38) versagte. Im Anhang 9.4.3 sind die Last-Durchbiegungskurven der Versuche inklusive der Endschlupf-Durchbiegungskurven dargestellt. Nach *DIN EN 1994 1-1 2006* wird das Tragverhalten einer Verbunddecke als duktil bezeichnet, wenn die Last, bei der ein Endschlupf von $0,1 \text{ mm}$ auftritt, noch um mindestens 10% gesteigert werden kann. Tab. 4-10 listet die gemessenen Momente beim Auftreten

von Endschlupf sowie die Maximalmomente auf. Alle Decken aus Serie S2 zeigen ein duktileres Verhalten.

Versuch	M_{Schlupf} [kNm/m]	M_{Max} [kNm/m]	$\frac{M_{\text{Max}} - M_{\text{Schlupf}}}{M_{\text{Schlupf}}} \cdot 100$ [%]	Verhalten
S2_SHR_51_V1	26,44	76,84	191	duktil
S2_SHR_51_V2	25,94	78,73	204	duktil
S2_HODY_V1	29,53	34,31	16	duktil
S2_HODY_V2	28,69	36,29	26	duktil

Tab. 4-10: Auswertung des Schlupfverhaltens – Serie S2

In Abb. 4-38 ist das Längsschubversagen eines Versuchskörpers aus Serie S2 dargestellt. Die äußersten Wegaufnehmer wurden kurz vor Ende abmontiert, um eine eventuelle Beschädigung zu vermeiden.



Abb. 4-38: Längsschubversagen eines Versuchskörpers aus Serie S2

Das Längsschubverhalten der vier Versuche wurde entsprechend *DIN ENV 1994 1-1 1994* ausgewertet, um so Anhaltswerte für die Schubfestigkeit der Bleche zu erhalten und den ggf. positiven Einfluss des Stahlfaserbetons auf diese zu bestimmen. In Kapitel 5.4 sind die Auswertung und die Ergebnisse dargestellt.

4.7.4 Versuchsergebnisse – Serie S3

In Serie S3 wurden stahlfaserbewehrte Verbunddecken mit verschiedenen Deckenstärken getestet, um so den Höheneinfluss zu untersuchen. Des Weiteren wurde eine Decke mit einem über dem Auflager gestoßenen Blech hergestellt. Hier sollte der Einfluss eines Blechstoßes auf die Trag- und Verformungsfähigkeit ermittelt werden.

Trag- und Verformungsverhalten

Vom Tragverhalten her sind die Versuche der Serie S3 den Versuchen der Serie S1 sehr ähnlich. In Abb. 4-39 sind die Momenten-Durchbiegungsdiagramme der Serie S3 dargestellt. Nach dem Aufreißen des Querschnittes konnte die Last noch gesteigert werden und fiel nach Erreichen der Höchstlast kontinuierlich ab. Bei Versuchskörper S3_SHR51_V1 und S3_SHR51_V2 konnte die Last noch über einen längeren Bereich konstant gehalten werden. Bei dem 200 mm hohen Versuchskörper S3_SHR51_V3 fiel die Last allerdings schneller ab. Der Versuchskörper mit gestoßenem Blech (S3_SHR51_V4) zeigte ebenfalls einen raschen Lastabfall nach Erreichen der Höchstlast.

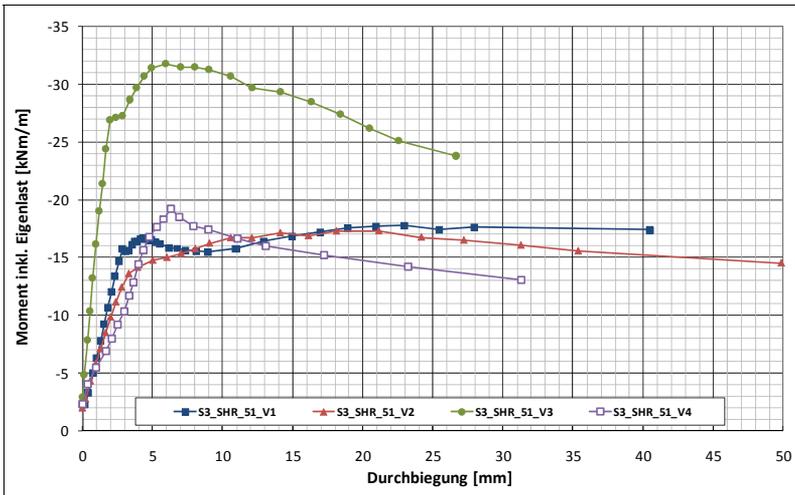


Abb. 4-39: Momenten-Durchbiegungs-Diagramme – Serie S3

In Tab. 4-11 sind die erreichten Maximalmomente, die Momente beim Entstehen des Erstrisses sowie die Momente bei einer Grenzzrissbreite von 3 mm tabelliert.

Versuch	Höhe [mm]	M_{Riss} inkl. EL [kNm/m]	M_{Max} inkl. EL [kNm/m]	M_u bei $w = 3$ mm [kNm/m]
S3_SHR_51_V1	160	-15,77	-17,80	-17,57
S3_SHR_51_V2	120	-11,18	-17,31	-16,07
S3_SHR_51_V3	200	-24,40	-31,78	-27,45
S3_SHR_51_V4	160	-16,84	-19,28	-14,23

Tab. 4-11: Erreichte Momente – Serie S3

Die Unterschiede in den Tragfähigkeiten ergeben sich, wie schon weiter oben bei den anderen Serien beschrieben, aus den unterschiedlichen Niveaus der äquivalenten Zugfestigkeiten der einzelnen Mischungen. Es wurden jeweils zwei Versuchskörper mit einer Betonmischung hergestellt, Versuch V1 und V4 mit Mischung 1 und Versuch V2 und V3 mit einer zweiten Mischung. Beide Mischungen zeigen signifikante Unterschiede im Last-Verformungsverhalten bei den Biegebalkenversuchen (siehe Abb. 9-11). Während bei der ersten Mischung nach dem Aufreißen die Last nur noch konstant auf einem Niveau gehalten werden konnte, konnte sie bei der zweiten Mischung noch stark gesteigert werden. Des Weiteren wurde bei der Analyse der Faserverteilung (Kapitel 4.5) festgestellt, dass die Versuchskörper S3_SHR_51_V2 und S3_SHR_51_V4 einen erhöhten Fasergehalt in der Bruchfläche besitzen (vgl. hierzu auch Tab. 4-4). Darüber hinaus zeigt sich bei der Decke S3_SHR_51_V2 zusätzlich eine erhöhte Faserkonzentration im oberen Viertel des Querschnitts. Hieraus erklärt sich, dass die 12 cm hohe Decke fast die gleiche Traglast wie die 16 cm hohe Decke aus Versuch V1 erreicht. Weiterhin ist die Versagenslast des vierten Versuchskörpers der Serie, der mit gestoßenem Blech ausgeführt wurde, größer als die der vergleichbaren Decke S3_SHR_51_V1. Demnach hat der Stoß im Blech keinen signifikanten Einfluss auf die Traglast gehabt. Der Querdruck des Auflagers und die nur geringe zu übertragende Kraft in der Verbundfuge üben noch zusätzlich einen positiven Einfluss auf das Mitwirken des Bleches aus. Allerdings lag der erste Riss nicht genau über dem Auflager, sondern in einem gewissen Abstand dazu (vgl. Abb. 9-76), weshalb das Blech an der Stelle des Risses anfangs noch voll mittrug. Ein zweiter Riss entstand auf der gegenüberliegenden Deckenseite direkt über dem Blechstoß. Dieser war dafür verantwortlich, dass die Last nach dem Überschreiten der Höchstlast kontinuierlich abnahm. Das Blech konnte so nicht mehr voll mittragen. Dies zeigt, dass für die Bemessung das Blech nur berücksichtigt werden darf, wenn es durchlaufend ist.

Betrachtet man die Last-Verformungsdiagramme aus Abb. 4-39 hinsichtlich der Steifigkeit der einzelnen Versuchskörper, so ergibt sich für die 20 cm hohe Decke die größte Steifigkeit gefolgt von der 16 cm hohen Decke mit durchlaufendem Blech. Die Steifigkeit der 12 cm starken Decke fällt etwas geringer aus. Hier zeigt sich eine Besonderheit des 16 cm hohen Versuchskörpers mit gestoßenem Blech. Anfangs ist die Steifigkeit vergleichbar mit der Decke mit durchlaufendem Blech. Nach einer gewissen Durchbiegung wird die Steifigkeit aber kleiner, was darauf hindeutet, dass der Stoß im Blech einen Einfluss auf die Steifigkeit der Decke hat. Bei fortschreitender Durchbiegung wird die Steifigkeit dann wieder etwas größer bis zum Aufreißen der Decke.

Der Vergleich der Durchbiegungen von Serie S3 mit Serie S1 zeigt, dass die 16 cm hohen Decken ein ähnliches Tragverhalten besitzen. Die Maximallast bzw. ein erster Peak wird nach etwa 5 mm Durchbiegung erreicht. Im Gegensatz zu Serie S1 konnte aber die Last nach einem leichten Abfall wieder gesteigert werden. Dies ist u. a. auf das unterschiedliche Verankerungsverhalten der Fasern TABIX 1.3/50 und HFE 1.0/60 zurückzuführen. Die HFE-Faser benötigt etwas mehr Verschiebeweg um die abgeplatteten Enden wirksam als Verankerung einzusetzen. Dieser Unterschied wurde auch in Serie S1 bereits bei einem Vergleich der TABIX 1.3/50-Faser mit der HE+ 1.0/60-Faser deutlich.

Das Durchbiegungsverhalten der statisch bestimmten Verbunddecken aus Serie S3 ist wieder affin zum Verhalten der Serie S1 und der Biegebalkenversuche. Mit fortschreitender Durchbiegung öffnen sich die Risse und der Stahlfaserbeton vermag immer weniger Last aufzunehmen. Für die statisch bestimmt gelagerten Versuchskörper entspricht das Querschnittstragverhalten wiederum dem Systemtragverhalten.

Rotationsverhalten

In Abb. 4-40 ist das Rotationsverhalten der einzelnen Versuche in Abhängigkeit vom bezogenen Moment dargestellt. Die in den Versuchen erreichten Tragfähigkeiten passen gut mit den berechneten überein.

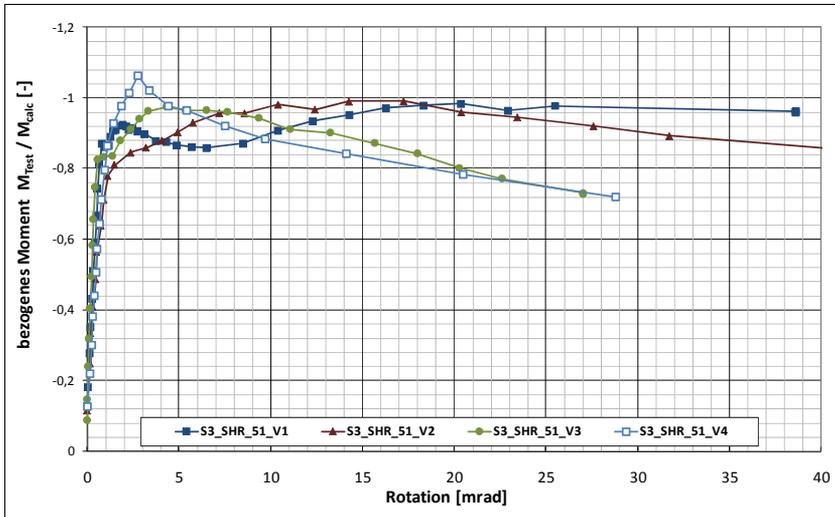


Abb. 4-40: Rotationsverhalten in Abhängigkeit vom bezogenen Moment – Serie S3

Der Versuch S3_SHR51_V1 („Standard-Decke“ 160 mm) und S3_SHR51_V2 (120 mm Deckenstärke) zeigen ein relativ konstantes Fließplateau bei Erreichen der Maximallast. Anders verhalten sich die Versuche S3_SHR51_V3 (200 mm Deckenstärke) und S3_SHR51_V4 (160 mm Deckenstärke mit gestoßenem Blech). Der 200 mm hohe Versuchskörper kann die Lasten nur über einen sehr kleinen Rotationsbereich annähernd konstant halten. Dies zeigt, dass die Rotationsfähigkeit – wie bereits in Kapitel 3.5.2 beschrieben – mit steigender Deckenstärke abnimmt. Des Weiteren ist die Biegeschlankheit des Versuchskörpers kleiner, was ebenfalls zu einer Abnahme der Rotationsfähigkeit führt. Der Versuchskörper mit gestoßenem Blech zeigt kein Plateau. Hier fällt die Last direkt nach Erreichen der Maximallast ab. Dies liegt, wie schon weiter oben beschrieben, daran, dass das Blech anfangs noch voll mitwirkte und sich danach ein Riss im Bereich des Stoßes bildete und die Tragfähigkeit des Bleches reduzierte. Die Auswertung der gemessenen Rotationen ist in Tab. 4-12 dargestellt. Der Versuchskörper S3_SHR_51_V4 zeigt aufgrund des steilen Abfalls der Last-Verformungskurve keine Rotationskapazität. Für die anderen Versuchskörper ergeben sich Werte zwischen etwa 10 bis 24 mrad. Der

Versuchskörper S3_SHR51_V2 erreicht aufgrund der niedrigsten Deckenstärke die größten Rotationswerte. Im Vergleich zu Serie S1 und S2 fällt die erreichte Rotation des 160 mm hohen Versuchskörpers (S3_SHR51_V1) geringer aus. Dies könnte am besseren Verbundverhalten der HFE Faser liegen. Wie bereits in Kapitel 3.5.2 beschrieben, nimmt die Rotationsfähigkeit mit steigendem Verbundverhalten der Faser ab.

Versuch	θ_{max} [mrad]	$\theta_{95\%}$ [mrad]	$\theta_{w=3mm}$ [mrad]
S3_SHR_51_V1	20,36	38,59	16,27
S3_SHR_51_V2	17,25	24,08	27,59
S3_SHR_51_V3	4,33	10,23	17,96
S3_SHR_51_V4	2,73	3,66	20,47

Tab. 4-12: Auswertung der Rotation – Serie S3

Die lineare Abhängigkeit zwischen der Rotation und der Summe der Rissöffnungswinkel kann auch in Serie S3 erkannt werden und ist in Abb. 4-41 dargestellt.

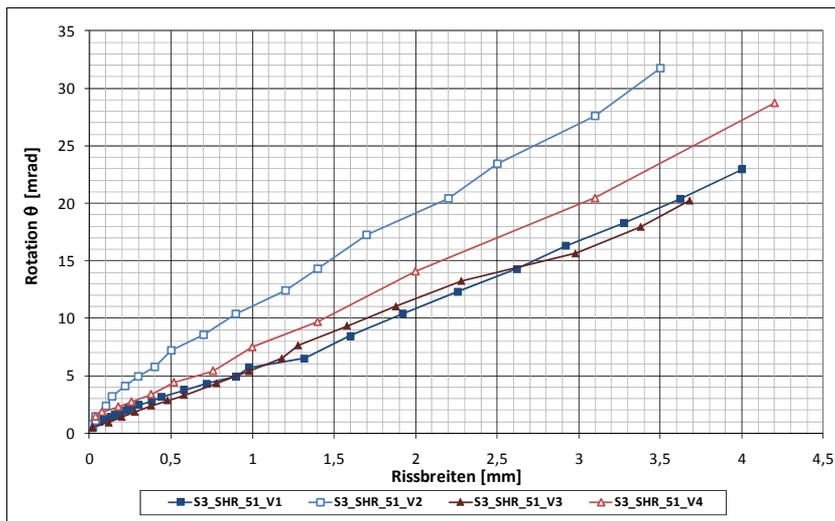


Abb. 4-41: Rotation in Abhängigkeit von der Rissbreite – Serie S3

Rissverhalten und Versagen

Die Rissentwicklung der einzelnen Versuche sowie deren Rissbilder sind im Anhang 9.5.4 dargestellt. Bei dem Versuch V1 konnte das Moment in etwa bis zu einer Rissweite von 4 mm, bei dem Versuch V2 bis etwa 3 mm annähernd konstant gehalten werden (Abb. 4-42). Die Versuche V3 und V4 zeigen ein weniger duktiler Verhalten. Bei Versuch V3 konnte das Moment bis zu einer Rissweite von etwa 1 mm konstant gehalten werden, bei Versuch V4 fiel das Moment nach Erreichen des Höchstwertes kontinuierlich ab. Nach dem Aufreißen des Querschnitts wachsen die Rissweiten kontinuierlich. Ein abrupter Anstieg ist nicht zu beobachten. Das

Rissverhalten kann als duktil beschrieben werden. Die Fasern werden langsam aus der Matrix herausgezogen. Die Momente können mit wachsender Rissweite über einen größeren Bereich annähernd konstant gehalten werden. Für eine Beurteilung des Rissverhaltens muss allerdings - wie bereits in Kapitel 4.7.2 erwähnt - letztendlich das Gesamtsystem betrachtet werden.

Die Rissweiten der Versuche der Serie S3 wurden mittels des bereits in Kapitel 4.7.3 beschriebenen Ansatzes in Kapitel 5.7 berechnet und den im Versuch erreichten Rissweiten gegenübergestellt.

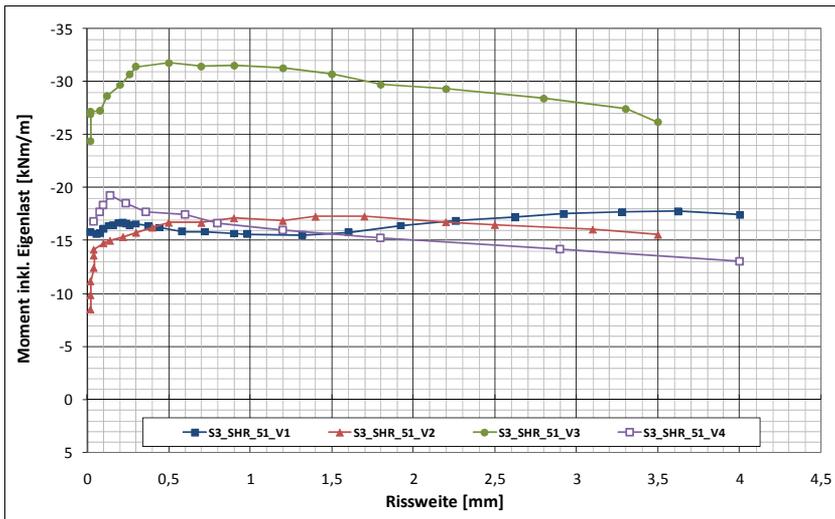


Abb. 4-42: Gemessene Rissbreite in Abhängigkeit vom Versuchsmoment – Serie S3

Verbundverhalten und Endschlupf

Bei allen Versuchen aus Serie S3 trat kein Endschlupf auf. Es wurde volle Verdübelung erreicht, was im Stützbereich einer durchlaufenden Decke in der Regel der Fall ist (vgl. hierzu auch Serie S1).

4.7.5 Versuchsergebnisse – Serie S4

In Serie S4 wurden sehr flache Decken mit dem niedrigen LEWIS-Blech untersucht. Nach einem ersten Tastversuch in Serie S1 wurde entschieden, die Decken nochmals mit einer anderen Betonmischung zu testen. Es wurde eine dünnere Faser mit kürzerer Länge eingesetzt (vgl. Kapitel 4.4.1). Die Versuche wurden als Zweifeld-Decken konzipiert. Das Vorgehen beim Einbau und der Belastung war identisch zu Serie S2. Die Decken wurden als Einfeld-Decken aufgebaut und im Anschluss wurde das mittlere Auflager unterbaut und wie bereits bei Serie S2 beschrieben hochgespindelt. Untersucht wurden zwei Decken mit einer Stärke von 80 mm und jeweils eine Decke mit Dicken von 60 mm und 100 mm.

Trag- und Verformungsverhalten

Die durchlaufenden LEWIS-Decken der Serie S4 zeigen ein anderes Tragverhalten als die in Serie S2 getesteten Decken. Bei allen Versuchen konnte nur Teilverbund erreicht werden. Somit wurde die volle Biegetragfähigkeit im Feld nicht erreicht. Im Vorfeld der Versuche wurde die Feldmomententragfähigkeit unter Berücksichtigung des Teilverbundes und unter Ansatz der Verbundfestigkeit aus der Zulassung abgeschätzt. Die so berechneten Werte wurden aber im Versuch nicht erreicht. Somit konnten in den durchlaufenden Decken im Vergleich zu den Standardversuchen nach Eurocode nur niedrigere Längsschubtragfähigkeiten realisiert werden. Aufgrund der niedrigeren Verbundfestigkeit war die Stützmomententragfähigkeit der Versuche in etwa gleich bzw. sogar größer als die Feldmomententragfähigkeit. Für diesen Fall entsteht das erste Fließgelenk im Feld und die Feldmomente werden zur Stütze hin umgelagert. Im Anhang 9.6 sind die Last-Verformungs-Diagramme der einzelnen Versuche dargestellt. Die in den Versuchen erreichten Stütz- und Feldmomente sind in Abb. 4-43 in Abhängigkeit von der Durchbiegung dargestellt.

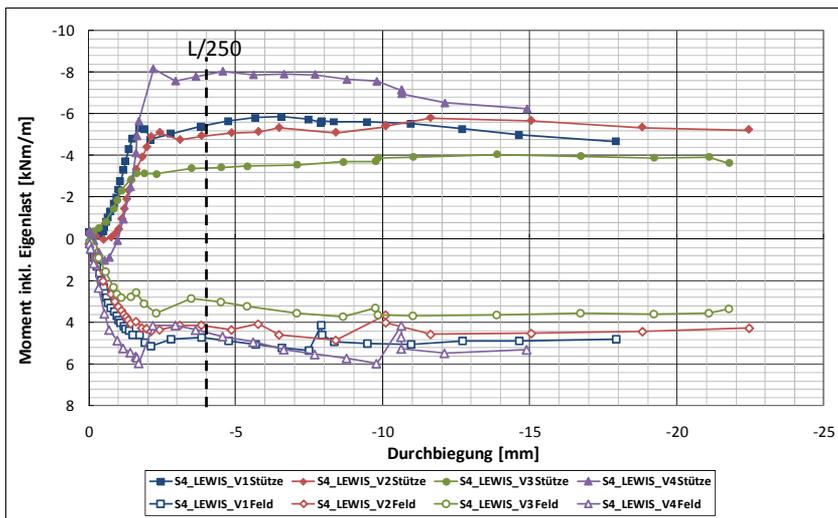


Abb. 4-43: Momenten-Durchbiegungs-Diagramme – Serie S4

Nach Aufreißen des Querschnitts konnten die Stützmente über einen großen Verformungsbereich annähernd konstant gehalten werden. Die mehr oder weniger ausgeprägten sprunghaften Abfälle im Bereich der Feldmente wurden durch das Auftreten von Endschlupf hervorgerufen. Mit Ausnahme von der 100 mm starken Decke entstand bei den Versuchen erst über die Mittelstütze ein Riss und direkt im Anschluss bzw. ein oder zwei Laststufen später der erste messbare Endschlupf in den Feldern (siehe hierzu auch Last-Zeit-Diagramme im Anhang 9.6.2). Beim Versuch S4_LEWIS_V4 entstand allerdings zuerst der Endschlupf gefolgt von einem stärkeren Lastabfall und Umlagerungen der Feldmente zur Stütze hin, was zur Folge hatte, dass auch dort ein Riss entstand. In Tab. 4-13 sind die im Versuch erreichten Stütz- und Feldmente sowie ihr Verhältnis zueinander tabelliert. Bei den Versuchen S4_LEWIS_V2 und V3 wurde die Grenzzrissbreite von $l_f/20$ vor der Maximallast erreicht, weshalb hier zur Auswertung das Moment M_u verwendet wurde.

Versuch	Höhe [mm]	Stütze			Feld		$\frac{M_{Stütz}}{M_{Feld}}$
		M_{Riss} inkl. EL [kNm/m]	M_{Max} inkl. EL [kNm/m]	M_u bei $w = l_f/20$ [kNm/m]	M_{Max} inkl. EG [kNm/m]		
S4_LEWIS_V1	80	-4,79	-5,88	-5,63	5,37	1,09	
S4_LEWIS_V2	80	-5,11	-5,81	-5,45	4,87	1,19	
S4_LEWIS_V3	60	-3,13	-4,06	-3,95	3,74	1,09	
S4_LEWIS_V4	100	-7,57	-8,05	-7,56	5,97	1,35	

Tab. 4-13: Erreichte Momente – Versuche Serie S4

Bei der Serie S4 wurde die gleiche Mittelaugerkonstruktion wie bei Serie S2 verwendet. Bei der Auswertung der Versuche wurde festgestellt, dass die Auflagerkonstruktion während der ersten Belastungsschritte etwas nachgab und sich so eine geringe Auflagersetzung einstellte. Mit fortschreitender Belastung und steigender Auflagerkraft wurde die Federsteifigkeit des Auflagers allerdings steifer. Nach dem Aufreißen des Querschnitts über der Stütze wurde keine Auflagersenkung mehr festgestellt, vielmehr verringerte sich teilweise die Auflagerkraft und die Auflagersenkungen wurden geringer. Dieses Verhalten war bei den Versuchen der Serie S2 nicht feststellbar. Hier waren nur marginale Auflagersenkungen zu messen.

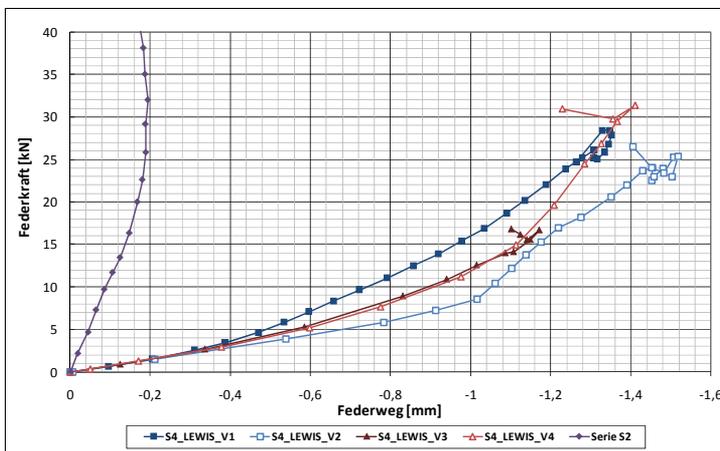


Abb. 4-44: Federkennlinien des Mittelaufagers – Serie S4

In Abb. 4-44 sind die gemessenen Federkennlinien des Mittelaufagers der Versuche aus Serie S4 dargestellt. Zusätzlich ist exemplarisch eine Federkennlinie der Versuche aus Serie S2 abgebildet. Die unterschiedlichen Federsteifigkeiten lassen sich mit den unterschiedlichen Belastungsniveaus des Mittelaufagers erklären. Bei Serie S2 musste das Auflager vor dem Versuch auf eine viel größere Auflagerkraft gespindelt werden, um das gewünschte Stützmoment aus Eigenlast und Aufbauten zu erzeugen. Durch diesen Spindelprozess unter größerem Lastniveau sind wahrscheinlich die Anfangssetzungen, wie sie in Serie S4 auftauchen, vorweggenommen worden.

Durch das anfangs nachgiebige Auflager wurden die aufgebrachten Stützmomente in Serie S4 wieder abgebaut. Bei der Decke S4_LEWIS_V4 mit der größten Steifigkeit entstanden so anfangs über dem Mittelauflager sogar positive Momente geringer Größe. Bei weiterer Laststeigerung nahm die Auflagerersetzung aber ab und das System verhielt sich wie ein System mit unnachgiebigem Auflager.

Die Durchbiegungen der Decken in den Versuchen sind sehr gering. Eine Durchbiegung von $L/250$ wird erst im Bereich des Bruchzustandes erreicht (siehe Abb. 4-43). Um den Grad der Umlagerung abzuschätzen, wurden in Serie S2 die im Versuch erreichten Schnittgrößen den linear-elastisch berechneten gegenübergestellt. Die Möglichkeit einer einfachen linear-elastischen Berechnung ist in Serie S4 allerdings aufgrund des nachgiebigen Auflagers mit veränderlicher Federsteifigkeit nicht mehr gegeben. Dennoch können die Umlagerungen qualitativ am Momenten-Durchbiegungsdiagramm (Abb. 4-43) oder noch besser am Momenten-Loadstep-Diagramm (Abb. 9-86) abgelesen werden. In Abhängigkeit von der Deckenstärke wurden die Feldmomente mehr oder weniger zur Stütze hin umgelagert. Die größte Umlagerung ergab sich beim Versuch S4_LEWIS_V4 nach dem Auftreten von Endschlupf und dem damit verbundenen Abfall der Tragfähigkeit. Die Umlagerung zur Stütze hin kann im Diagramm deutlich abgelesen werden. Die anderen Versuche zeigen nur marginale Umlagerungen, da hier im Stütz- und Feldbereich annähernd die gleichen Tragfähigkeiten erreicht wurden.

Rotationsverhalten

Das Rotationsverhalten im Stütz- und Feldbereich ist im Anhang 9.6.5 dargestellt. Um eine bessere Vergleichbarkeit zwischen den Versuchen zu haben, wurden die erreichten Werte in Abb. 4-45 über das bezogene Moment aufgetragen.

Die bezogenen Momente stimmen gut überein. Die Stützmomente konnten je nach Deckenstärke über einen sehr großen Bereich konstant gehalten werden. Durch die Auflagerersetzung werden im Anfangsbereich über dem Auflager anfangs teilweise gegensätzliche Rotationen erreicht. Die Auswertung der Rotation ist in Tab. 4-14 zusammengefasst. Zusätzlich wurde die Rotation bei einer Rissweite von $l_f/20 = 1,75$ mm ausgewertet ($\theta_{f/20}$). Im Stützbereich ergeben sich hier Werte zwischen etwa 22 bis 35 mrad für die Rotation. Im Feldbereich ergeben sich Werte zwischen 37 und 85 mrad. Die starken Unterschiede der Rotation im Feldbereich sind auf das unterschiedliche Schlupf-Versagensverhältnis zurückzuführen (siehe hierzu auch Abb. 9-89).

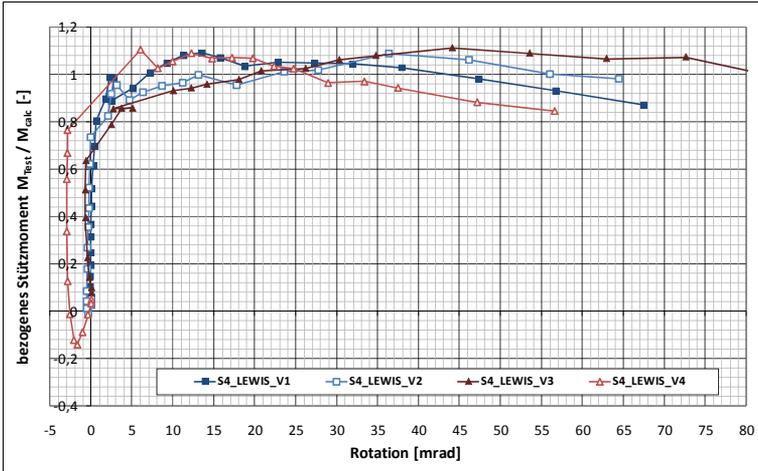


Abb. 4-45: Rotationsverhalten in Abhängigkeit vom bezogenen Moment – Serie S4

Versuch	Stützbereich			Feldbereich	
	θ_{max} [mrad]	$\theta_{95\%}$ [mrad]	$\theta_{lf/20}$ [mrad]	θ_{max} [mrad]	$\theta_{95\%}$ [mrad]
S4_LEWIS_V1	13,48	35,63	31,93	7,80	36,78
S4_LEWIS_V2	36,29	50,94	27,71	44,29	85,29
S4_LEWIS_V3	44,08	74,82	34,75	28,68	85,39
S4_LEWIS_V4	12,23	22,32	24,71	38,06	42,07

Tab. 4-14: Auswertung der Rotation – Serie S4

Auch in Versuchsserie S4 konnte die annähernd lineare Abhängigkeit der Rotation von der Rissbreite erkannt werden (siehe Abb. 4-46).

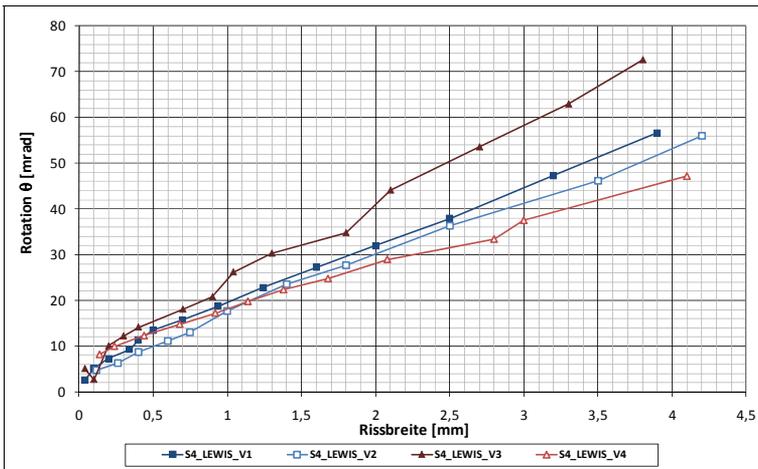


Abb. 4-46: Rotation in Abhängigkeit von der Rissbreite – Serie S4

Rissverhalten und Versagen

Die Rissentwicklung der einzelnen Versuche sowie deren Rissbilder sind im Anhang 9.6.6 dargestellt. Auffällig bei den flachen Decken war, dass sich mit Ausnahme des Versuchskörpers S4_LEWIS_V2 nur ein einziger durchgehender Riss bildete. Dies kann auf die kleinere und nicht so leistungsfähige Faser zurückgeführt werden, die bei Serie S4 eingesetzt wurde. Beim Versuchskörper V2 entstanden anfangs zwei Risse, deren Rissweiten größer wurden. Letztendlich öffnete sich im Versagenszustand aber nur einer der beiden Risse und nahm die Querschnittsverdrehung auf. Bei dem Versuch V1 konnte das Moment in etwa bis zu einer Rissweite von 3 mm, bei den Versuchen V2 und V3 bis etwa 4 mm annähernd konstant gehalten werden (Abb. 4-47). Beim Versuch V4 konnte die Last nicht ganz auf einem gleichen Niveau gehalten werden. Dennoch war ein nur langsamer Abfall bis zu einer Rissweite von 4 mm zu beobachten. Nach dem Aufreißen des Querschnitts wachsen die Rissweiten kontinuierlich. Ein abrupter Anstieg ist nicht feststellbar.

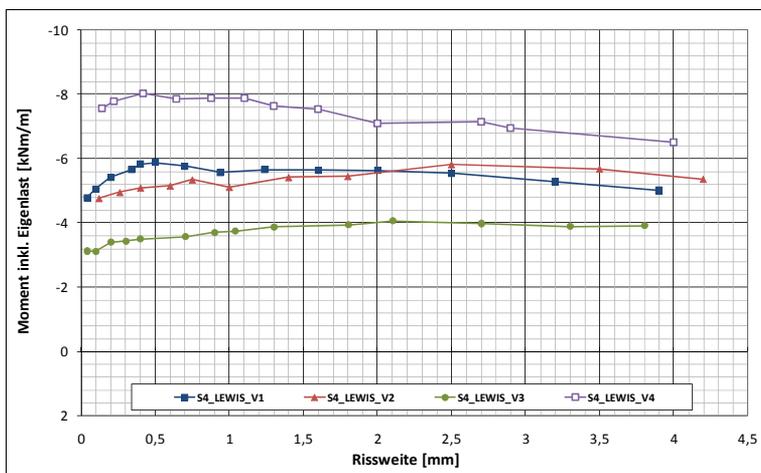


Abb. 4-47: Gemessene Rissbreite in Abhängigkeit vom Versuchsmoment – Serie S4

Verbundverhalten und Endschlupf

Alle Versuchskörper der Serie S4 waren mit Risseinleitungsblechen versehen, um eine klar definierte Schubeinleitungslänge zu erlangen. Bei allen Versuchen konnte Endschlupf gemessen werden. Es wurde nur teilweise Verdübelung realisiert und die volle Biegetragfähigkeit konnte im Feldbereich nicht erreicht werden. Im Gegensatz zu Serie S2 entstand bei den Versuchen der Serie S4 das erste Fließgelenk im Feld und kurze Zeit später auch an der Stütze. Die Tragfähigkeit im Feld verringerte sich mit fortwährendem Abschieben der Slip-Blöcke.

Im Anhang 9.6.3 sind die Last-Durchbiegungskurven der Versuche inklusive der Endschlupf-Durchbiegungskurven dargestellt. Nach *DIN EN 1994 1-1 2006* wird das Tragverhalten einer Verbunddecke als duktil bezeichnet, wenn die Last, bei der ein Endschlupf von 0,1 mm auftritt noch um mindestens 10 % gesteigert werden kann.

Tab. 4-15 listet die gemessenen Momente beim Auftreten von Endschlupf sowie die Maximalmomente auf. Bei allen Decken aus Serie S4 lag duktiler Verhalten vor.

Versuch	M_{Schlupf} [kNm/m]	M_{Max} [kNm/m]	$\frac{M_{\text{Max}} - M_{\text{Schlupf}}}{M_{\text{Schlupf}}} \cdot 100$ [%]	Verhalten
S4_LEWIS_V1	4,82	5,37	11	duktil
S4_LEWIS_V2	4,36	4,87	12	duktil
S4_LEWIS_V3	3,34	3,74	12	duktil
S4_LEWIS_V4	4,15	5,97	44	duktil

Tab. 4-15: Auswertung des Schlupfverhaltens – Serie S4

4.8 Tragverhalten von stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken

Das in Kapitel 1.4 beschriebene Tragverhalten von durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken konnte in den eigenen Versuchen bestätigt werden. Der rein stahlfaserbewehrte Querschnitt über dem durchlaufenden Auflager ist in der Lage, nennenswerte Momente aufzunehmen. Diese konnten nach dem Aufreißen des Querschnittes annähernd konstant gehalten werden, bis ein Versagen im Feld eintrat. Dabei wurden die Stützmomente so lange umgelagert bis ein weiteres Fließgelenk im Feld und damit eine kinematische Kette erreicht wurde. Die Versuche an Einfeld-Verbunddecken eignen sich nicht, um das Tragverhalten des Gesamtsystems zu beschreiben, da keine Schnittgrößenumlagerungen möglich sind. Hier konnten Erfahrungen über die Rotationsfähigkeit gewonnen werden. Die in Serie S1 eingesetzte Betonmischung hat sich aufgrund ihrer Tragwirkung als nicht geeignet herausgestellt. Trotz einer enormen Steigerung nach Erstriss konnte die Last hier nicht über einen genügend großen Bereich annähernd konstant gehalten werden. Dies ist allerdings eine Voraussetzung für eine Momentenumlagerung. Mit dem eingesetzten Stahlfaserbeton muss eine mit Abb. 4-48 vergleichbare Momenten-Rotationsbeziehung erreicht werden.

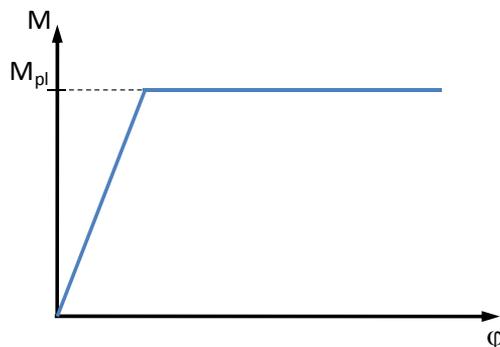


Abb. 4-48: Benötigtes Momenten-Rotationsverhalten

Dazu werden Stahlfasern benötigt, die eine genügend große formschlüssige Verankerung aufweisen. Dazu zählen Stahlfasern mit gekröpften Endhaken, aufgestauchten Köpfen oder gewellte Stahlfasern. Die in Serie S2 eingesetzte

Mischung mit 60 kg/m^3 der HE+ 1.0/60 Faser zeigte hier die beste Eignung, da die Last nach dem Aufreißen annähernd konstant gehalten werden konnte. Allen Mischungen war gemeinsam, dass die Last nach dem Erstriss noch gesteigert werden konnte. Dies ist eine Grundvoraussetzung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilversagens, d. h. der eingesetzte Stahlfaserbeton erfüllt die Anforderungen an eine Mindestbewehrung. Mit Ausnahme der niedrigen LEWIS-Versuche bildeten sich im Stützbereich immer mehrere Risse, wovon ein oder zwei sich im Versagenszustand mit größer werdender Rotation öffneten. Das Rissverhalten aller Versuche kann als duktil bezeichnet werden. Die Rissweiten wuchsen nicht schlagartig sondern kontinuierlich. Die Fasern wurden mit größer werdender Rotation langsam aus der Matrix herausgezogen. Ein Reißen der Fasern konnte nicht beobachtet werden. Bei den Versuchen der Serie S2 trat Schlupf in der Verbundfuge auf, wodurch die Durchbiegungen und damit die auftretenden Rotationen im Feld- und Stützbereich vergrößert wurden. Dennoch konnten die Stützmomente bis zum Erreichen der kinematischen Kette umgelagert werden.

Die Versuche der Serie S4 wurden an Verbunddecken sehr niedriger Querschnittshöhe durchgeführt. Als Blech fand das nur 16 mm hohe LEWIS-Profil Anwendung. Diese LEWIS-Verbunddecke stellt keine Verbunddecke im Sinne von *DIN 18800-5 2007* dar. Die Mindestaufbetonhöhe nach *DIN 18800-5 2007* ist bei diesem Verbunddeckensystem nicht eingehalten. Das Haupteinsatzgebiet dieser Decke liegt in der Altbausanierung, wobei hier nur kleine Spannweiten überbrückt werden. Im Regelfall beträgt die Gesamtdeckenstärke 50 mm bei einer Spannweite von 50-60 cm. Die Versuche an den flachen stahlfaserbewehrten LEWIS-Decken zeigen, dass der Stahlfaserbeton auch bereits bei sehr niedrigen Deckenstärken seine Tragfähigkeit entfalten kann, obgleich der innere Hebelarm hier nur sehr klein ist.

Da reiner Stahlfaserbeton im Gegensatz zu seiner guten Biegetragfähigkeit nur sehr begrenzt zentrische Zugkräfte aufzunehmen kann (siehe Abb. 3-3), dürfen bei rein stahlfaserbewehrten Verbunddecken keine allzu großen Zugkräfte eingeleitet werden. Es sollte auf eine zwängungsarme Konstruktion geachtet werden. Wird die Decke zur Scheibenwirkung aktiviert, ist ein umlaufender Ringanker erforderlich, der mit üblichem Betonstahl bewehrt wird. Durch das Abfließen der Hydratationswärme entsteht ebenfalls eine zentrische Zwangbeanspruchung. Bei sachgemäßer Nachbehandlung spielt der innere Zwang aber eine untergeordnete Bedeutung. Die Deckenquerschnitte sind meist sehr dünn, zudem besteht ein guter Verbund zwischen dem Betonquerschnitt und dem Profilblech, der eine ausreichend feine Risseverteilung sicherstellt. So entstehen keine großen Trennrisse. Zwang, der sich aus Verformungsbehinderung ergibt (z. B. aus Einspannung zwischen zwei Kernen), sollte konstruktiv begegnet werden.

5 Rechnerische Untersuchungen

5.1 Allgemeines

Um die Tragfähigkeit von Verbunddecken mit Stahlfaseraufbeton abschätzen und berechnen zu können, wurden die im Verbundbau gebräuchlichen Verfahren mit Spannungsblöcken herangezogen und um die Traganteile des Stahlfaserbetons erweitert. Im Folgenden werden die einzelnen Nachweise an den kritischen Schnitten einer Verbunddecke näher dargestellt.

5.2 Berechnung der Stützmomententragfähigkeit

Die Berechnung der Stützmomententragfähigkeit erfolgt, wie bereits in Kapitel 2.5 geschildert, mithilfe einer modifizierten Spannungsverteilung (Abb. 5-1). Die Traganteile des Stahlfaserbetons werden ebenfalls als Spannungsblock eingebunden.

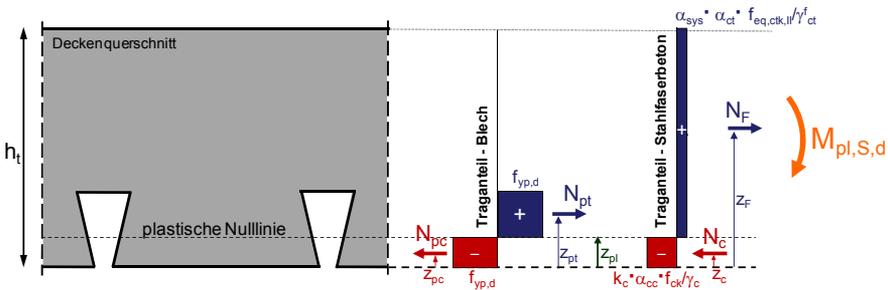


Abb. 5-1: Spannungsverteilung zur Berechnung der Stützmomententragfähigkeit

Wird das Blech bei der Ermittlung der Stützmomententragfähigkeit mit berücksichtigt, müssen die Auswirkungen örtlichen Beulens gedrückter Profillechteile entsprechend *DIN 18800-1 1990*, Tab. 18 über die wirksamen Breiten beidseitig gelagerter Plattenstreifen berücksichtigt werden. Für die Ermittlung des Zugtraganteils des Stahlfaserbetons wird ein Spannungsblock mit der äquivalenten Zugfestigkeit $f_{eq,ctk,II}$ nach *DBV 2001* angesetzt. Dieser wird mit den Faktoren α_{sys} und α_{ct} , die jeweils die Einflüsse aus Bauteilgeometrie und Faserverteilung sowie das Dauerstandzugtragverhalten berücksichtigen, abgemindert. Für die Bestimmung des Geometriefaktors wird auf den nach Gleichung (3.11) zu berechnenden Abminderungsfaktor nach Rosenbusch zurückgegriffen. Dieser ist konservativer als der in *DBV 2001* vorgeschlagene Faktor $\alpha_{sys,DBV}$ (siehe hierzu auch Kapitel 3.4.2). Allerdings wird für Deckenstärken kleiner als 150 mm der Faktor auf 1,0 begrenzt. Der Sicherheitsbeiwert auf der Materialseite γ_{ct}^f wird für den Stahlfaserbeton nach *DBV 2001* zu 1,25 angesetzt. Der Dauerstandfaktor wird auf der Zugseite für den Nachweis im Bruchzustand analog zu *DBV 2001* zu 0,85 festgelegt (siehe hierzu auch Kapitel 3.3.8). Auf der Druckseite ergibt sich nach *DIN 1045 2008* ebenfalls ein Wert von 0,85. Wie bereits in Kapitel 2.5 geschildert, kann die Momententragfähigkeit bei der vereinfachten Berechnung mit plastischen Spannungsblöcken gegenüber einer Berechnung unter Berücksichtigung der Dehnungsgrenzen in manchen Grenzfällen unter Umständen überschätzt werden. Deshalb wird die Druckfestigkeit

für die Benutzung eines Spannungsblockes mit dem Faktor k_c in Anlehnung an *DIN EN 1994 1-1 1994* und *DAST 1994* mit einem Wert von 0,8 abgemindert. Die mit den Spannungsblocken berechneten Tragfähigkeiten wurden für verschiedene Grenzfälle (Variation der Deckenstärke, der Betondruckfestigkeit und der Faserbetonklasse) unter Ansatz der genauen Spannungs-Dehnungsdiagramme und unter Berücksichtigung der Dehnungsbegrenzung ausgewertet. Dazu wurde im Druckbereich das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Schnittgrößenermittlung nach *DIN 1045-1 2008* und im Zugbereich das bilineare Spannungs-Dehnungs-Diagramm nach *DBV 2001* (siehe auch Abb. 3-10) angesetzt. Die mithilfe der Spannungsblocke berechnete Stützmomententragfähigkeit wurde als äußere Belastung auf den Verbundquerschnitt aufgebracht und die daraus resultierende Dehnungsverteilung wurde den Grenzdehnungen gegenüber gestellt. Des Weiteren wurde mit der so vorliegenden Dehnungsverteilung die Grenzrissweite des Stahlfaserbetons überprüft. Bei den Parameterrechnungen wurde ersichtlich, dass sowohl die Dehnungsgrenzen als auch die Grenzrissbreiten für alle Fälle eingehalten wurden.

Bevor die einzelnen Traganteile ermittelt werden können, muss die Lage der plastischen Nulllinie iterativ geschätzt werden, bis die Gleichgewichtsbedingung (5.1) erfüllt ist.

$$-(N_c + N_{pc}) + N_{pt} + N_F = 0 \quad (5.1)$$

mit: N_c : Druckkraft im Stahlfaserbeton

N_{pc} : Druckkraft im Blech

N_{pt} : Zugkraft im Blech

N_F : Zugkraft im Stahlfaserbeton

Die vollplastische Momententragfähigkeit errechnet sich dann entsprechend Gleichung (5.2) (Momentengleichgewicht):

$$M_{pl} = N_{pt} \cdot z_{pt} + N_F \cdot z_F - N_{pc} \cdot z_{pc} - N_c \cdot z_c \quad (5.2)$$

Die in Abb. 5-1 dargestellte Spannungsverteilung gilt für Verbunddecken mit vollständiger Verdübelung. Aufgrund des niedrigen äquivalenten Bewehrungsgrades des Stahlfaseraufbetons sind die über die Verbundfuge zu übertragenden Kräfte im Stützbereich sehr gering. Schon Profilbleche mit schlechten Verbundeigenschaften erreichen so eine vollständige Verdübelung. Im Falle einer teilweisen Verdübelung können die Traganteile aus Blech und Stahlfaseraufbeton auf der sicheren Seite liegend additiv überlagert werden.

Da die resultierende Kraft der Spannungsblocke immer im Schwerpunkt der entsprechenden Teilfläche lokalisiert ist, ist der innere Hebelarm zwischen resultierender Druck- und Zugbeanspruchung für rein stahlfaserbewehrte Verbunddecken kleiner als für konventionell bewehrte Decken. Gerade bei sehr flachen Decken, wie beispielsweise den in Serie S4 untersuchten LEWIS-Versuchskörpern, können über den Stahlfaserbeton nur kleine Momente aufgenommen werden. Dennoch kann je nach Stahlfasergehalt und Deckenstärke ein beachtliches Moment aufgenommen werden. Sollten sehr hoch beanspruchte Bereiche im Tragwerk auftreten, so kann immer noch zusätzlich lokal an diesen Stellen eine zusätzliche obere Bewehrung in Form einer Betonstahlmatte angeordnet werden.

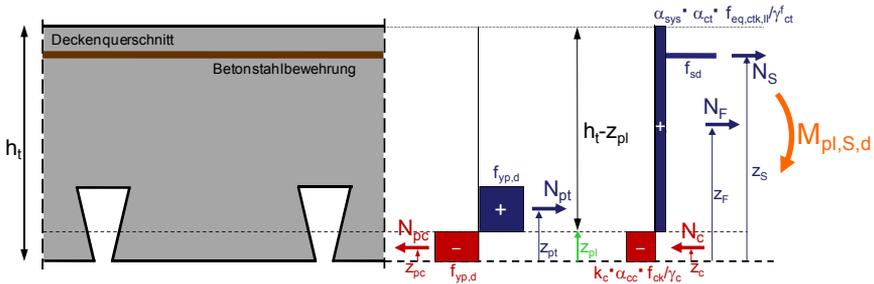


Abb. 5-2: Spannungsverteilung bei zusätzlich angeordneter Bewehrung

Dies wird dann in der Spannungsverteilung gemäß Abb. 5-2 durch die zusätzliche Kraft N_s berücksichtigt. Die Ermittlung der Momententragfähigkeit erfolgt analog nach den Gleichungen (5.1) und (5.2) unter Berücksichtigung der zusätzlichen Kraft N_s .

Die Stützmomententragfähigkeit aller durchgeführten Versuche wurde mittels der in Abb. 5-1 dargestellten Spannungsverteilung unter Ansatz der in den Baustoffprüfungen ermittelten mittleren Festigkeiten und der gemessenen Ist-Geometrien bestimmt. Für eine spätere Bemessung müssen die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten angesetzt werden. Für die Auswertung wurde das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel benutzt. Mit dem eingebetteten Zusatzprogramm SOLVER wird die Lage der plastischen Nulllinie so lange automatisch iteriert, bis die Gleichgewichtsbedingung (5.1) erfüllt ist. Danach kann die plastische Momententragfähigkeit ermittelt werden. In Tab. 5-1 sind die berechneten Stützmomententragfähigkeiten den im Versuch erreichten gegenübergestellt.

Versuch	$M_{test,u}$ [kNm]	$M_{pl,calc.}$ [kNm]	Abweichung %
S1_SHR_51_V1	-16,4	-15,9	-3
S1_SHR_51_V2	-14,0	-13,7	-2
S1_HODY_V1	-13,7	-13,8	1
S1_HODY_V2	-16,4	-13,2	-19
S1_LEWIS_V1	-4,6	-4,7	3
S1_SHR_51_V3	-16,8	-15,5	-7
S2_SHR_51_V1	-17,1	-17,9	5
S2_SHR_51_V2	-15,7	-13,6	-13
S2_HODY_V1	-14,3	-14,1	-1
S2_HODY_V2	-11,5	-12,4	8
S3_SHR_51_V1	-12,5	-12,7	2
S3_SHR_51_V2	-12,1	-12,2	1
S3_SHR_51_V3	-22,3	-22,8	3
S3_SHR_51_V4	-13,5	-12,7	-6
S4_LEWIS_V1	-3,8	-3,6	-4
S4_LEWIS_V2	-3,7	-3,6	-2
S4_LEWIS_V3	-2,6	-2,5	-7
S4_LEWIS_V4	-5,1	-5,0	-2

Tab. 5-1: Gegenüberstellung – berechnete und erreichte Stützmomententragfähigkeit

Die berechneten Werte korrelieren gut mit den im Versuch erreichten. Die Abweichungen liegen im allgemeinen unter 10 %, was für die vereinfachte Annahme

der Spannungsblöcke und für die stark streuenden Materialeigenschaften des Stahlfaserbetons ein tolerierbarer Wert ist. Zwei Versuchskörper zeigen allerdings eine größere Abweichung (S1_HODY_V2 und S2_SHR51_V2). Dies kann auf folgende Ursachen zurückgeführt werden. Der Versuchskörper S1_HODY_V2 zeigte bei der Analyse der Faserverteilung eine erhöhte Faserkonzentration im oberen Bereich (vgl. hierzu auch Tab. 4-4), was zwangsläufig zu einer größeren Momententragfähigkeit führt. Die erhöhte Tragfähigkeit des Versuchskörpers S2_SHR_51_V2 ist, wie bereits in Kapitel 4.7.3 beschrieben, auf die allem Anschein nach zu niedrig ermittelte äquivalente Zugfestigkeit zurückzuführen. Da beim Versuchskörper S3_SHR_51_V4 das Blech anfangs voll mitrug, wurde es bei der rechnerischen Ermittlung der Tragfähigkeit mit berücksichtigt. Dennoch liegt die berechnete Traglast 6 % unter der im Versuch erreichten. Dies ist auf den erhöhten Fasergehalt im Bereich des Versagensquerschnittes zurückzuführen (siehe Kapitel 4.5). Ohne Berücksichtigung des Bleches ergäbe sich eine Tragfähigkeit von -7,8 kNm.

Da bei den durchlaufenden Versuchen der Serie S2 und S4 die Systemtragfähigkeit betrachtet werden muss, werden die Momente hier bei Erreichen der Grenzdehnung bzw. der Grenzrisbreite nach *DBV 2001* ausgewertet, sofern diese maßgebend werden.

Die Stützmomententragfähigkeit wurde unter Ansatz der Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten mithilfe der in Abb. 5-1 dargestellten Spannungsverteilung für die einzelnen Blechtypen und verschiedene Randbedingungen ausgewertet. Die dabei verwendeten Festigkeiten, Dicken und Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tab. 5-2 zusammengestellt. Die Auswertung erfolgt für einen 1 m breiten Deckenstreifen.

		Blechtyp		
		HODY	SHR51	LEWIS
Streckgrenze $f_{p,k}$	[N/mm ²]	320	350	320
Blechedicke	[mm]	0,75	1,00	0,50
Nennblechedicke abzüglich Zinkschicht	[mm]	0,71	0,96	0,46
<i>Teilsicherheitsbeiwerte:</i>				
Verbundblech γ_{ap} (nach <i>DIN 18800-5 2007</i>):		1,1	1,1	1,1
Beton γ_c (nach <i>DIN 1045-1 2008</i>):		1,5	1,5	1,5
Stahlfaserbeton γ_{ct}^f (nach <i>DBV 2001</i>):		1,25	1,25	1,25
Maßstabsfaktor α_{sys} :		nach Gleichung (3.11) jedoch $\leq 1,0$		

Tab. 5-2: Verwendete Festigkeiten und Abmessungen

Als Parameter wurden die Betondruckfestigkeit f_{ck} , die Deckenstärke h und die Faserbetonklasse variiert. Die Ergebnisse werden in Form von Diagrammen dargestellt, die das aufnehmbare plastische Stützmoment als Bemessungswert in Abhängigkeit von der Deckenstärke und der verwendeten Faserbetonklasse angeben. Für die Berechnung wurden die Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten berücksichtigt. Beim Beton wurden die Einflüsse aus Dauerlast sowohl auf der Druck- und Zugseite mit dem Faktor 0,85 berücksichtigt. Des Weiteren wurde der Bemessungswert der aufnehmbaren Druckspannung des Betons aufgrund der Nutzung eines Spannungsblockes mit dem Faktor 0,80 abgemindert. In Abb. 5-3 bis

Abb. 5-5 sind exemplarisch die Bemessungswerte der Tragfähigkeiten der einzelnen verwendeten Deckentypen für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 dargestellt.

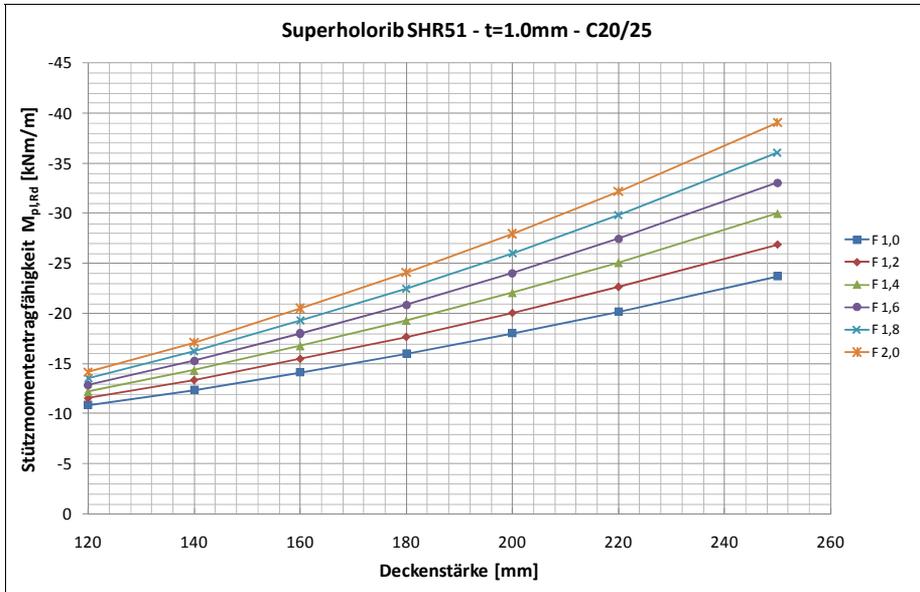


Abb. 5-3: Stützmomenten­tragfähigkeit Superholorib SHR51 – t=1,0 mm – C20/25, unterschiedliche Faserbeton­klassen

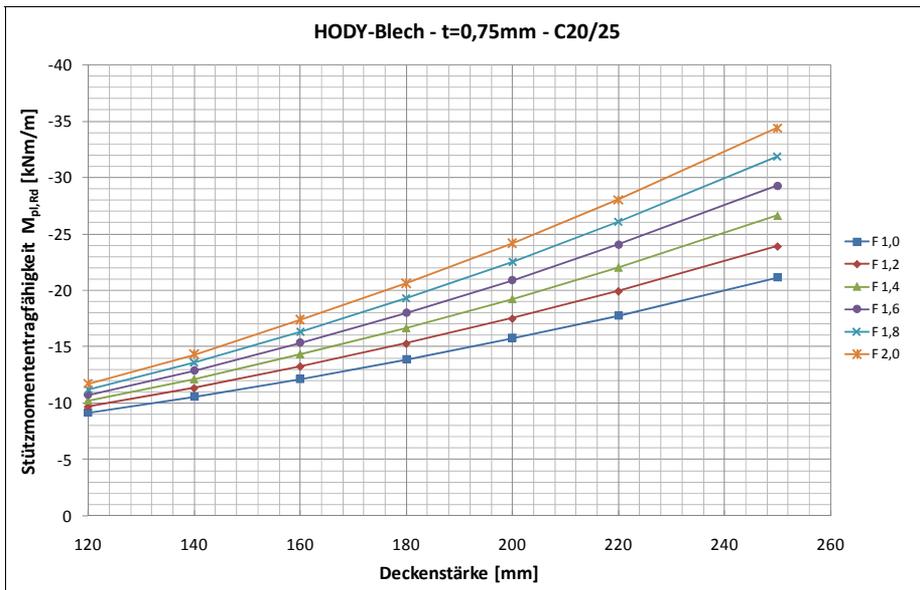


Abb. 5-4: Stützmomenten­tragfähigkeit HODY – t=0,75 mm – C20/25, unterschiedliche Faserbeton­klassen

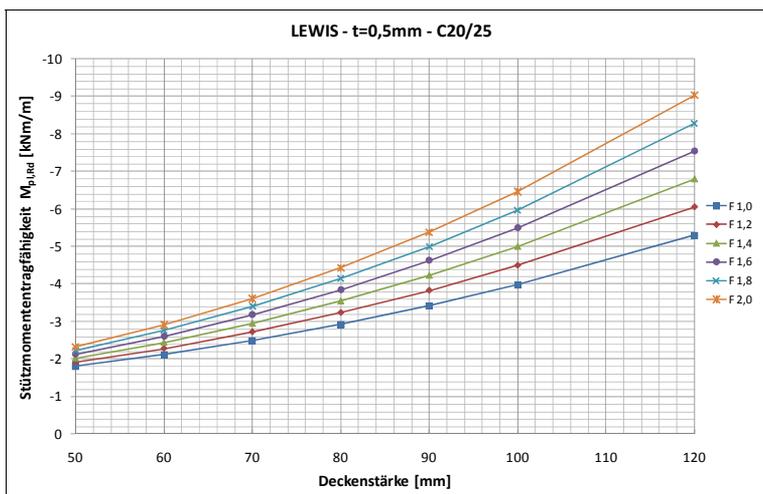


Abb. 5-5: Stützmomententragfähigkeit LEWIS – t=0,50 mm – C20/25, unterschiedliche Faserbetonklassen

Im Anhang 9.7 sind Diagramme und Tabellen für weitere Betonfestigkeitsklassen abgedruckt. Des Weiteren sind dort die aufnehmbaren Stützmomente bei Vernachlässigung der Tragfähigkeit des Verbundbleches dargestellt. Nach *DIN 18800-5 2007* darf das Blech über dem Auflager nur berücksichtigt werden, wenn es durchlaufend ist (vgl. hierzu auch Kapitel 2.5). Die Tragfähigkeit des Bleches ist beachtlich und sollte nicht vernachlässigt werden. In Abb. 5-6 ist exemplarisch die Stützmomententragfähigkeit einer SUPERHOLORIB-Decke einmal mit Berücksichtigung des Bleches und einmal bei Vernachlässigung des Bleches gegenübergestellt.

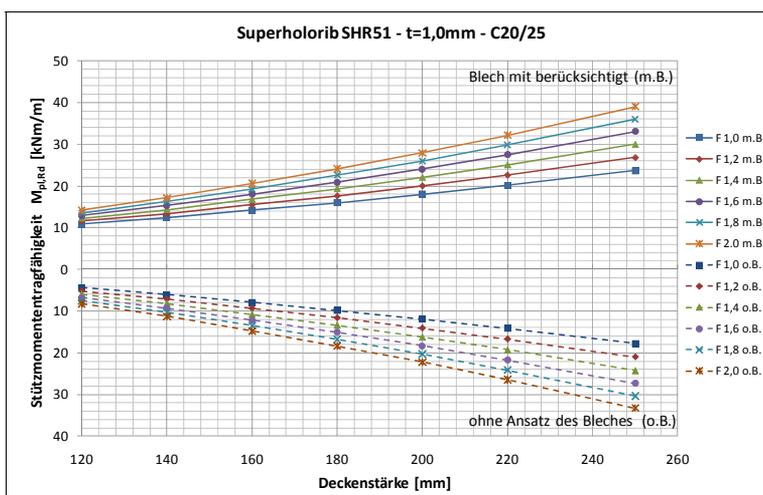


Abb. 5-6: Tragfähigkeit mit und ohne Ansatz des Bleches am Beispiel SHR51

Des Weiteren hat die Betondruckfestigkeit einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Dieser vergrößert sich mit wachsender Deckenstärke, da der

Traganteil des Bleches im Bezug auf die Gesamttragfähigkeit abnimmt. In Abb. 5-7 kann dies am Beispiel einer HODY-Decke nachvollzogen werden. Wie schon in Kapitel 3.3.3 beschrieben, verbessert sich bei gleichbleibendem Fasergehalt mit steigender Betondruckfestigkeit auch die Biegezugfestigkeit des Stahlfaserbetons.

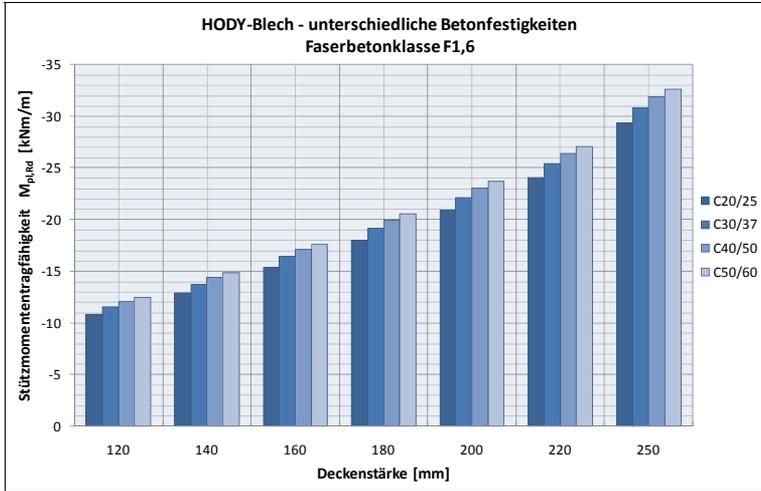


Abb. 5-7: Einfluss unterschiedlicher Betonfestigkeiten am Beispiel der HODY-Decke

		SUPERHOLORIB SHR51 - t = 1,0 mm															
Beton	Deckenstärke [mm]	F 0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0			
		M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]	M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]	M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]	M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]	M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]	M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]	M _{pi,Rd} [kNm/m]	x _g /d [-]		
C20/25	120	-7,29	0,12	-10,87	0,15	-11,56	0,16	-12,24	0,16	-12,90	0,17	-13,56	0,18	-14,21	0,18		
	140	-7,29	0,10	-12,39	0,13	-13,36	0,14	-14,33	0,15	-15,27	0,15	-16,21	0,16	-17,13	0,17		
	160	-7,29	0,09	-14,16	0,12	-15,48	0,13	-16,77	0,14	-18,05	0,14	-19,30	0,15	-20,54	0,16		
	180	-7,29	0,08	-16,00	0,11	-17,66	0,12	-19,30	0,13	-20,92	0,13	-22,51	0,14	-24,08	0,15		
	200	-7,29	0,07	-18,00	0,11	-20,05	0,11	-22,07	0,12	-24,06	0,12	-26,02	0,13	-27,96	0,14		
	220	-7,29	0,06	-20,17	0,10	-22,64	0,10	-25,07	0,11	-27,46	0,12	-29,82	0,12	-32,15	0,13		
	250	-7,29	0,06	-23,71	0,09	-26,86	0,10	-29,96	0,10	-33,03	0,11	-36,04	0,12	-39,02	0,12		
C20/25 + Q188A	120	-13,29	0,16	-16,55	0,19	-17,18	0,20	-17,79	0,20	-18,40	0,21	-18,99	0,22	-19,58	0,22		
	140	-14,92	0,14	-19,64	0,17	-20,54	0,18	-21,42	0,18	-22,30	0,19	-23,16	0,20	-24,01	0,20		
	160	-16,56	0,12	-22,98	0,15	-24,21	0,16	-25,41	0,17	-26,60	0,17	-27,77	0,18	-28,93	0,19		
	180	-18,19	0,11	-26,39	0,14	-27,96	0,15	-29,50	0,15	-31,02	0,16	-32,52	0,17	-34,00	0,17		
	200	-19,83	0,10	-29,98	0,13	-31,92	0,14	-33,83	0,14	-35,72	0,15	-37,57	0,16	-39,40	0,16		
	220	-21,46	0,09	-33,73	0,12	-36,08	0,13	-38,39	0,13	-40,67	0,14	-42,92	0,15	-45,13	0,15		
	250	-23,91	0,08	-39,65	0,11	-42,67	0,12	-45,64	0,12	-48,57	0,13	-51,46	0,14	-54,31	0,14		
C20/25 + Q257A	120	-15,39	0,17	-18,53	0,21	-19,14	0,21	-19,73	0,22	-20,31	0,22	-20,89	0,23	-21,46	0,24		
	140	-17,62	0,15	-22,19	0,18	-23,07	0,19	-23,93	0,20	-24,78	0,20	-25,61	0,21	-26,44	0,21		
	160	-19,86	0,13	-26,11	0,17	-27,31	0,17	-28,48	0,18	-29,64	0,18	-30,78	0,19	-31,91	0,20		
	180	-22,09	0,12	-30,11	0,15	-31,64	0,16	-33,15	0,16	-34,63	0,17	-36,09	0,18	-37,54	0,18		
	200	-24,32	0,10	-34,27	0,14	-36,17	0,15	-38,05	0,15	-39,89	0,16	-41,71	0,16	-43,50	0,17		
	220	-26,56	0,10	-38,61	0,13	-40,91	0,14	-43,18	0,14	-45,42	0,15	-47,62	0,15	-49,80	0,16		
	250	-29,91	0,08	-45,40	0,12	-48,37	0,12	-51,29	0,13	-54,17	0,14	-57,02	0,14	-59,82	0,15		
C20/25 + Q335A	120	-17,69	0,19	-20,71	0,22	-21,29	0,23	-21,86	0,24	-22,42	0,24	-22,97	0,25	-23,51	0,25		
	140	-20,60	0,16	-25,02	0,20	-25,87	0,20	-26,70	0,21	-27,52	0,22	-28,32	0,22	-29,12	0,23		
	160	-23,52	0,14	-29,59	0,18	-30,75	0,18	-31,89	0,19	-33,02	0,20	-34,12	0,20	-35,21	0,21		
	180	-26,43	0,13	-34,24	0,16	-35,73	0,17	-37,20	0,18	-38,65	0,18	-40,07	0,19	-41,47	0,19		
	200	-29,34	0,12	-39,06	0,15	-40,92	0,16	-42,75	0,16	-44,55	0,17	-46,33	0,17	-48,08	0,18		
	220	-32,26	0,10	-44,05	0,14	-46,31	0,14	-48,53	0,15	-50,72	0,16	-52,88	0,16	-55,00	0,17		
	250	-36,63	0,09	-51,84	0,13	-54,75	0,13	-57,62	0,14	-60,45	0,14	-63,23	0,15	-65,98	0,16		
C20/25 + Q424A	120	-20,23	0,21	-23,11	0,24	-23,66	0,25	-24,20	0,25	-24,73	0,26	-25,26	0,27	-25,78	0,27		
	140	-23,92	0,18	-28,16	0,21	-28,97	0,22	-29,77	0,23	-30,56	0,23	-31,33	0,24	-32,09	0,24		
	160	-27,61	0,16	-33,47	0,19	-34,59	0,20	-35,69	0,21	-36,78	0,21	-37,85	0,22	-38,90	0,22		
	180	-31,29	0,14	-38,87	0,18	-40,31	0,18	-41,74	0,19	-43,14	0,19	-44,52	0,20	-45,88	0,21		
	200	-34,98	0,13	-44,44	0,16	-46,25	0,17	-48,03	0,17	-49,78	0,18	-51,51	0,19	-53,21	0,19		
	220	-38,67	0,12	-50,18	0,15	-52,38	0,16	-54,55	0,16	-56,68	0,17	-58,79	0,17	-60,86	0,18		
	250	-44,20	0,10	-59,09	0,13	-61,94	0,14	-64,75	0,15	-67,51	0,15	-70,24	0,16	-72,93	0,17		

Tab. 5-3: Tragfähigkeit bei Anordnung einer zusätzlichen Mattenbewehrung

Der Einfluss auf die Tragfähigkeit bei Anordnung einer zusätzlichen Mattenbewehrung wurde unter Ansatz der in Abb. 5-2 dargestellten Spannungsverteilung exemplarisch für die SUPERHOLORIB-Decke ausgewertet. In Tab. 5-3 sind die Tragfähigkeiten für einen Beton C20/25 ohne Matte sowie für vier verschiedene Matten-Bewehrungsgrade dargestellt. Die Faserbetonklasse „F0“ stellt dabei einen Beton ohne Faserwirkung dar.

Es ist zu erkennen, dass die aufnehmbaren Momente des stahlfaserbewehrten Verbundquerschnittes mit steigender Deckenstärke überproportional zunehmen. Um bei einer 16 cm hohen Decke ein Bewehrungsäquivalent einer Matte Q257A zu erreichen, ist in etwa ein Stahlfaserbeton der Faserbetonklasse F1,8 erforderlich, bei einer 25 cm hohen Decke nur ein F1,4.

5.3 Berechnung der Feldmomententragfähigkeit

Die Berechnung der Feldmomententragfähigkeit wurde bereits im Kapitel 2.4.4 beschrieben. Hier muss unterschieden werden, ob an der maßgebenden Stelle (kritischer Schnitt) voller Verbund oder nur Teilverbund vorliegt. Im Regelfall wird bei Stahlverbunddecken nur teilweise Verdübelung erreicht, sodass die Tragfähigkeit mithilfe der Teilverbundtheorie bestimmt wird. Der Nachweis funktioniert nach dem Prinzip der Momentendeckung, d. h. an jeder Stelle muss das einwirkende Bemessungsmoment M_{Ed} kleiner als der Bemessungswert der positiven Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung M_{Rd} sein.

Die Spannungsverteilung bei teilweiser Verdübelung ist in Abb. 5-8 dargestellt. Aufgrund des Teilverbundes ist das Blech nicht komplett überzogen. Die Verbundfuge ist nur in der Lage die Kraft $N_{cf} = \eta \cdot N_{pl,ap,d}$ zu übertragen. Es existieren nun zwei plastische Nulllinien im Querschnitt, da im Blech ein zusätzlicher Anteil aus Biegung vorhanden ist. Die Lage der plastischen Nulllinie im Blech berechnet sich über die Bedingung, dass die Druck- und Zugkräfte im Blech mit der Kraft N_{cf} im Gleichgewicht stehen. Die Traganteile des Stahlfaserbetons werden auch hier durch den Ansatz von Spannungsblöcken berücksichtigt (siehe Abb. 5-8 rechts). Die Lage der zweiten plastischen Nulllinie berücksichtigt die zusätzliche Druckkraft aus dem Stahlfaserbetontraganteil N_c und den Anteil aus dem Blech N_{cf} .

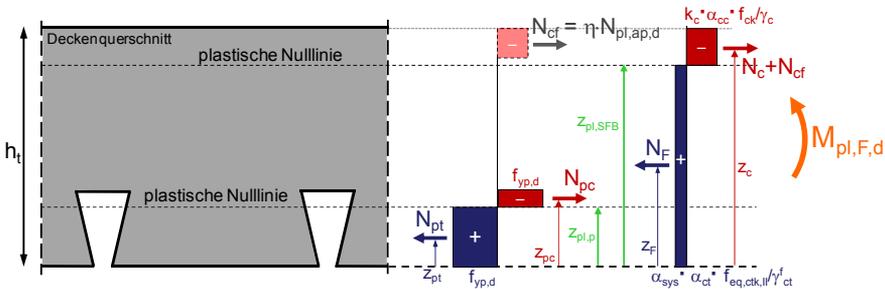


Abb. 5-8: Vollplastische Spannungsverteilung bei teilweiser Verdübelung

Mit dieser Spannungsverteilung können sämtliche Zustände vom Nichtzusammenwirken bis zum vollständigen Verbund beschrieben werden. In Abb. 5-9 und Abb. 5-10 sind die Spannungsverteilungen der beiden Grenzfälle „kein Verbund“ und „vollständige Verdübelung“ dargestellt. Liegt kein Verbund vor, so ergeben sich zwei unabhängige plastische Nulllinien. Die Anteile des Bleches sowie die Anteile des Stahlfaserbetons müssen für sich alleine im Gleichgewicht stehen. Liegt vollständige Verdübelung vor, so ist das Blech komplett überzogen und es verbleibt nur noch die Nulllinie im Betonquerschnitt. Deren Lage ist durch die resultierende Betondruckkraft aus Blechanteil und Stahlfaserbetonanteil bestimmt. Wie schon in Kapitel 2.4.4 beschrieben, kann der Nachweis der Momentendeckung mithilfe einer vereinfachten Teilverbundkurve erfolgen. Dazu verbindet man die Punkte „kein Verbund“ und „voller Verbund“ mittels einer linearen Interpolation. Die Ergebnisse liegen für die Berechnung auf der sicheren Seite. Für die Auswertung von Versuchen hingegen muss mit der exakten Teilverbundkurve gearbeitet werden.

Der Ziehharmonika-Effekt, dessen Auswirkungen auch näher in *Minas 1999* und *Däuwel 2001* untersucht wurden, wurde bei gezogenen profilierten Blechteilen berücksichtigt. Hier wurde die Blechdicke im Bereich der Profilierung um 50 % reduziert. Damit wird berücksichtigt, dass sich die im Blech eingewalzten Profilierungen (Sicken, Noppen) bei Beanspruchung des Bleches durch Normalspannungen im Vergleich zu der übrigen Blechfläche leichter verformen und sich so dem Lastabtrag teilweise entziehen.

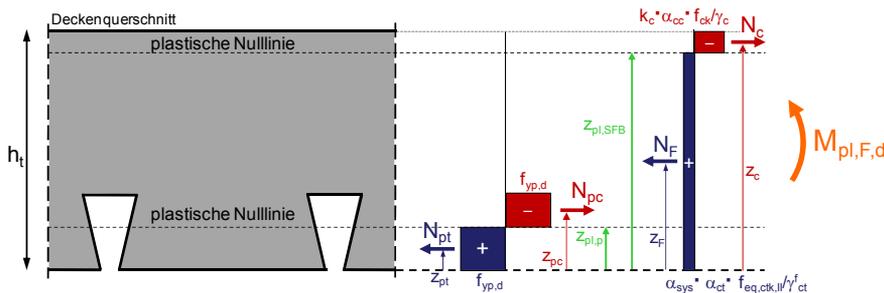


Abb. 5-9: Vollplastische Spannungsverteilung bei keinem Verbund

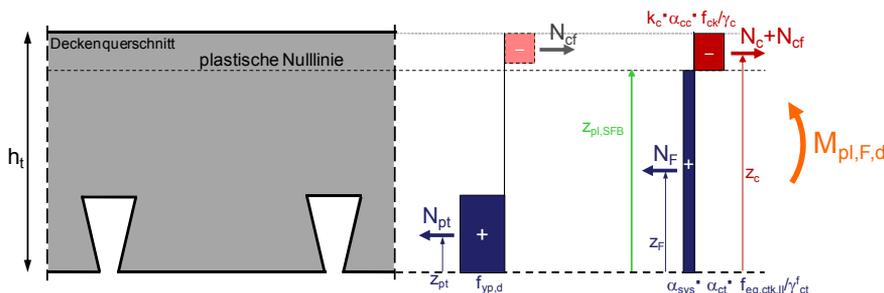


Abb. 5-10: Vollplastische Spannungsverteilung bei vollständiger Verdübelung

In einem ersten Schritt wurden die Feldmomententragfähigkeiten für die Fälle „kein Verbund“ und voller Verbund unter Ansatz der Bemessungswerte der Baustofffestigkeiten nach den in Abb. 5-9 und Abb. 5-10 dargestellten Spannungsverteilungen für die einzelnen Blechtypen ausgewertet. Die dabei verwendeten Festigkeiten, Dicken und Teilsicherheitsbeiwerte sind in Tab. 5-2 zusammengestellt. Als Parameter wurden die Betondruckfestigkeit f_{ck} , die Deckenstärke h und die Faserbetonklasse variiert. Die Ergebnisse sind in Form von Tabellen im Anhang 9.8.1 dargestellt. Mithilfe dieser Werte können auch die Tragfähigkeiten bei teilweiser Verdübelung unter Verwendung des vereinfachten Teilverbunddiagramms (lineare Interpolation) ermittelt werden. Für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 wurde exemplarisch für jeden Blechtyp die genaue Teilverbundkurve nach Abb. 5-8 berechnet. Als Parameter wurden hier die Deckenstärke und die Faserbetonklasse variiert. Die Ergebnisse sind im Anhang 9.8.2 in Form von Tabellen dargestellt.

In Abb. 5-11 sind exemplarisch die Teilverbundkurven einer 160 mm hohen SUPERHOLORIB-Decke für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 und für verschiedene Faserbetonklassen dargestellt. Durch den Ansatz der Tragwirkung des

Stahlfaserbetons kann die Tragfähigkeit einer Verbunddecke im Bereich von niedrigen Verdübelungsgraden enorm erhöht werden.

In Abb. 5-12 ist der Nachweis nach der Teilverbundtheorie nochmals exemplarisch dargestellt. Im kritischen Schnitt, der durch den Berührungspunkt der vorhandenen Momentenkurve mit der Teilverbundkurve gegeben ist, muss das einwirkende Moment kleiner als das aufnehmbare Moment sein. Durch die vereinfachte Anwendung der linearen Interpolation ergeben sich etwas kleinere, auf der sicheren Seite liegende Momententragfähigkeiten.

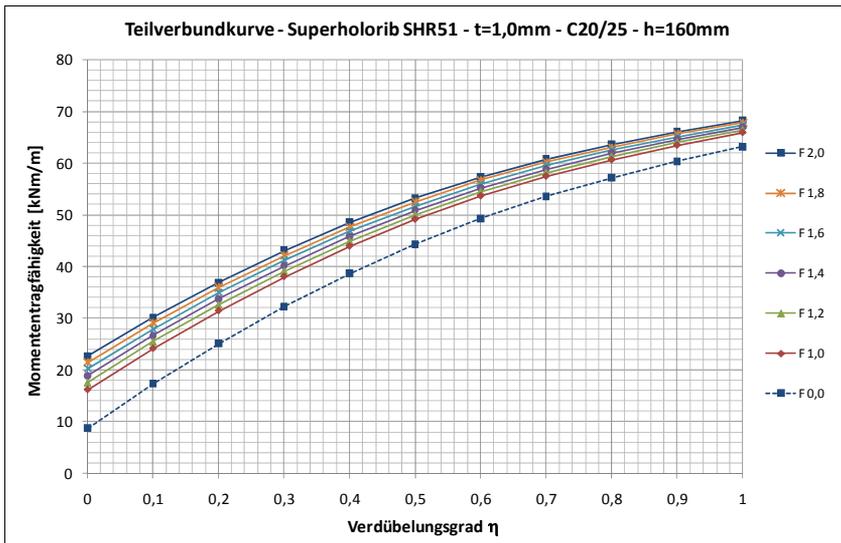


Abb. 5-11: Teilverbundkurve für SHR51-Blech – 160 mm – verschiedene Faserbetonklassen

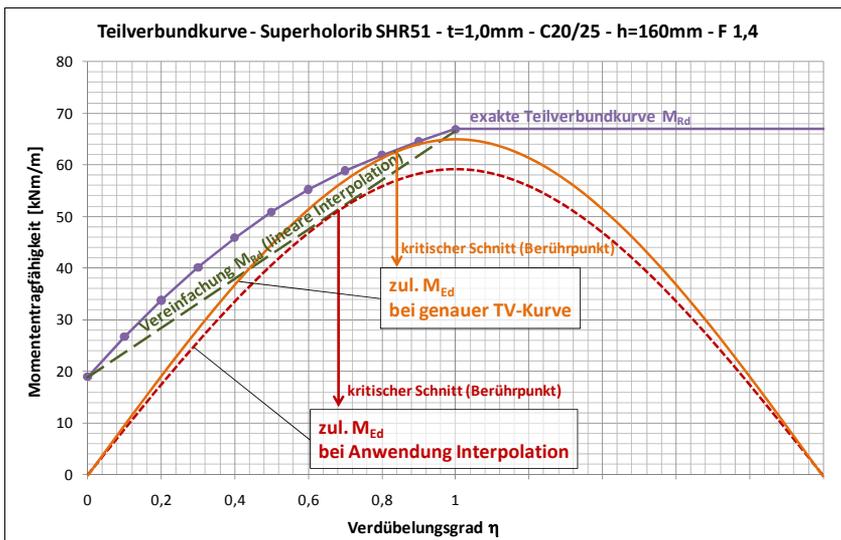


Abb. 5-12: Unterschiedliche kritische Schnitte beim Nachweis nach der Teilverbundtheorie

5.4 Auswertung der Längsschubtragfähigkeit der Serie S2

Die Längsschubtragfähigkeit der Versuche der Serie S2 wurde entsprechend den Regelungen von *DIN EN 1994 1-1 2006* ausgewertet, um so die erreichten Werte mit den in den Zulassungen angegebenen Werten vergleichen zu können. Um eine vordefinierte Schubeinleitungslänge zu erreichen, wurden unter den äußeren Belastungsstellen der Felder Risseinleitungsbleche angeordnet (siehe auch Abb. 4-16). Die Teilverbundkurve der jeweiligen Versuche wurde mit der in Abb. 5-8 dargestellten Spannungsverteilung ermittelt. Dazu wurde das Tabellenkalkulationsprogramm Microsoft Excel samt dem darin eingebetteten SOLVER verwendet. Die Ermittlung wurde über Schleifen unter Verwendung von Microsoft Visual Basic programmiert und automatisiert. Es wurden die Mittelwerte der aus den Prüfungen ermittelten Baustofffestigkeiten angesetzt. Der Verdübelungsgrad wurde sukzessive erhöht und die jeweils dazugehörige Spannungsverteilung ausgewertet. Daraus ergibt sich die zum entsprechenden Versuch gehörende Teilverbundkurve, die dann zur Auswertung des erreichten Verdübelungsgrades und daraus der Längsschubtragfähigkeit verwendet werden kann.

Da im Versuch das maximale Moment an der Stelle des Risseinleitungsbleches auftrat und dieses dort die Zugfestigkeit unterband, wurden die Traganteile des Stahlfaserbetons bei der Auswertung der zugehörigen Teilverbundkurven vernachlässigt. Die Ermittlung erfolgte unter Ansatz der aus den Werkstoffprüfungen ermittelten Festigkeiten und der gemessenen Ist-Abmessungen. Die Teilverbundkurven der einzelnen Versuche sind im Anhang 9.8.3 dargestellt. Bei allen vier Versuchen wurde volle Verdübelung erreicht.

		Blechtyp	
		HODY	SHR51
Verbundfestigkeit nach Zulassung $\tau_{u,Rd}$: (<i>Hody 2009</i> , <i>Superholorib 2007</i>)	[kN/m ²]	140	400
Schublänge im Versuch L_{sf} :	[mm]	1100	1100
Breite des Bleches b :	[mm]	618	630
Teilsicherheitsbeiwert Längsschubtragfähigkeit γ_{vs} : (nach Verbundblechzulassung bzw. DIN 18800-5)	[-]	1,25	1,25
vollpl. Normalkrafttragfähigkeit des Bleches $N_{pl,a}$:	[kN]	183,76	381,04

Tab. 5-4: Werte zur Ermittlung der Längsschubfestigkeit

Nach *DIN ENV 1994 1-1 2006* kann die Verbundfestigkeit wie folgt ermittelt werden.

$$\tau_u = \frac{\eta_{Test} \cdot N_{cf} - \mu \cdot V_t}{b \cdot (L_s + L_0)} = \frac{\eta_{Test} \cdot N_{cf} - \mu \cdot V_t}{b \cdot L_{sf}} \tag{5.3}$$

Im Anschluss werden die so ermittelten Verbundfestigkeiten den in den jeweiligen Zulassungen (*Hody 2009*, *Superholorib 2007*) angegebenen gegenübergestellt. Dabei ist zu beachten, dass bei dem in *Hody 2009* angegebenen Wert der Verbundfestigkeit der Traganteil, der sich aus der Reibung am Auflager ergibt, bereits heraus gerechnet ist. Im Gegensatz dazu sind die in *Superholorib 2007* angegebenen Werte noch mit dem Reibungsanteil behaftet. Dementsprechend wird bei der Auswertung der HODY-Versuche die sich aus der Auflagerreibung ergebende

Tragkomponente $\mu \cdot V_t$ aus den Ergebnissen heraus gerechnet. Dabei wird für die Reibungszahl μ nach *DIN EN 1994 1-1 2006* ein Wert von 0,5 angesetzt. Bei der Auswertung der SUPERHOLORIB-Versuche wird dieser Term nicht berücksichtigt.

Die Ermittlung des charakteristischen Wertes $\tau_{u,Rk}$ erfolgt aufgrund der geringen Versuchsanzahl von nur zwei Versuchen pro Blech vereinfacht nach dem alten Eurocode 4 (*DIN ENV 1994 1-1 1994*) durch 10 % Abminderung des Versuchswertes. Der Bemessungswert ergibt sich durch Division durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_{vs} .

$$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{vs}} \tag{5.4}$$

Nach der Auswertung der Versuche entsprechend der Gleichungen (5.3) und (5.4) ergeben sich die in Tab. 5-5 dargestellten Verbundfestigkeiten.

		Blechtyp	
		HODY	SHR51
Bemessungswert der erreichten Verbundfestigkeit nach Versuchsauswertung:	[kN/m ²]	180	396

Tab. 5-5: Aus den Versuchen ermittelte Längsschubtragfähigkeiten – Serie S2

Da bei allen Versuchen volle Verdübelung erreicht wurde, stellen die ermittelten Verbundfestigkeiten eine untere Abschätzung dar, d. h. der reale Wert der Verbundfestigkeit nimmt mindestens gleiche oder größere Werte an.

Ein Vergleich der in den Versuchen erreichten Verbundfestigkeiten (Tab. 5-5) mit den in den Zulassungen der jeweiligen Bleche angegebenen Werten (Tab. 5-4) zeigt, dass sich für die stahlfaserbewehrten HODY-Decken etwa 30% größere Werte für die Längsschubtragfähigkeit ergeben als in *Hody 2009* angegeben. Die erreichten Verbundfestigkeiten der stahlfaserbewehrten SUPERHOLORIB-Versuche hingegen liegen in etwa auf dem Niveau der in *Superholorib 2007* angegebenen Längsschubtragfähigkeit.

Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass sich die Verbundfestigkeit bei offenen trapezförmigen Geometrien durch den Einsatz von Stahlfaserbeton verbessern lässt. Aufgrund der geringen Anzahl der durchgeführten Versuche kann diese Tendenz allerdings statistisch nicht abgesichert werden. Hierzu sind weitere Versuche notwendig. Tendenziell scheint der Einfluss bei offenen Profilen, die ihre Verbundwirkung ohne eine Klemmwirkung herstellen, jedoch größer zu sein.

5.5 Tragfähigkeit bei Faserausfall über der Stütze

Für den Fall, dass herstellungsbedingt durch Fehler bei der Bauausführung ein zu niedriger Fasergehalt über der Stütze vorhanden ist bzw. die Fasern sich absetzen, wird zusätzlich ein Nachweis für den Faserausfall geführt. Dazu wird der ungünstigste Fall angenommen, dass die Tragwirkung der Fasern über der Stütze komplett ausfällt und dort ein Gelenk entsteht. Tritt in der Realität der Fall des Faserausfalles aufgrund der oben genannten Gründe ein, so bildet sich über der Stütze ein klaffender Riss, der eine Sanierung der Decke unumgänglich macht. Dies kann beispielsweise durch Aufkleben von CFK-Lamellen erfolgen. Aus dem durchlaufenden System entsteht so eine Kette von Einfeld-Decken. Das Verbundblech hält die Decke in ihrer Lage. Dabei muss eine ausreichende Reststandsicherheit sichergestellt werden.

Der Nachweis des Faserausfalls wird am Einfeld-System geführt (Abb. 5-13). Da die Annahme des Totalausfalles des Stützmomentes sehr konservativ ist und das System nach einem Faserausfall zwangsläufig saniert werden muss, ist nach Auffassung des Autors eine globale Reststandsicherheit von 1,3 ausreichend. Die Tragfähigkeit kann mittels der Teilverbundtheorie (Kapitel 2.4.4) geführt werden. Auf der Widerstandsseite werden dazu die charakteristischen Werte der Feldmomententragfähigkeiten angesetzt. Alle Materialsicherheiten werden bei der Berechnung zu 1,0 gesetzt. Da sich ein Absinken der Fasern im Feldbereich vorteilhaft auswirkt (Hebelarm vergrößert sich), wird die Fasertragwirkung hier bei der Berechnung der Feldmomententragfähigkeit berücksichtigt. Auf der Einwirkungsseite werden ebenfalls die charakteristischen Werte der Lasten angesetzt, die mit dem globalen Sicherheitsfaktor von 1,3 erhöht werden. Die Belastung berechnet sich nach Gleichung (5.5). Der Index „FA“ bezeichnet dabei den Faserausfall.

$$q_{FA} = 1,3 \cdot q_k \quad (5.5)$$

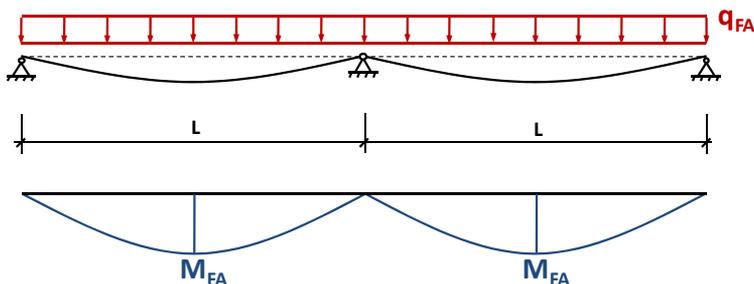


Abb. 5-13: Faserausfall über der Stütze

Der Nachweis nach der Teilverbundtheorie erfolgt nach dem Prinzip der Momentendeckung. An jeder Stelle des Tragwerkes muss das einwirkende Moment M_{FA} kleiner als der charakteristische Wert der Feldmomententragfähigkeit $M_{RK,FA}$ sein.

$$M_{FA} \leq M_{RK,FA} \quad (5.6)$$

Für die hier verwendeten Bleche wurden die charakteristischen Feldmomententragfähigkeiten für die Fälle „kein Verbund“ und „voller Verbund“ unter Ansatz verschiedener Betonfestigkeiten, Deckenstärken und Faserbetonklassen ausgewertet. Die Ergebnisse sind im Anhang 9.9 in Form von Diagrammen dargestellt. So kann der Nachweis sehr einfach mittels der vereinfachten Teilverbundkurve (lineare Interpolation der Punkte „kein Verbund“ und „voller Verbund“) geführt werden.

Des Weiteren wurden mithilfe einer Rückwärtsrechnung die maximal zulässigen charakteristischen Lasten bestimmt, so dass eine globale Sicherheit von 1,3 gerade erreicht wird. Diese sind ebenfalls in Form von Tabellen für eine Betonfestigkeitsklasse C20/25 und verschiedene Deckenstärken und Faserbetonklassen im Anhang in den Tabellen Tab. 9-17 bis Tab. 9-19 dargestellt. Somit kann auch direkt verglichen werden, ob der charakteristische Wert der vorhandenen Belastung kleiner als der zulässige Wert bei Faserausfall $q_{R,FA}$ ist.

Für den sehr unwahrscheinlichen Fall, dass die Fasern im Stützbereich total absinken und zum größten Teil nur noch die Tragfähigkeit des reinen unbewehrten Aufbetons vorhanden ist, muss zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit ohne Faserwirkung ebenfalls ein gesonderter Nachweis geführt werden. Hierzu wird empfohlen, die Decke auf der sicheren Seite liegend nach den Regeln von *DIN 18800-5 2007* als Decke ohne erforderliche Querkraftbewehrung nach Abb. 2-14 nachzuweisen. Der Nachweis erfolgt dabei am entstandenen Einfeldsystem.

Sollte eine zusätzliche Stützbewehrung angeordnet sein, kann deren Tragfähigkeit beim Nachweis der Faserausfalls berücksichtigt werden. In Abb. 5-13 wird dann an der Stelle der mit Stützbewehrung versehenen Stütze die Stützmomententragfähigkeit, die am Verbundquerschnitt ohne Ansatz der Faserwirkung nach Abb. 5-2 berechnet wird, angesetzt.

5.6 Berechnung der Querkrafttragfähigkeit

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlverbunddecken wurde bereits in Kapitel 2.6 näher erläutert. Die Vorgehensweise bei der Bemessung von Stahlfaserbeton wurde in Kapitel 3.3.7 dargestellt. Die Querkrafttragfähigkeit von stahlfaserbewehrten Verbunddecken ist sowohl am Auflager des Feldbereiches als auch am Innenaufleger nachzuweisen, da hier unterschiedliche Tragsysteme vorliegen. Die Tragfähigkeit im Feldbereich setzt sich additiv aus der Tragfähigkeit des Betons ohne Querkraftbewehrung und einem Anteil aus Stahlfaserbeton zusammen. Im Stützbereich ist für rein stahlfaserbewehrte Decken keine Längsbewehrung im Sinne von *DIN 1045-1 2001* vorhanden, so dass hier nur der Querkrafttraganteil des Stahlfaserbetons angesetzt werden kann.

Auf der sicheren Seite liegend wird vom Verfasser sowohl im Feldbereich als auch im Stützbereich nur der Querkrafttraganteil des reinen Stahlfaserbetons berücksichtigt. Dieser berechnet sich nach *DBV 2001* wie folgt:

$$V_{Rd,c}^f = \frac{0,12 \cdot k_f \cdot k_d \cdot f_{eq,ctk,II}}{0,37 \cdot 0,9} \cdot b_w \cdot z \quad (5.7)$$

Für reinen Stahlfaserbeton darf nach *DBV 2001* für z ein fiktiver Hebelarm von $0,8 \cdot h$ angenommen werden. Wie bereits in Abb. 3-14 dargestellt, wird die Geometrie über die Faktoren k_f und k_d berücksichtigt. Der für den Querkraftabtrag ansetzbare Querschnitt ist in Abb. 5-14 dargestellt. Für die Breite b_w ist für Verbunddecken nach Abb. 2-14 die wirksame Breite b_0 anzusetzen.

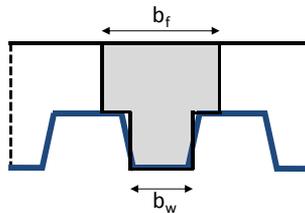


Abb. 5-14: Querschnittsanteil für Querkraftnachweis

Bei allen durchgeführten Versuchen trat Biegeversagen auf. Im Folgenden werden die Querkrafttragfähigkeiten der einzelnen Versuchskörper rechnerisch ermittelt und den im Versuch erreichten Querkraften gegenübergestellt (Tab. 5-6). Der Querkrafttraganteil des reinen Stahlfaserbetons $V_{Rd,c}^f$ ist enorm. Nur unter Ansatz des Stahlfaserbetonquerkrafttraganteils werden bereits Tragfähigkeiten errechnet, die weit über den im Versuch gemessenen Querkraften liegen. Eine Ausnahme bildet der Versuchskörper S2_SHR_51_V2. Hier ist entsprechend der Berechnung die Querkrafttragfähigkeit des Versuchskörpers überschritten. Dies liegt, wie schon in Kapitel 4.7.3 beschrieben, an der wahrscheinlich zu niedrig ermittelten äquivalenten Zugfestigkeit. Bei diesem Versuchskörper lag die in den Biegebalkenversuchen ermittelte Zugfestigkeit weit unter den übrigen Werten der Serie, die mit der gleichen Betonrezeptur hergestellt wurden. Dies deutet darauf hin, dass in den Biegebalken ein im Vergleich zum Versuchskörper zu niedriger Fasergehalt vorhanden war. Setzt man für den Versuchskörper S2_SHR_51_V2 eine mit der übrigen Serie

vergleichbare äquivalente Zugfestigkeit an, so wird auch hier die Querkrafttragfähigkeit durch den Ansatz des Stahlfaserbetontraganteils erreicht.

Versuch	h [mm]	V _{test,F} [kN/m]	V _{test,S} [kN/m]	V ^f _{Rd,c} [kN/m]
S1_SHR_51_V1	160	25,74	-	98,14
S1_SHR_51_V2	160	19,86	-	85,88
S1_HODY_V1	160	21,56	-	67,48
S1_HODY_V2	160	25,33	-	67,48
S1_LEWIS_V1	80	8,39	-	42,72
S1_SHR_51_V3	160	26,21	-	110,41
S2_SHR_51_V1	160	78,66	90,70	122,68
S2_SHR_51_V2	160	80,50	88,94	73,61
S2_HODY_V1	160	35,84	48,37	84,35
S2_HODY_V2	160	37,84	48,83	67,48
S3_SHR_51_V1	160	16,19	19,43	73,61
S3_SHR_51_V2	120	15,97	18,66	91,96
S3_SHR_51_V3	200	29,50	34,07	151,56
S3_SHR_51_V4	160	17,66	20,90	73,61
S4_LEWIS_V1	80	11,15	22,69	29,91
S4_LEWIS_V2	80	10,16	21,22	29,91
S4_LEWIS_V3	60	7,63	15,76	22,73
S4_LEWIS_V4	100	12,49	27,61	36,89

Tab. 5-6: Vergleich – Berechnete Querkrafttragfähigkeiten und erreichte Querkräfte

Für die drei verschiedenen Deckentypen wurde der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des reinen Stahlfaserbetons unter Variation der Deckenstärke und der Faserbetonklasse ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tab. 5-7 zusammengefasst. Für den Nachweis können so die Bemessungswerte der einwirkenden Querkraft direkt mit den hier berechneten Bemessungswerten der Tragfähigkeiten verglichen werden (Gleichung (5.8)).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}^f \tag{5.8}$$

Decken- stärke [mm]	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
	V _{Rd,c} [kN/m]					
SHR51 - t=1,00mm						
120	45,98	55,17	64,37	73,56	82,76	91,96
140	53,77	64,53	75,28	86,04	96,79	107,55
160	61,34	73,61	85,88	98,14	110,41	122,68
180	68,68	82,41	96,15	109,88	123,62	137,35
200	75,78	90,94	106,09	121,25	136,41	151,56
220	82,65	99,19	115,72	132,25	148,78	165,31
250	92,53	111,04	129,55	148,05	166,56	185,07
HODY - t=0,75mm						
120	32,51	39,01	45,51	52,02	58,52	65,02
140	37,42	44,90	52,38	59,86	67,35	74,83
160	42,17	50,61	59,04	67,48	75,91	84,35
180	46,79	56,14	65,50	74,86	84,22	93,57
200	51,25	61,50	71,76	82,01	92,26	102,51
220	55,57	66,69	77,80	88,92	100,03	111,15
250	61,78	74,13	86,49	98,85	111,20	123,56
LEWIS - t=0,50mm						
50	13,61	16,34	19,06	21,78	24,51	27,23
60	16,23	19,48	22,73	25,97	29,22	32,46
70	18,81	22,58	26,34	30,10	33,87	37,63
80	21,36	25,63	29,91	34,18	38,45	42,72
90	23,87	28,65	33,42	38,20	42,97	47,75
100	26,35	31,62	36,89	42,16	47,43	52,70
120	31,20	37,44	43,68	49,92	56,16	62,40

Tab. 5-7: Bemessungswert des Querkrafttraganteils des Stahlfaserbetons

5.7 Auswertung der Rissweite

In Gleichung (3.23) wurde bereits der Zusammenhang erläutert, dass der Rissöffnungswinkel als Quotient der Rissweite und der Zugzonenhöhe berechnet werden kann. Die Summe der Rissöffnungswinkel in einer plastischen Zone (Fließgelenk) entspricht der Rotation des Bauteils an dieser Stelle. Wie bereits in Kapitel 3.5.1 beschrieben wurde, kann die Zugzonenhöhe von Stahlfaserbetonbauteilen mit guter Genauigkeit zu $0,9 \cdot h$ abgeschätzt werden. Durch Umstellen von Gleichung (3.23) lässt sich so bei bekannter Rotation die Rissweite berechnen.

$$w = \theta \cdot (h - x) = \theta \cdot 0,9 \cdot h \quad (5.9)$$

Mit diesem Ansatz wurden die Rissweiten im Stützbereich der Versuche der Serien S2 und S3 exemplarisch ausgewertet und mit den gemessenen Rissweiten verglichen. Die beiden Serien besitzen unterschiedliche statische Systeme, weshalb die vorhandene Rotation an unterschiedlichen Gelenkmodellen ermittelt wird (vgl. Abb. 5-15).

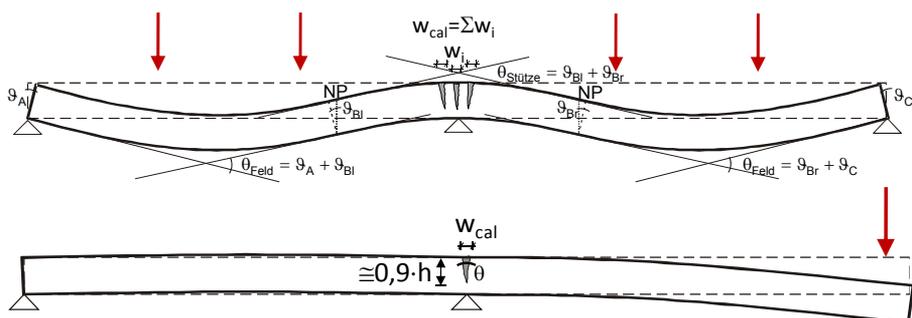


Abb. 5-15: Ermittlung der Rissbreite über der Stütze über die Rotation – Serie S2 und S3

Im Regelfall bildeten sich im Bereich der Stützung immer mehrere Risse aus, wovon sich einer mit größer werdender Verdrehung öffnete (vergleiche auch Rissbilder und -entwicklung im Anhang). Die Rissweiten der übrigen Risse vergrößerten sich dabei nur noch marginal. Dies liegt unter anderem daran, dass die Breite des Mittelaufagers in den Versuchen relativ gering war. Werden breitere Auflager verwendet, können die Stützmomente ausgerundet werden und es bilden sich zwei Versagensrisse; einer an der linken und ein zweiter an der rechten Auflagerkante. Die Verdrehungen schlagen sich dann in den beiden Rissen nieder. Für diesen Fall werden die Rotationen links und rechts des Auflagers jeweils den entsprechenden Versagensrissen zugerechnet.

Da die Rotation im Stützbereich die Summe der Rissöffnungswinkel der einzelnen Risse darstellt, erhält man mit der Auswertung nach Gleichung (5.9) auch die Summe der Rissweiten. Weil die Rissweite der Nebenrisse im Versagenszustand im Vergleich zu den Hauptrissen relativ gering ist, könnte man für die Auswertung auch nur die Rissweite der Hauptrisse ansetzen. In Abb. 5-16 und Abb. 5-17 sind die Rissweiten exemplarisch für die Serie S2 an durchlaufenden Decken und die Serie S3 an Einfeld-Ersatzverbunddecken nach dem oben angegebenen Ansatz

ausgewertet und den gemessenen Rissbreiten gegenübergestellt. Da das Gelenkmodell mit den Fließgelenken eine Vereinfachung darstellt und sich dieser Zustand nur im Bruchzustand der Decke einstellt, können die Ergebnisse auch nur zur Ermittlung der Rissweiten im Bruchzustand herangezogen werden. Hieraus resultiert auch der Unterschied zwischen gemessener und gerechneter Rissbreite im Anfangsbereich der Kurven. Für größere Rissweiten hingegen korrelieren die gerechneten Werte sehr gut mit den gemessenen. Dies zeigt, dass das Modell für eine näherungsweise Abschätzung der Rissweiten gut geeignet ist.

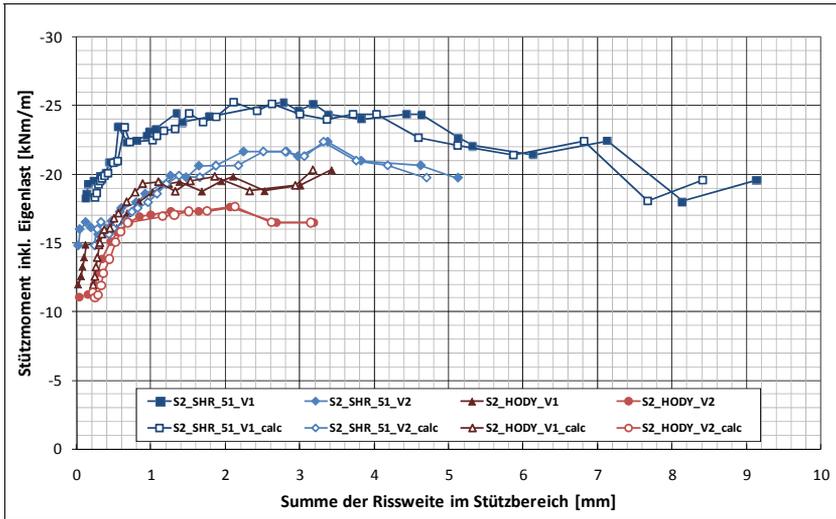


Abb. 5-16: Vergleich – gemessene und berechnete Rissweiten – Serie S2

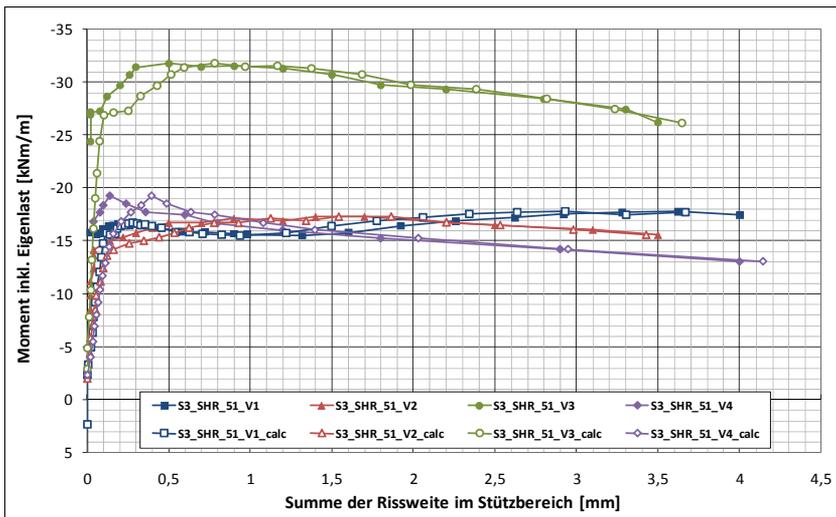


Abb. 5-17: Vergleich – gemessene und berechnete Rissweiten – Serie S3

5.8 Berechnung der Rissweite im Grenzzustand der Tragfähigkeit – Nachweis der Rotationsfähigkeit

Wie bereits weiter oben erläutert, erfolgt der Nachweis der Rotationskapazität über die Begrenzung der Rissbreiten. Der Grenzzustand für Stahlfaserbeton ist erreicht, wenn die Grenzzugdehnung (10 ‰ nach *DBV 2001* bzw. 25 ‰ nach *DAfStb 2009*), die Grenzstauchung (3,5 ‰) oder eine Rissweite von $l_f/20$ oder 3 mm erreicht ist. Aufgrund des sehr niedrigen äquivalenten Bewehrungsgrades von stahlfaserbewehrten Verbunddecken und der zusätzlichen Verstärkung der Druckzone durch das Blech wird die Grenzstauchung nicht maßgebend. Vielmehr wird die Grenzzugdehnung zur Begrenzung der möglichen Rotation maßgebend. Da zur Berechnung der Momententragfähigkeit die im Verbundbau üblichen Spannungsblöcke zum Einsatz kommen, ist eine direkte Berechnung der Rissbreite im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht möglich. Wie bereits in Kapitel 5.2 beschrieben, wurden die mithilfe der Spannungsblöcke berechneten Tragfähigkeiten mittels einer Berechnung mit Dehnungsbegrenzung überprüft. Bei den plastisch berechneten Tragfähigkeiten wurden die Grenzdehnungen und die Grenzzugdehnungen eingehalten.

Wird die Fließgelenktheorie bei der Bemessung von Verbunddecken angewendet, so sind größere Rotationsanforderungen nötig. Der Querschnitt über der Stütze muss sich so lange verformen können bis die Feldmomententragfähigkeit erreicht ist. Der Nachweis ausreichender Rotationskapazität wird auch hier über den Nachweis der Grenzzugdehnung geführt. Sobald diese erreicht ist, ist die Rotationsfähigkeit als erschöpft anzusehen. Die Rissbildung über der Stütze wird durch das Verformungsverhalten der Feldbereiche und der damit verbundenen Winkelverdrehung am Auflager beeinflusst. Je nach Auflagerbreite entstehen ein oder mehrere Versagensrisse, an denen sich die Winkelverdrehung niederschlägt. Die möglichen Fälle sind in Abb. 5-18 dargestellt. Für sehr schmale Auflagerbreiten stellt sich nur ein Riss ein. Im Regelfall wird aber jeweils im Bereich der Auflagerkante ein Riss auftreten. Je größer die Verformung der Feldbereiche wird, desto größer wird die daraus herbeigeführte Rotation im Stützbereich.

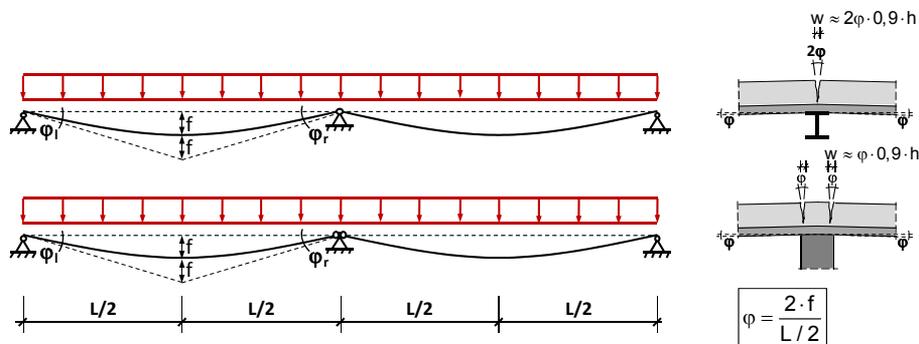


Abb. 5-18: Bestimmung der Rissweite in Abhängigkeit von der Feldverformung

Für Systeme mit Gleichstreckenbelastung bilden sich beim Entstehen des Fließgelenkes zwei Einfeldsysteme mit Randeinspannung. Die Auflagerverdrehung kann mit ausreichender Genauigkeit über den doppelten Parabelstich bezogen auf

die halbe Feldlänge abgeschätzt werden (siehe hierzu auch *Ortu 2000*, *Hemmy 2003* und *Riese 2006*).

Da bei Bauwerken im Regelfall keine Schneidenauflagerung sondern eine gewisse Auflagerbreite realisiert wird, wird sich das in Abb. 5-18 unten dargestellte Versagensmuster ergeben und die maximal zulässige Winkelverdrehung kann nach Gleichung (5.10) berechnet werden:

$$\varphi_{\text{zul}} = \frac{w}{0,9 \cdot h} \quad (5.10)$$

Die Rotationskapazität ist dann erreicht, wenn sich im Feld eine Durchbiegung eingestellt hat, die zur Auflagerverdrehung φ_{zul} führt.

Bei Stahlverbunddecken kommt erschwerend hinzu, dass der möglicherweise auftretende Schlupf die Verformungen im Feldbereich vergrößern kann. Bei allen in Serie S2 durchgeführten Versuchen entstand Schlupf, der zu einer Vergrößerung der Feldverformung führte. Dennoch konnten die Schnittgrößen vollends umgelagert werden und die Systemtragfähigkeit wurde durch das Entstehen des zweiten Fließgelenkes im Feld erreicht.

Eine Berechnung des Last-Verformungsverhaltens und somit eine Bestimmung der benötigten Rotation zum Erreichen des zweiten Fließgelenkes im Feld von Verbunddecken stellt sich aufgrund des Schlupfes in der Verbundfuge als sehr schwierig dar. Ein genauer Nachweis ausreichender Rotationskapazität kann nur durch experimentelle Untersuchungen oder durch nichtlineare Berechnungen an Verbunddeckensystemen geführt werden. Neben einem leistungsstarken nichtlinearen Programmsystem mit dem der Schlupf in der Verbundfuge modelliert werden kann, müssen dabei auch die nichtlinearen Charakteristika der jeweiligen Profilblechtypen bekannt sein. Alleine die Ermittlung der realen Dübelkennlinie (Last-Schlupf-Kurve) des Bleches ist sehr aufwendig. Bei der Ermittlung unterschiedlicher Dübelkennlinien stellte *Sauerborn 1995* fest, dass selbst bei gleichen Blechtypen starke Streuungen in Abhängigkeit von der Liefercharge auftreten.

Die Versuche zeigen, dass für die eingesetzten Profilblechtypen HODY und SUPERHOLORIB bei der Verwendung eines Stahlfaserbetons mit einem wie in Abb. 4-48 dargestellten Tragverhalten die Fließgelenktheorie bis zu einer Stützweite von 3 m angewendet werden kann. Für größere Stützweiten vergrößern sich die Verformungen und damit die Verdrehungen am Mittelauger überproportional. Hier kann die Bemessung konservativ mit dem Verfahren Elastisch-Plastisch unter Berücksichtigung einer Umlagerung von maximal 30 % erfolgen (siehe Kapitel 6.1).

6 Bemessungsmodelle für stahlfaserbewehrte durchlaufende Verbunddecken

6.1 Bemessungsmodell I – Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch (EP)

6.1.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 2.1 geschildert, darf die Schnittgrößenermittlung von Stahl-Verbunddeckensystemen entsprechend *DIN 1045-1 2008* als linear-elastische Berechnung mit und ohne Momentenumlagerung durchgeführt werden. Dieselben Regeln gelten auch für stahlfaserbewehrte Bauteile nach *DBV 2001*. Die Randbedingungen zur Anwendung der Verfahren sind in Kapitel 3.5.3 aufgeführt. Werden die Berechnungsverfahren mit Schnittgrößenumlagerungen angewendet, so ist mindestens ein Stahlfaserbeton der Klasse F0,4 zu verwenden. Nach *DBV 2001* dürfen die Momente in folgenden Grenzen umgelagert werden:

$$\begin{aligned} \delta &\geq 0,64 + 0,8 \cdot \frac{x_d}{d} \geq 0,7 && \text{bis C50/60} \\ \delta &\geq 0,72 + 0,8 \cdot \frac{x_d}{d} \geq 0,8 && \text{ab C55/67} \end{aligned} \tag{6.1}$$

Die Auswirkungen der Umlagerungen sind bei der Bemessung durchgehend zu berücksichtigen. Für die sinnvolle und wirtschaftliche Anwendung von Stahlfaserbeton ist eine Umlagerung unumgänglich.

Die Nachweise im Verbundbau erfolgen in der Regel mit plastischen Querschnittswerten unter Verwendung von Spannungsblöcken. Bei Verwendung linear-elastisch berechneter Schnittgrößen kommt das Verfahren elastisch-plastisch (EP) zum Einsatz. Für das Bemessungsmodell I wurde die herkömmliche elastisch-plastische Berechnungsmethode nach *DIN 18800-5 2007* angepasst und um die Traganteile des Stahlfaserbetons erweitert (Kapitel 5).

Bei Verwendung von reinem Stahlfaserbeton ist der Stützquerschnitt nur schwach bewehrt. Das erste plastische Gelenk wird dementsprechend im Regelfall über der Stütze auftreten. Nach dem Verfahren EP ist damit die rechnerische Tragfähigkeit auch erschöpft. Um die Tragfähigkeit des Feldes voll auszunutzen, sind größere Schnittgrößenumlagerungen nötig als nach Gleichung (6.1) zugelassen.

Bei Anwendung des Bemessungsmodells I ist auf folgende Einschränkungen zu achten:

- Die Steifigkeiten der benachbarten Felder sollten annähernd gleich sein.
- Das Verfahren gilt für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile.
- Das Stützweitenverhältnis sollte im Rahmen $0,5 < L_{\text{eff}1}/L_{\text{eff}2} < 2,0$ liegen.
- Bei der Anwendung linear-elastischer Verfahren bei gerissenen Stahlfaserbetonzugzonen muss mindestens die Faserbetonklasse F1,0 im Verformungsbereich II vorliegen.
- Bei den Parameterstudien zur Stützmomententragfähigkeit (siehe Kapitel 5.2) wird ersichtlich, dass rein stahlfaserbewehrte Verbunddecken bis zu

einer Stützweite von fünf Metern wirtschaftlich eingesetzt werden können. Für größere Stützweiten wachsen die erforderlichen Deckenstärken überproportional. Hier sollte eine zusätzliche konventionelle Stützbewehrung in Form einer Betonstahlmatte angeordnet werden.

- Bei Aussparungen in den Deckenflächen sind die Angaben in den Zulassungen der jeweiligen Profiltafeln zu beachten. Kleinere Aussparungen (<150 mm) können dabei ohne besondere Nachweise vorgesehen werden. Bei größeren Aussparungen ist immer ein gesonderter Nachweis zu führen und zusätzliche Betonstahlbewehrung im Bereich der Aussparung anzuordnen.
- Da das in dieser Arbeit vorgestellte Deckensystem im Regelfall mit einer Zwischenunterstützung hergestellt werden muss, ist dies in den Bemessungsabläufen von Bemessungsmodell I berücksichtigt. So können sowohl die Stützmomente aus Eigenlast als auch die Anteile aus Ausbau- und Nutzlasten umgelagert werden. Im Falle der Herstellung ohne Unterstützung dürfen nur die Anteile aus Ausbau- und Nutzlasten ins Feld umgelagert werden. Der Feldbereich ist durch die Eigenlast schon vorbelastet. Dies muss bei der Anwendung von Bemessungsmodell I in diesem Fall noch berücksichtigt werden. Da der Feldbereich bei der Anwendung von Bemessungsmodell I aber nicht vollends ausgenutzt wird und noch nennenswerte Tragreserven besitzt, stellt die Anwendung dieses Bemessungsmodells bei nicht-unterstützten Decken kein Problem dar.

6.1.2 System und Einwirkungen

Vor der Berechnung müssen das System und die Querschnitte festgelegt werden. Im Anschluss werden die Einwirkungen nach *DIN 1055* angesetzt. Für übliche Hochbauten dürfen die vereinfachten Kombinationsregeln für Hochbauten nach *DIN 1055-100 2001* angewendet werden. Des Weiteren muss überprüft werden, ob die unter Kapitel 6.1.1 genannten Einschränkungen des Verfahrens eingehalten sind. Für die Ausführung als Verbunddecke sind die Mindestabmessungen und Mindestauflagertiefen nach *DIN 18800-5 2007*, Element 1105 und 1106 einzuhalten.

Nach *Bode 1995* hat es sich bewährt, die Deckenstärke im Vorfeld nach Gleichung (6.2) festzulegen.

$$d \geq 8 \text{ cm} + \frac{L \text{ [cm]}}{60} \quad (6.2)$$

Für eine Beschränkung der Rissweite auf 0,4 mm im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist allerdings eine stärkere Begrenzung der Biegeschlankheit notwendig. Hierzu wurden die erforderlichen Deckenstärken in einer Parameterstudie ermittelt (siehe Kapitel 6.3.3). Die erforderliche Deckenstärke kann nach Gleichung (6.19) abgeschätzt werden.

Die Wahl des Stahlverbundbleches und dessen Querschnittsdicke ergibt sich meist aus dem Bauzustand. Der Anwender ist bestrebt, möglichst ohne zusätzliche Zwischenunterstützungen während der Bauphase auszukommen. Im Regelfall liegen die Stützweiten jedoch über der Grenzweite, die noch ohne Zwischenstütze

herstellbar ist (je nach Profilblech zwischen 2,5 bis 3 m), sodass eine Unterstützung notwendig wird. Für die Bemessung des Bleches im Bauzustand bieten die meisten Blechhersteller Stützweitentafeln an. Hier kann die mögliche Stützweite im Bauzustand in Abhängigkeit von der Blechdicke und der Deckenstärke (Aufbeton) abgelesen werden. Die Tafeln sind des Weiteren aufgliedert in Systeme ohne Zwischenunterstützung und Systeme mit einer oder zwei Unterstützungen. Liegen keine Tafeln vor, so kann der Ingenieur die Nachweise mittels der Querschnittswerte des Bleches führen. Hierbei müssen sowohl Spannungsnachweise als auch Durchbiegungsnachweise für das Blech geführt werden.

6.1.3 Elastische Schnittgrößenermittlung

Die Schnittgrößen werden unter Ansatz der Bemessungswerte der Einwirkungen linear-elastisch ermittelt. Dabei werden die Kombinationsvorschriften nach *DIN 1055-100 2001* zugrunde gelegt. Der Bemessungswert der Stützmomente darf nach *DIN 1045-1 2008*, Gleichung 11 um einen Betrag ΔM_{Ed} reduziert werden, sofern eine frei drehbare Lagerung vorliegt.

$$\Delta M_{Ed} = C_{Ed} \cdot \frac{a}{8} \quad (6.3)$$

mit: C_{Ed} : Bemessungswert der Auflagerreaktion
a: Auflagerbreite

Im Anschluss erfolgt die Abminderung der Stützmomente nach Gleichung (6.1). Die restlichen Schnittgrößen werden unter Berücksichtigung der Momentenumlagerung berechnet.

6.1.4 Nachweis der Biegetragfähigkeit

6.1.4.1 Stützquerschnitt

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit erfolgt beim Verfahren EP mit plastisch berechneten Widerstandswerten. Die Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit wurde bereits im Kapitel 5.2 ausführlich behandelt. Die Tragfähigkeiten können entweder mittels der in den Abb. 5-1 und Abb. 5-2 dargestellten Spannungsverteilungen berechnet werden oder aus Tabellen oder Diagrammen abgelesen werden. Im Anhang 9.7 wurden im Rahmen einer Parameterstudie die gängigsten Fälle berechnet.

Der Nachweis wird mit dem abgeminderten Stützmoment nach Umlagerung geführt. Es muss gelten:

$$\frac{M_{Ed,S,uml}}{M_{pl,Rd,S}} \leq 1 \quad (6.4)$$

mit: $M_{Ed,S,uml}$: Bemessungswert des Stützmomentes nach Umlagerung
 $M_{pl,Rd,S}$: vollplastisch berechnete Stützmomententragfähigkeit

Bei der Berechnung von $M_{pl,Rd,S}$ ist darauf zu achten, ob das Blech als durchlaufend angenommen werden kann oder nicht. Sofern das Blech nicht mit angesetzt werden darf, muss die Tragfähigkeit ohne die Berücksichtigung des Bleches ermittelt werden. Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit hängt von der gewählten Betondruckfestigkeit, der Faserbetonklasse und dem gewählten Verbundblechtyp ab.

6.1.4.2 Feldquerschnitt

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit im Feldquerschnitt erfolgt nach der Teilverbundtheorie. Die Berechnung der plastischen Feldmomententragfähigkeit wurde im Kapitel 5.3 dargestellt. Für die Bemessung wird vorgeschlagen, die vereinfachte Teilverbundkurve (lineare Interpolation) zu benutzen. Hierzu müssen dann nur die Bemessungswerte der Biegetragfähigkeit ohne Verbund und mit vollem Verbund bestimmt werden. Für gängige Fälle sind im Anhang 9.8 Tabellen dargestellt.

Der Nachweis wird mit dem maßgebenden Feldmoment geführt. Es ist darauf zu achten, ob das Feldmoment nach Umlagerung unter Vollast oder die feldweise ungünstig wirkende Verkehrslast den größten Wert liefert. Wie bereits in Kapitel 2.4.4 beschrieben, erfolgt der Nachweis nach dem Prinzip der Momentendeckung. An jeder Stelle muss gelten:

$$M_{Ed,F} \leq M_{pl,Rd,TVB} \quad (6.5)$$

mit: $M_{Ed,F}$: maßgebendes Feldmoment
 $M_{pl,Rd,TVB}$: vollplastisch berechnete Feldmomententragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung

6.1.5 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Verbunddecken wurde in Kapitel 2.6 erläutert. Aufgrund des nach der Meinung des Verfassers unpassenden Nachweiskonzeptes in *DIN 18800-5 2007* wird beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in dieser Arbeit nur der Traganteil des reinen Stahlfaserbetons angesetzt. In Kapitel 5.6 wurden hierzu die gängigsten Geometrien berechnet und in Tab. 5-7 zusammengefasst.

Für den Nachweis wird der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft mit dem Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit verglichen.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}^f} \leq 1 \quad (6.6)$$

mit: V_{Ed} : Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
 $V_{Rd,c}^f$: Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des reinen Stahlfaserbetons

6.1.6 Nachweis des Faserausfalls über der Stütze

Die Vorgehensweise beim Nachweis des Faserausfalls ist detailliert in Kapitel 5.5 beschrieben. Am Einfeld-System muss eine globale Sicherheit von 1,3 eingehalten sein. Der Nachweis erfolgt mittels der Teilverbundtheorie. Dabei wird der charakteristische Wert der Teilverbundkurve auf der Widerstandsseite angesetzt. Die einwirkenden Momente werden mit dem charakteristischen Wert der Belastung bestimmt und mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von 1,3 beaufschlagt. Der Nachweis erfolgt nach dem Prinzip der Momentendeckung. An jeder Stelle des Tragwerkes muss Gleichung (6.7) erfüllt sein.

$$M_{FA} \leq M_{Rk,FA} \quad (6.7)$$

mit: M_{FA} : einwirkendes Moment unter 1,3-fachen charakteristischen Lasten
 $M_{Rk,FA}$: charakteristischer Wert des aufnehmbaren Momentes unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung

Die charakteristischen Momententragfähigkeiten unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung $M_{Rk,FA}$ können mithilfe der vereinfachten Teilverbundkurve bestimmt werden. Dazu werden die Punkte „kein Verbund“ und „voller Verbund“ linear miteinander verbunden. Für die verwendeten Blechtypen wurden diese Tragfähigkeiten unter Ansatz verschiedener Betonfestigkeiten, Deckenstärken und Faserbetonklassen ausgewertet und sind im Anhang in Form von Tabellen abgedruckt (Tab. 9-14 bis Tab. 9-16). Des Weiteren wurden die maximal aufnehmbaren Lasten in einer Rückwärtsrechnung aus diesen Tabellen so ermittelt, dass eine globale Sicherheit von 1,3 gerade eingehalten wird. Diese sind in Tab. 9-17 bis Tab. 9-19 zusammengestellt. Damit kann der Nachweis des Faserausfalls auch sehr einfach durch den Vergleich der vorhandenen charakteristischen Last q_k mit der maximal aufnehmbaren Last $q_{R,FA}$ geführt werden.

$$q_k \leq q_{R,FA} \quad (6.8)$$

Wie bereits in Kapitel 5.5 beschrieben, wird für den unwahrscheinlichen Fall des totalen Faserausfalles ein zusätzlicher Querkraftnachweis für die Decke geführt. Dazu wird die Decke auf der sicheren Seite liegend als Einfeld-Verbunddecke ohne Querkraftbewehrung nach Abb. 2-14 nachgewiesen.

6.1.7 Flussdiagramm des Nachweismodells

In Abb. 6-1 ist das Vorgehen bei Anwendung des Bemessungsmodells nochmals in Form eines Flussdiagrammes dargestellt.

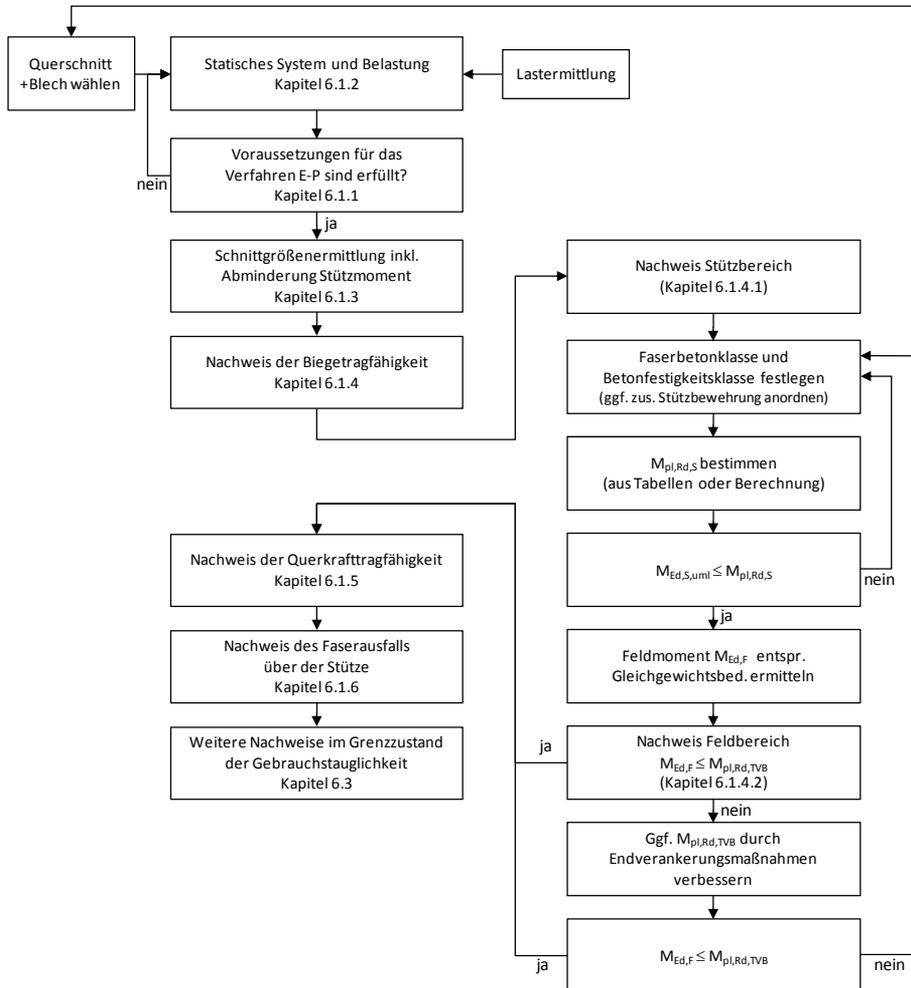


Abb. 6-1: Flussdiagramm des Nachweismodells Elastisch-Plastisch (EP)

6.1.8 Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche

Mit dem hier vorgestellten Bemessungsmodell I wurden die Versuche der Serie S2 nachgerechnet. Bei der Berechnung Elastisch-Plastisch ist die Tragfähigkeit erreicht, sobald sich ein plastisches Gelenk eingestellt hat. In den Versuchen erfolgte dies aufgrund des niedrigen äquivalenten Bewehrungsgrades über der Stütze. Die Tragfähigkeiten wurden mit den in den Baustoffprüfungen ermittelten mittleren Baustofffestigkeiten und den Ist-Abmessungen der Versuchskörper berechnet. Die Teilsicherheitsbeiwerte werden alle zu 1,0 gesetzt. Das plastisch berechnete Stützmoment entspricht bei der Nachrechnung dem umlagerten Stützmoment. Daraus lässt sich das Stützmoment vor der Umlagerung berechnen, welches das Stützmoment darstellt, das sich bei der gesuchten Belastung einstellt. Abzüglich des Momentes, das durch die Eigenlast und die Aufbauten erzeugt wird, lässt sich die zugehörige Pressenlast ermitteln.

In Tab. 6-1 sind die berechneten Werte zusammengestellt. Es ist direkt ersichtlich, dass die Systemreserven mit dem Berechnungsverfahren EP nicht ausgenutzt werden können. Je nach Feldmomentenragfähigkeit könnte die Last nach Erreichen des ersten plastischen Gelenkes noch gesteigert werden. Die Tragreserven stellen eine zusätzliche Sicherheit für den Lastfall des Faserausfalles über der Stütze dar.

		S2_SHR_51 V1	S2_SHR_51 V2	S2_HODY V1	S2_HODY V2
Pressenlast P_{Test} im Versuch	[kN]	105,60	105,70	47,24	48,90
Momente aus Eigenlast und Aufbauten					
Stützmoment	[kNm]	-5,50	-5,43	-5,05	-5,07
Feldmoment	[kNm]	3,35	3,31	3,10	3,11
Im Versuch erreichte Werte					
Stützmoment	[kNm]	-17,07	-15,67	-14,25	-11,50
Feldmoment	[kNm]	53,79	55,11	24,02	25,40
Querkraft	[kN]	90,70	88,94	48,37	48,83
berechnete plastische Tragfähigkeiten					
Stützmoment (umgelagert)	[kNm]	-17,94	-13,58	-14,10	-12,41
Umlagerung Delta		0,71	0,71	0,78	0,76
Stützmoment vor Umlagerung	[kNm]	-25,20	-19,25	-18,00	-16,35
zugehöriges M_{Feld}	[kNm]	18,90	14,41	13,03	11,94
zugehörige Querkräfte	[kN]	32,13	24,71	23,50	21,30
Zugehörige Pressenlast P_{calc}					
zum Stützmoment vor Uml.	[kN]	39,40	27,64	25,90	22,56
Tragreserven $(P_{\text{Test}} - P_{\text{calc}})/P_{\text{calc}}$	[%]	168	282	82	117

Tab. 6-1: Nachrechnung der Versuche der Serie S2 mit Bemessungsmodell EP

Aufgrund der geringen Anzahl der durchgeführten Versuche ist eine sicherheitstheoretische Absicherung des Bemessungsmodells nicht gegeben. Für die Anwendung in der Praxis sollte das Nachweiskonzept durch weitere experimentelle Untersuchungen abgesichert werden.

6.1.9 Alternative Berechnung als Kette von Einfeldträgern

Wie bereits in Kapitel 2.1 beschrieben, dürfen durchlaufende Verbunddecken auch vereinfacht als eine Kette von Einfelddecken berechnet werden. Die Berechnung erfolgt analog zum hier vorgestellten Nachweiskonzept EP mit der Besonderheit, dass die Stützmomente vernachlässigt werden. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt linear-elastisch am Einfeldträger und es ist konstruktiv über den Innenstützen eine Mindestbewehrung von 0,2 % und bei während der Betonage unterstützten Decken von 0,4 % der Querschnittsfläche des Betons oberhalb des Bleches zur Rissbreitenbegrenzung vorzusehen.

Im Regelfall sind Stützweiten zwischen 2,50 und 3 m ohne Hilfsunterstützung herstellbar. Nach *DIN 18800-5 2007* ist dann eine Mindestbewehrung von 0,2 % der Betonfläche vorzusehen. Für größere Stützweiten wird eine Unterstützung unumgänglich. Hierbei ist eine Mindestbewehrung von 0,4 % der Betonfläche vorzusehen.

In Tab. 6-2 sind die Ergebnisse der Nachrechnung der Versuche aus Serie S2 mit dem oben vorgestellten Nachweisverfahren EP als Kette von Einfeldträgern dargestellt. Die Traglasten können besser abgeschätzt werden als mit den linear-elastischen Verfahren mit Umlagerung. Dies liegt daran, dass bei der Berechnung als Kette von Einfeldträgern eine größere Umlagerung stattfindet bzw. vorausgesetzt wird als bei den linear-elastischen Verfahren mit begrenzter Umlagerung.

		S2_SHR_51 V1	S2_SHR_51 V2	S2_HODY V1	S2_HODY V2
Pressenlast P_{Test} im Versuch	[kN]	105,60	105,70	47,24	48,90
Momente aus Eigenlast und Aufbauten					
Feldmoment	[kNm]	5,50	5,43	5,05	5,07
plastisch berechnete Werte					
Feldmoment (voller Verbund)	[kNm]	53,63	53,24	24,01	24,05
zugehörige Querkraft	[kN]	54,59	54,18	24,82	24,87
Zugehörige Pressenlast P_{calc}					
zum Feldmoment	[kN]	96,26	95,62	37,92	37,96
Tragreserven $(P_{\text{Test}} - P_{\text{calc}})/P_{\text{calc}}$	[%]	10	11	25	29

Tab. 6-2: Nachrechnung der Versuche der Serie S2 mit Bemessungsmodell EP als Kette von Einfeldträgern

6.2 Bemessungsmodell II – Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch (PP)

6.2.1 Allgemeines

Das zweite vorgestellte Bemessungskonzept basiert auf dem Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch. Bei diesem Verfahren, welches auch unter dem Begriff Traglastverfahren oder Fließgelenkverfahren bekannt ist, werden nicht nur die Querschnitte sondern auch die Systemreserven ausgenutzt. Wie der Name Traglastverfahren schon suggeriert, wird bei diesem Verfahren die maximal aufnehmbare Traglast berechnet und mit den auf das Tragwerk einwirkenden Lasten verglichen.

Für das hier vorgestellte Bemessungsverfahren II wird davon ausgegangen, dass die Verbunddecke mit Zwischenunterstützung hergestellt wird und somit die Stützmomente sowohl aus Eigenlastanteil als auch aus Ausbau- und Nutzlasten umgelagert werden. Im Falle einer Herstellung ohne Zwischenunterstützung dürfen nur die Stützmomentenanteile aus Ausbau- und Nutzlasten ins Feld umgelagert werden. Dabei muss berücksichtigt werden, dass der Feldbereich durch die Eigenlasten schon vorbelastet ist. Dies muss bei der Anwendung von Bemessungsmodell II in diesem Fall noch berücksichtigt werden.

Weiterhin wird vorausgesetzt, dass sich keine größeren Öffnungen in der Decke befinden. Für diese Fälle kann Bemessungsmodell I angewendet werden, wobei die Öffnungen in einem gesonderten Nachweis bemessen werden müssen.

Bei durchlaufenden Verbunddecken mit unterschiedlichen Stützweiten muss die maßgebende Fließgelenkkette ermittelt werden. Die Systeme können dabei in Innenfelder und Endfelder aufgeteilt werden. Für das hier vorgestellte Bemessungsmodell wird vereinfacht eine zweifeldrige Decke mit gleichen Stützweiten betrachtet. Das Vorgehen bei der Ermittlung der maßgebenden Fließgelenkkette wird als bekannt vorausgesetzt und hier nicht explizit behandelt.

6.2.2 System und Einwirkungen

Wie bereits beim Nachweisverfahren I beschrieben, werden die Systeme und die sich daraus ergebenden Einwirkungen aus dem Entwurf der Konstruktion gegeben.

Für die Ausführung als Verbunddecke sind die Mindestabmessungen und Mindestauflagertiefen nach *DIN 18800-5 2007*, Element 1105 und 1106 einzuhalten. Die Wahl des Verbundblechquerschnittes ergibt sich meist aus dem Bauzustand. Die Deckendicke kann über Begrenzung der Biegeschlankheit dimensioniert werden. In Kapitel 6.3.3 wurden Biegeschlankheitskriterien für die Begrenzung von Durchbiegung und Rissweite im Gebrauchszustand in einer Parameterstudie für durchlaufende stahlfaserbewehrte Verbunddecken ermittelt.

6.2.3 Voraussetzung für die Anwendung der Fließgelenktheorie

Nach *DIN 18800-5 2007* ist eine Berechnung nach der Fließzonen- bzw. Plastizitätstheorie entsprechend der Regelungen von *DIN 1045-1 2001*, Abschnitt 8.4 möglich. Für hinterschnittene Profibleche mit mechanischem Verbund darf die

Berechnung nach der Fließgelenktheorie ohne direkte Kontrolle der Rotationskapazität erfolgen, sofern Betonstahl hoher Duktilität verwendet wird und die Stützweite 6 m nicht überschreitet. Diese Abgrenzung geht auf die Untersuchungen von *Sauerborn 1995* zurück. Ferner fand Sauerborn heraus, dass die Anwendung der Fließgelenktheorie bei Verbunddecken mit offener Profilblechgeometrie bis zu einer Stützweite von 3 m zulässig ist. Des Weiteren sollten sich die einzelnen Feldlängen von Durchlaufsystemen nicht allzu sehr unterscheiden, da ansonsten zum Erreichen des plastischen Grenzzustandes erhebliche Verdrehungen und verbunden damit, große Verformungen notwendig werden. Eine gute Übersicht über ungeeignete Systeme findet sich in *Roik 1983* und *Petersen 2001*. Für die Anwendung der Fließgelenktheorie sollte analog zur Berechnung mit begrenzter Umlagerung mindestens die Faserbetonklasse F1.0 vorliegen.

Im Rahmen der eigenen Untersuchungen an stahlfaserbewehrten Verbunddecken mit den verwendeten Blechtypen HODY und SUPERHOLORIB konnte gezeigt werden, dass für Stahlfaserbetone mit einem Tragverhalten entsprechend Abb. 4-48 die Fließgelenktheorie bis zu einer Stützweite von 3 m angewendet werden konnte (vgl. hierzu auch Kapitel 5.8). Für größere Spannweiten nehmen die Verformungen und damit die Verdrehungen am Auflager überproportional zu. Dementsprechend wird die Anwendung der Fließgelenktheorie bei stahlfaserbewehrten Verbunddecken mit der geforderten Stahlfaserbetonqualität auf 3 m beschränkt. Allerdings sei erwähnt, dass aufgrund der geringen Anzahl der durchgeführten Versuche eine sicherheitstheoretische Absicherung der Anwendung der Fließgelenktheorie nicht gegeben ist. Für die Anwendung in der Praxis sollte der Einsatz der Fließgelenktheorie durch weitere experimentelle Untersuchungen abgesichert werden. Wird bei größeren Stützweiten zur Verstärkung eine zusätzliche Bewehrung über dem Auflager eingebaut, so können für hinterschnittene Profile die Grenzen für die Stützweite nach *Sauerborn 1995* auf 6 m erweitert werden.

6.2.4 Schnittgrößenermittlung nach der Fließgelenktheorie

Da rein stahlfaserbewehrte Verbunddecken einen niedrigen äquivalenten Stützbewehrungsgrad besitzen, wird das erste Fließgelenk im Regelfall immer zuerst über der Stütze auftreten. Dementsprechend kann die Tragfähigkeit über der Stütze für die Berechnung der Fließgelenkkette als bekannt vorausgesetzt werden. Sie berechnet sich entsprechend der in Kapitel 5.2 beschriebenen Regelungen. Wie bereits in Kapitel 2.7.2 beschrieben, ist die Lage des Fließgelenkes im Feld durch den kritischen Schnitt gegeben. Unter Einzellasten, wie beispielsweise bei den Versuchen der Serie S2, ist dessen Lage bekannt. Er ist an den äußersten Lasteinleitungsstellen lokalisiert, wo auch die maximale Momentenbeanspruchung vorliegt. Bei einer Gleichstreckenbelastung hingegen muss die Lage des kritischen Schnittes allerdings iterativ bestimmt werden.

Im Folgenden wird das Vorgehen bei der Schnittgrößenermittlung nach der Fließgelenktheorie erläutert. In Abb. 6-2 ist die Fließgelenkkette eines Feldes einer zweifeldrigen Decke dargestellt. Die Lage des Fließgelenkes ist anfangs noch unbekannt. Die bereits ermittelte Stützmomenten Tragfähigkeit $M_{pl,Rd,S}$ kann als Vielfaches der plastischen Feldmomenten Tragfähigkeit ausgedrückt werden.

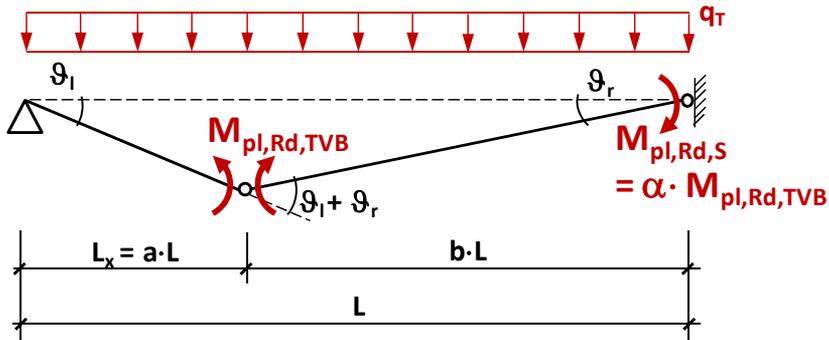


Abb. 6-2: Fließgelenkkette eines Feldes

Dabei berechnet sich das Verhältnis α nach Gleichung (6.9):

$$\alpha = \frac{M_{pl,Rd,S}}{M_{pl,Rd,TVB}} \quad (6.9)$$

Die Berechnung der Traglast q_T erfolgt mit dem Prinzip der virtuellen Verrückung. Die Arbeitsanteile werden mit den noch unbekanntenen Längenverhältnissen a und b formuliert (vgl. hierzu auch Kapitel 2.7.2).

Innere Arbeit:

$$\begin{aligned} \delta A_i &= -M_{pl,Rd,TVB} \cdot \vartheta_1 \cdot \left(1 + \frac{a}{b}\right) - \alpha \cdot M_{pl,Rd,TVB} \cdot \vartheta_1 \cdot \frac{a}{b} \\ &= -M_{pl,Rd,TVB} \cdot \vartheta_1 \cdot \frac{1 + \alpha \cdot a}{1 - a} \end{aligned} \quad (6.10)$$

Äußere Arbeit:

$$\begin{aligned} \delta A_a &= q_T \cdot a \cdot L \cdot \frac{1}{2} \cdot \vartheta_1 \cdot a \cdot L + q_T \cdot b \cdot L \cdot \frac{1}{2} \cdot \vartheta_1 \cdot \frac{a}{b} \cdot b \cdot L \\ &= q_T \cdot \vartheta_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot a \cdot L^2 \end{aligned} \quad (6.11)$$

Aus $\delta A_i + \delta A_a = 0$ folgt:

$$q_T = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,TVB}}{L^2} \cdot \frac{1 + \alpha \cdot a}{a - \alpha^2} \quad (6.12)$$

Im Falle einer vollständigen Verdübelung wäre $M_{pl,Rd,TVB} = M_{pl,Rd,F}$ und die Lage des Fließgelenkes würde sich so einstellen, dass q_T minimal wird. Dies ist der Fall, wenn die Ableitung von Gleichung (6.12) null wird:

$$\frac{dq_T(a)}{da} = 0 \quad \leftrightarrow \quad a = -\frac{1}{\alpha} + \sqrt{\frac{1}{\alpha^2} + \frac{1}{\alpha}} \quad (6.13)$$

Die so ermittelte Last $q_T = q_B$ stellt das reine Biegeversagen einer Verbunddecke dar. Im Falle von Teilverbund wird die Lage des Fließgelenkes entlang der Teilverbundkurve von $L_x = 0$ bis $L_x = L_{sf}$ iterativ geändert und die zur jeweiligen Lage zugehörige Traglast wird mit Hilfe der Fließgelenktheorie berechnet. Der Minimalwert

aus allen berechneten Lasten $\min q_T = q_S$ stellt die Traglast für Schubversagen dar. Ist q_S kleiner als q_B , so wird Verbundversagen maßgebend, andernfalls liegt Biegeversagen vor.

Die Vorgehensweise bei der Ermittlung der maßgebenden Traglast mithilfe der Fließgelenktheorie ist im Folgenden nochmals in Form von Flussdiagrammen dargestellt. Wie bereits zuvor beschrieben, besteht die Möglichkeit, die genaue Teilverbundkurve zu verwenden oder vereinfacht mit einer linearen Interpolation zu rechnen (vgl. hierzu Kapitel 2.4.4). Das erste Flussdiagramm (Abb. 6-3) stellt das Vorgehen bei der Berechnung der Traglast mit der exakten Teilverbundkurve dar. Das zweite Diagramm (Abb. 6-4) zeigt den Ablauf bei der Benutzung der vereinfachten Teilverbundkurve (lineare Interpolation).

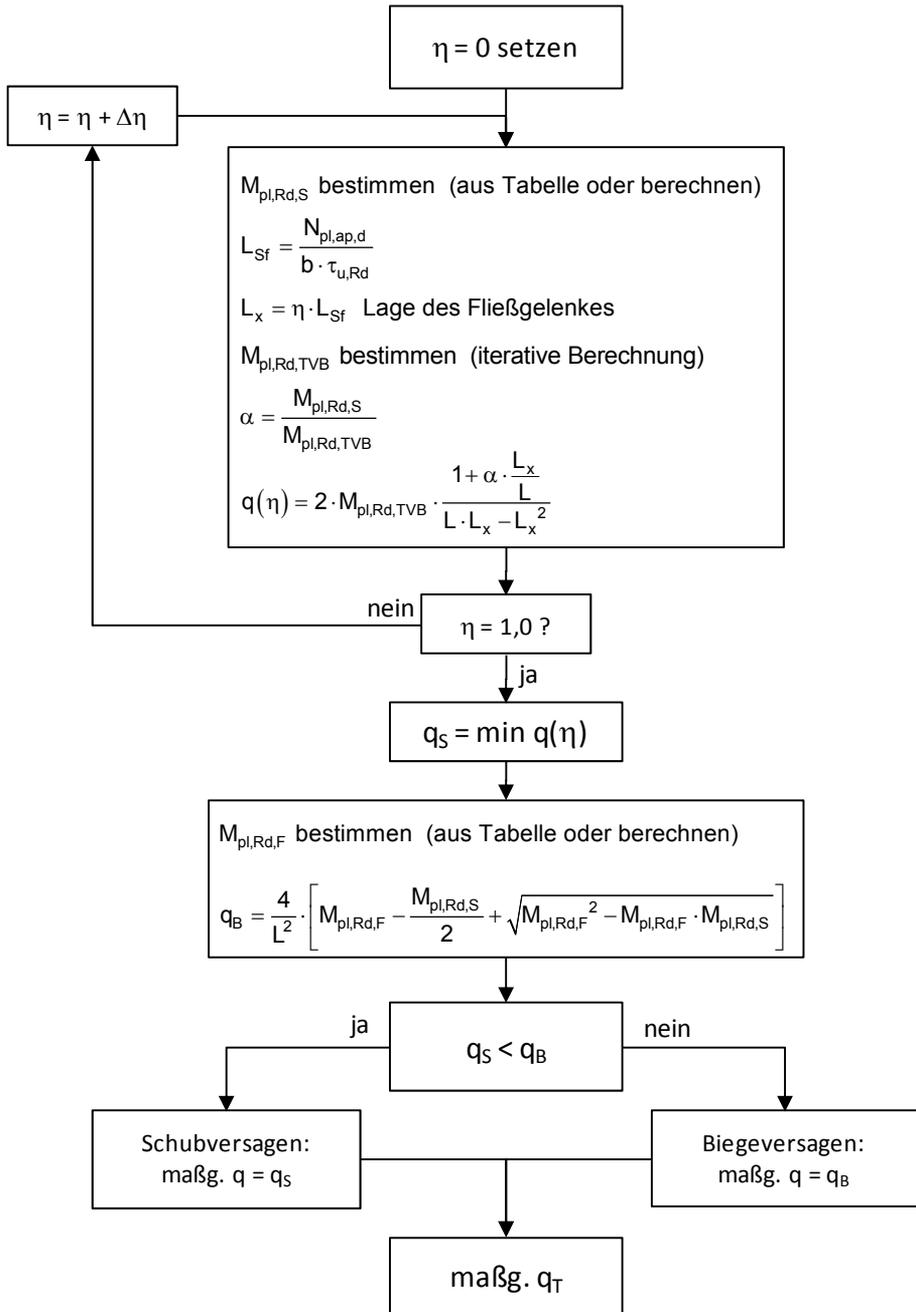


Abb. 6-3: Flussdiagramm zur Berechnung der Traglast mittels Fließgelenktheorie unter Verwendung der genau berechneten Teilverbundkurve

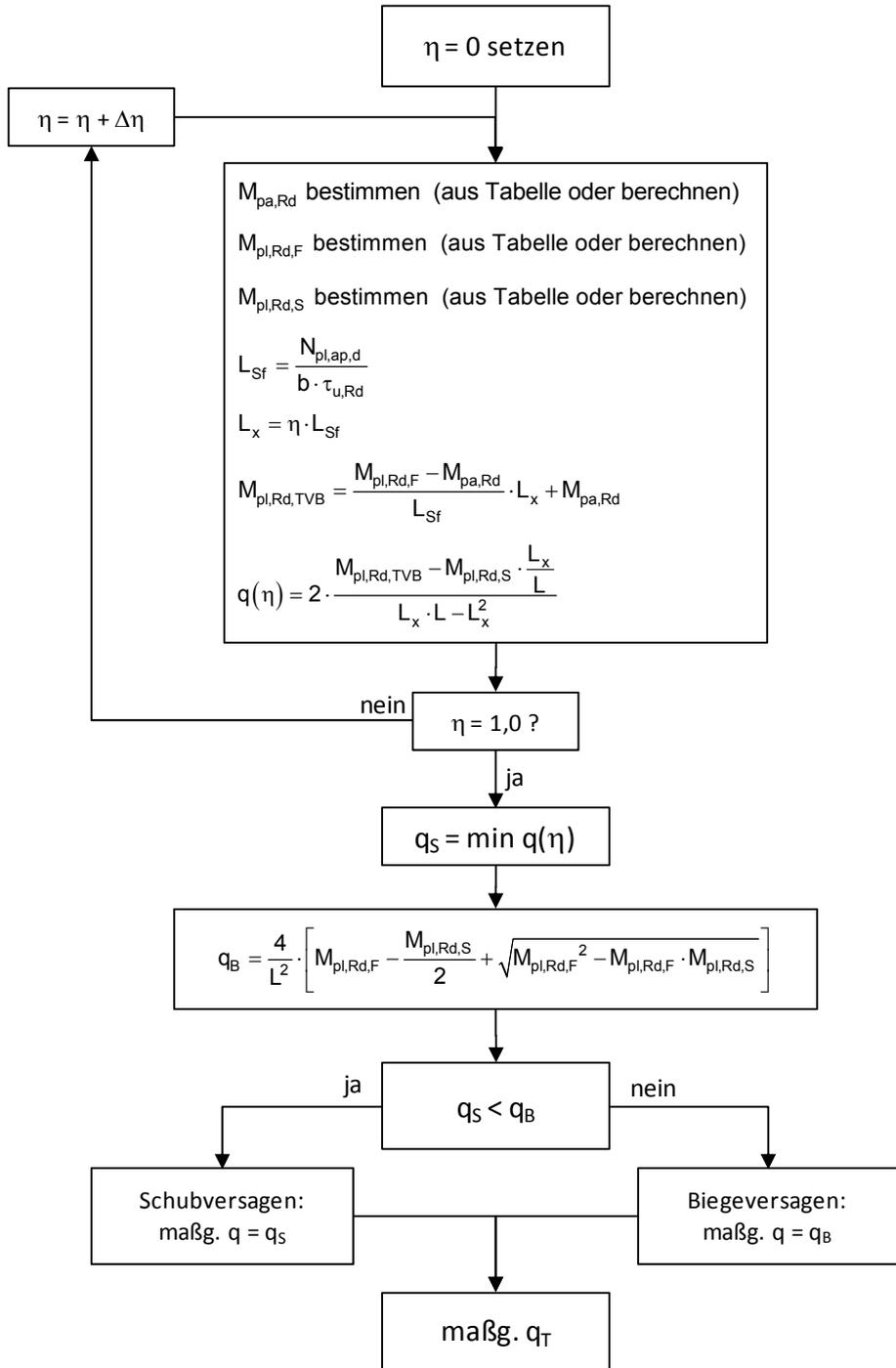


Abb. 6-4: Flussdiagramm zur Berechnung der Traglast mittels Fließgelenktheorie unter Verwendung der vereinfachten Teilverbundkurve

6.2.5 Nachweis des Faserausfalls an der Stütze

Wie bei Bemessungsmodell I, wird auch bei Bemessungsmodell II der Nachweis des Faserausfalls an der Stütze geführt. Im Falle eines Totalausfalls der Tragwirkung der Fasern wird an der Stütze eine globale Reststandsicherheit von 1,3 sichergestellt. Das Vorgehen wurde bereits in den Kapiteln 5.5 und 6.1.6 dargestellt. Nach der Ermittlung der maximalen Traglast nach der Fließgelenktheorie wird im Nachgang die maximal aufnehmbare Belastung $q_{R,FA}$ für den Fall des Faserausfalls berechnet. Nun muss unterschieden werden, ob die aufnehmbare Belastung $q_{R,FA}$ kleiner oder größer als die nach der Fließgelenktheorie berechnete Traglast q_T ist. Die kleinere der beiden Lasten stellt die maßgebende Traglast für das System dar.

Für den Fall des totalen Faserausfalles wird außerdem ein zusätzlicher Querkraftnachweis geführt. Dazu wird die Decke auf der sicheren Seite liegend als Verbunddecke ohne Querkraftbewehrung nach Abb. 2-14 nachgewiesen. Der Querkraftnachweis erfolgt dabei am Einfeldsystem unter Ansatz der Last $q_{R,FA}$. Sollte der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit unter Ansatz der Last $q_{R,FA}$ nicht erfüllt sein, so ist die Last $q_{R,FA}$ solange abzumindern, bis der Nachweis gelingt. Die so reduzierte Last stellt dann die maßgebende aufnehmbare Belastung für den Fall des Faserausfalles dar.

6.2.6 Traglastnachweis

Nachdem die maßgebende Traglast als Minimum aus q_T und $q_{R,FA}$ bestimmt ist, kann der eigentliche Traglastnachweis geführt werden. Dabei muss die vorhandene Belastung kleiner als die maßgebende Traglast sein:

$$\text{vorh. } q_{Ed} \leq \min\{q_T ; q_{R,FA}\} \quad (6.14)$$

6.2.7 Ermittlung der plastischen Schnittgrößen

Ist die maßgebende Traglast bestimmt und der Traglastnachweis geführt, können die restlichen plastischen Schnittgrößen unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Hierbei muss unterschieden werden, ob die Traglast der Fließgelenktheorie q_T oder die Traglast des Faserausfalls $q_{R,FA}$ maßgebend wird. Wird q_T maßgebend, so können die Momente vollends bis zum Erreichen der kinematischen Kette umgelagert werden. Die plastischen Schnittgrößen berechnen sich wie in Abb. 6-5 dargestellt.

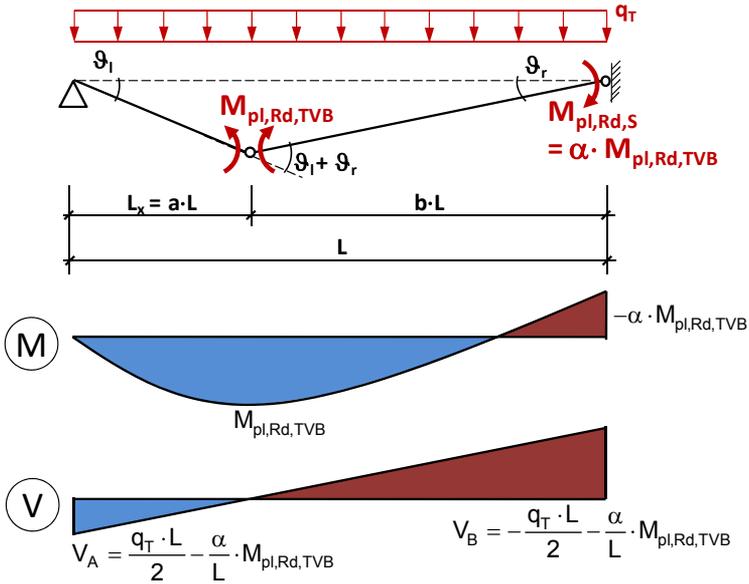


Abb. 6-5: Plastische Schnittgrößenverteilung, falls q_T maßgebend wird

Wird die Traglast $q_{R,FA}$ maßgebend, so können die Momente nicht bis zum Erreichen der kinematischen Kette umgelagert werden. Es bildet sich kein Fließgelenk im Feld. Die Schnittgrößen berechnen sich dann entsprechend Abb. 6-6.

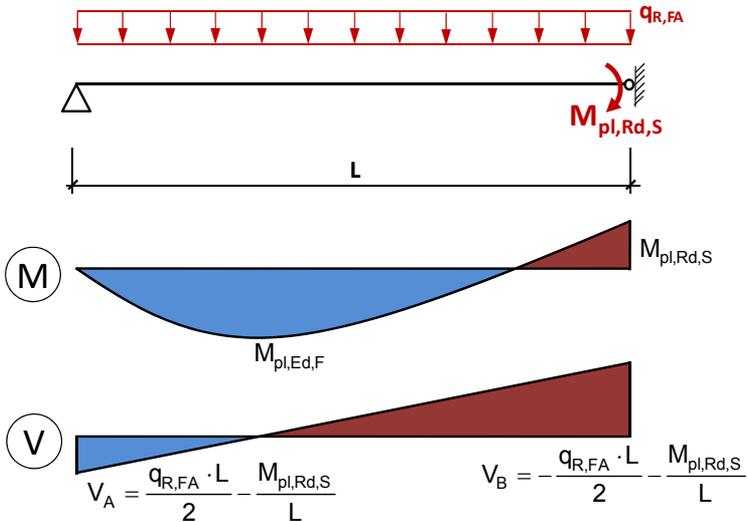


Abb. 6-6: Schnittgrößenverteilung, falls $q_{R,FA}$ maßgebend wird

6.2.8 Nachweis der Biegetragfähigkeit

Die so berechneten plastischen Schnittgrößen werden beim Nachweis nach dem Verfahren Plastisch-Plastisch den plastischen Widerstandsgrößen gegenübergestellt. Sie müssen an jeder Stelle des Tragwerkes kleiner als die plastisch berechneten Widerstände sein. Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit im Feld- und Stützbereich müssen folgende Nachweise eingehalten sein:

$$\text{Feldbereich: } \frac{M_{pl,Ed,F}}{M_{pl,Rd,TVB}} \leq 1 \quad (6.15)$$

$$\text{Stützbereich: } \frac{M_{pl,Ed,S}}{M_{pl,Rd,S}} \leq 1 \quad (6.16)$$

6.2.9 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit verläuft analog zum Verfahren EP. Die plastisch berechnete Querkraft wird dem Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft gegenübergestellt. Wie bereits in Kapitel 6.1.5 geschildert, wird nur der Querkrafttraganteil des reinen Stahlfaserbetons angesetzt:

$$\frac{V_{pl,Ed}}{V_{Rd,c}^f} \leq 1 \quad (6.17)$$

mit: $V_{pl,Ed}$: Bemessungswert der plastisch berechneten Querkraft
 $V_{Rd,c}^f$: Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit des reinen Stahlfaserbetons

6.2.10 Flussdiagramm des Nachweismodells

Die Vorgehensweise beim Bemessungsmodell II ist nochmals in Form eines Flussdiagrammes dargestellt.

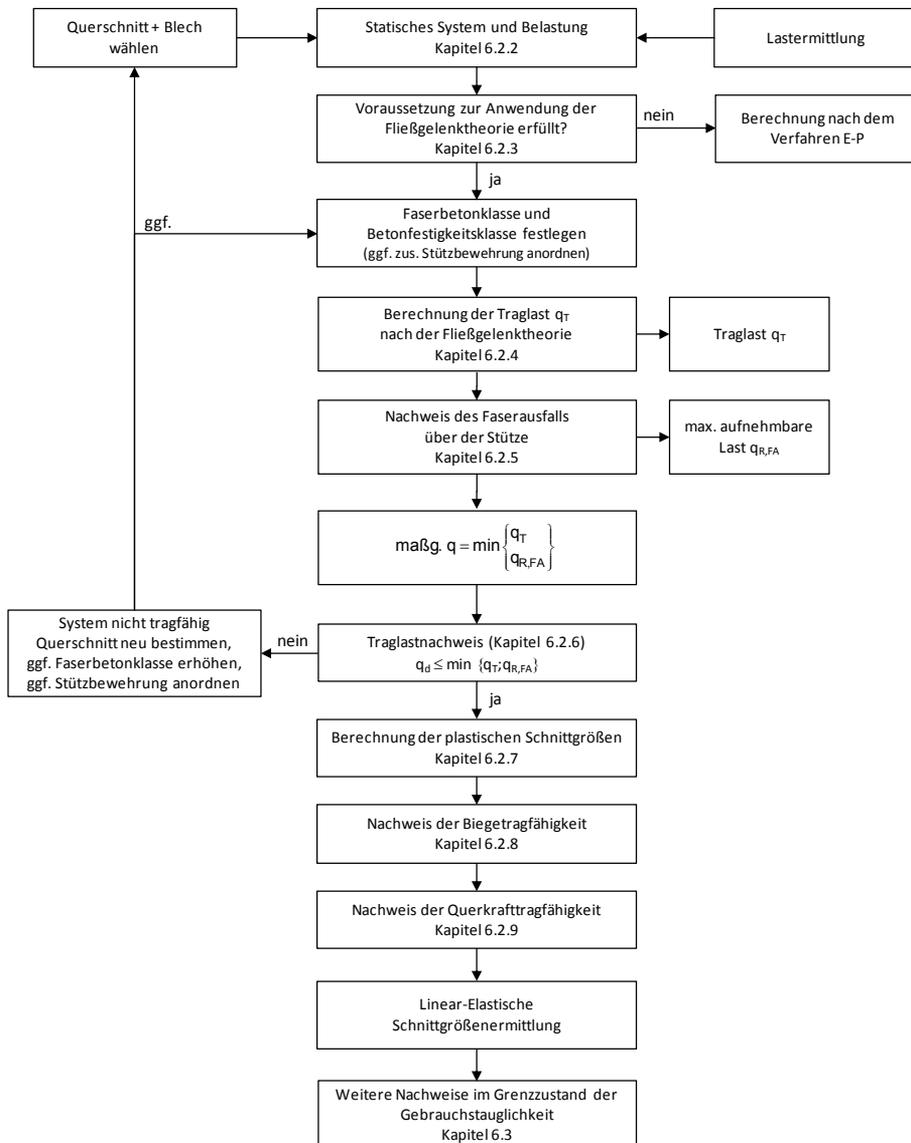


Abb. 6-7: Flussdiagramm des Nachweismodells Plastisch-Plastisch (PP)

6.2.11 Überprüfung des Bemessungsmodells anhand der durchgeführten Versuche

Mit dem hier vorgestellten Bemessungsmodell II wurden die Versuche der Serie S2 nachgerechnet. Bei der Berechnung Plastisch-Plastisch ist die Tragfähigkeit erreicht, sobald sich eine kinematische Kette eingestellt hat. In den Versuchen bildete sich das erste Fließgelenk aufgrund des niedrigen Bewehrungsgrades über der Stütze. Die Last konnte solange gesteigert werden, bis sich im Feld ein zweites Fließgelenk bildete. In Abb. 6-8 ist die kinematische Kette der Versuche dargestellt. Für die Berechnung wird nur das halbe System betrachtet.

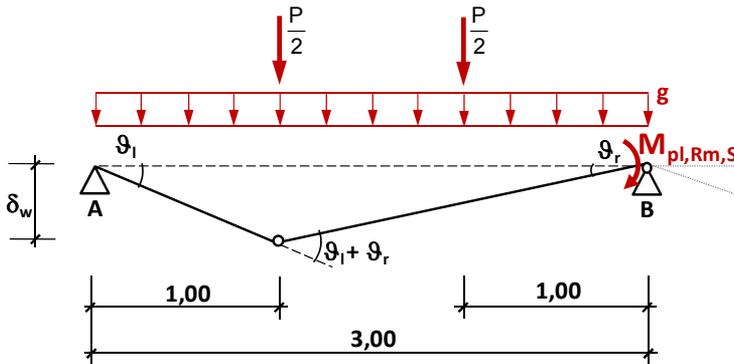


Abb. 6-8: Fließgelenkkette zur Berechnung der Versuche

Die Tragfähigkeiten wurden mit den in den Baustoffprüfungen ermittelten mittleren Baustofffestigkeiten und den Ist-Abmessungen berechnet. Die Sicherheitsbeiwerte wurden alle zu 1,0 gesetzt. Das Ergebnis der Berechnung ist die maximal aufnehmbare Traglast. Die Eigenlast aus der Decke und den Lasteinleitungsstrukturen wurde bei der Berechnung berücksichtigt. In Tab. 6-3 sind die Ergebnisse der Nachrechnung mithilfe der Fließgelenktheorie dargestellt.

		S2_SHR_51 V1	S2_SHR_51 V2	S2_HODY V1	S2_HODY V2
Pressenlast P_{Test} im Versuch	[kN]	105,60	105,70	47,24	48,90
Momente aus Eigenlast und Aufbauten					
Stützmoment	[kNm]	-5,50	-5,43	-5,05	-5,07
Feldmoment	[kNm]	3,35	3,31	3,10	3,11
berechnete plastische Tragfähigkeiten					
Stützmoment	[kNm]	-17,94	-13,58	-14,10	-12,41
Feldmoment (voller Verbund)	[kNm]	53,63	53,24	24,01	24,05
Traglast P_{FGT}	[kN]	108,85	105,29	47,85	46,77
Tragreserven $(P_{Test} - P_{FGT})/P_{FGT}$	[%]	-3,0	0,4	-1,3	4,5

Tab. 6-3: Nachrechnung der Versuche der Serie S2 mit Bemessungsmodell PP

Die Traglasten können mit dem Verfahren PP gut abgeschätzt werden. Die Tragreserven sind in der Tabelle angegeben. Negative Werte zeigen ein Überschreiten der vorhandenen Reserven. Bei den Versuchen S2_SHR_51_V1 und S2_HODY_V2 wurde die Reserve aufgebraucht. Die Überschreitung ist aber mit maximal 3 % relativ gering und kann vernachlässigt werden. Die maximale Unterschreitung beträgt 4,5 %. Die marginalen Abweichungen zeigen, dass das Verfahren gut geeignet ist, um die Versagenslasten wirklichkeitsnah abzuschätzen.

Aufgrund der geringen Anzahl der durchgeführten Versuche ist eine sicherheitstheoretische Absicherung des Bemessungsmodells allerdings nicht gegeben. Für die Anwendung in der Praxis sollte das Nachweiskonzept durch weitere experimentelle Untersuchungen abgesichert werden.

6.3 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.3.1 Mindestbewehrung

Um ein Versagen des Bauteils ohne Vorankündigung zu vermeiden, ist nach *DIN 1045-1 2008*, Abschnitt 13.1.1 immer eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens vorzusehen. Der Mindestbewehrungsgehalt wird so dimensioniert, dass das auftretende Rissmoment nach Gleichung (6.18) aufgenommen werden kann:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_y \quad (6.18)$$

mit: f_{ctm} : mittlere Zugfestigkeit des Betons nach DIN 1045-1, Tabelle 9
 W_y : Widerstandsmoment des betrachteten Querschnittes

Je nach Faserbetonklasse kann dieses Rissmoment mit einem reinen Stahlfaserbetonquerschnitt aufgenommen werden. Für die Berechnung der aufnehmbaren Momente wird der charakteristische Wert der äquivalenten zentrischen Zugfestigkeit angesetzt.

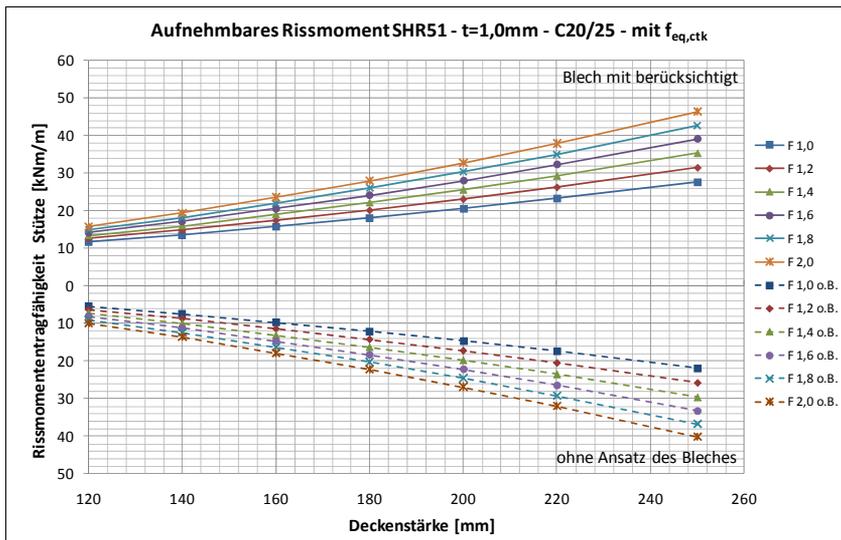


Abb. 6-9: Aufnehmbares Rissmoment an der Stütze – SHR51 – t = 1,0 mm

In Abb. 6-9 ist exemplarisch das aufnehmbare Rissmoment für eine Superholoribdecke unter Ansatz einer Betonfestigkeitsklasse C20/25 für verschiedene Faserbetonklassen und Deckenstärken dargestellt.

Für das untersuchte Deckensystem ist allerdings der Nachweis der Mindestbewehrung aus zwei Gründen nicht notwendig.

Zum einen wird für die Funktionsweise des Deckensystems ein Stahlfaserbeton benötigt, der nach dem Aufreißen mindestens seine aufnehmbare Biegespannung halten kann, um so eine Rotation unter Gleichbleiben der aufnehmbaren Momente zu gewährleisten. Bei allen in den Versuchen verwendeten Stahlfaserbetonen konnte

die Biegespannung nach dem Aufreißen des Querschnittes noch gesteigert werden. Dies erfüllt somit die Forderung eines duktilen Bauteilverhaltens nach Aufreißen des Querschnitts.

Zum anderen ist für eine Bemessung nach der Fließgelenktheorie eine Rissentwicklung notwendig. Nach dem Aufreißen des Querschnittes werden die Momente in der Platte umgelagert. Es kommt zu keinem plötzlichen Bauteilversagen, da das Systemtragverhalten noch nicht erreicht ist. Eine Kontrolle der Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ist somit nicht notwendig.

6.3.2 Begrenzung der Spannungen

Um eine übermäßige Schädigung des Betongefüges und nichtelastische Verformungen zu vermeiden, sind die Betonspannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zu begrenzen. Es gelten die Regelungen nach *DIN 1045-1 2008* und *DBV 2001*. Dabei muss unterschieden werden, ob sich der Stahlfaserbeton im gerissenen oder im ungerissenen Zustand befindet. Tab. 6-4 stellt die einzelnen einzuhaltenden Grenzspannungen nach *DBV 2001* zusammen.

Spannungsbegrenzung	Stahlfaserbeton ungerissener Zustand	Stahlfaserbeton gerissener Zustand
Stahlfaserbeton Druck	nach DIN 1045-1, Abschn. 11.1.2	
Betonstahl (bei Kombibew.)	nach DIN 1045-1, Abschn. 11.1.3	
Stahlfaserbeton Zug	$0,8 \cdot k_d \cdot f_{eq,ctk}$	$0,8 \cdot f_{eqk,i}$
Stahlfaserbeton Zug (nur Zwanganteil)	$1,0 \cdot k_d \cdot f_{eq,ctk}$	$1,0 \cdot f_{eqk,i}$
mit: $k_d = 1,6 - d$ bei Biegezug (Biegung mit Normalkraft) mit d nach Abb. 3-13 $k_d = 1,0$ bei zentrischem Zug (Normalkraft)		

Tab. 6-4: Spannungsbegrenzung für den Nachweis im Gebrauchszustand (*DBV 2001*)

6.3.3 Begrenzung der Rissbreiten

Eine Begrenzung der Rissbreiten über reinen Stahlfaserbeton ist nur bei den im Folgenden aufgeführten Fällen möglich:

- Im System sind ständige Drucknormalkräfte vorhanden, wobei deren Exzentrizität so gering ist, dass sie nicht zu unzulässigen Zugdehnungen führt.
- Die untersuchten Systeme sind äußerlich statisch unbestimmt und lassen Schnittgrößenumlagerungen zu, die zu weiteren Rissbildungen führen.
- Die untersuchten Systeme sind innerlich statisch unbestimmt und lassen in den Querschnitten Spannungsumlagerungen zu, die in benachbarten Querschnitten zu weiteren Rissbildungen führen.

Bei dem untersuchten Deckensystem handelt es sich um ein äußerlich statisch unbestimmtes System, das Schnittgrößenumlagerungen zulässt, die zu weiteren Rissbildungen führt. Somit ist eine Rissbreitenbegrenzung bei durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken im Allgemeinen mit reinem Stahlfaserbeton möglich.

Eine direkte Berechnung der Rissweite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist allerdings nicht ohne Weiteres durchführbar. Wie bereits in Kapitel 5.8 beschrieben, hängt die Rissweite entscheidend von den Verformungen des Feldbereiches ab. Des Weiteren kann die Zugzonenhöhe im Gebrauchszustand nicht mehr vereinfacht mit einem Wert von $0,9 \cdot h$ angesetzt werden. Die Verformungen im Gebrauchszustand hängen entscheidend von der Steifigkeitsverteilung entlang der Deckenachse ab. Demzufolge kann die Rissweite nur mittels einer nichtlinearen Berechnung abgeschätzt werden. Die Rissweiten der HODY- und SUPERHOLORIB-Decken wurden in einer Parameterstudie für verschiedene Randbedingungen mithilfe des Computerprogrammes Stab2D-NL (*Stab2D-NL 2005*) berechnet. Variiert wurden u. a. die Stützweite, der jeweilige Querschnitt, die Deckenstärke sowie die Faserbetonklasse. Die Ergebnisse wurden dementsprechend ausgewertet, dass die zulässige Rissbreite über die Begrenzung der Biegeschlankheit eingehalten werden kann. Bei der Berechnung der Verformungen wurden Langzeiteffekte aus Kriechen berücksichtigt. Es wurde eine relative Luftfeuchte von 50 % für Innenbauteile zugrunde gelegt. Als Beton wurde ein C20/25 gewählt; das Alter bei Belastungsbeginn wurde zu 28 d festgesetzt. Für Verbunddecken mit Querschnittshöhen zwischen 140 und 250 mm ergeben sich nach *DIN 1045-1 2008* Endkriechzahlen zwischen 2,81 und 3,06. Die Schwindverformungen brauchen nach *DIN 18800-5 2007* bei Verbunddecken vereinfachend nicht berücksichtigt zu werden. Da der Herstellprozess bei Verbunddecken einen Einfluss auf die sich einstellenden Verformungen hat, wurde auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen, dass die Decken mit Hilfsunterstützung hergestellt werden. Durch das Ablassen der Hilfsstützen entsteht eine zusätzliche Belastung für den Verbundquerschnitt, die zu einer Vergrößerung der Verformungen führt.

Die Belastung wurde wie folgt angenommen:

- Eigenlast: $g_k = \gamma \cdot h$
- Ausbaulast: $g_{k,AB} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Nutzlast: $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
(Wohnräume, Büro)
- Trennwandzuschlag: $q_{k,TW} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Für Wohn- und Büroräume liegt für die Begrenzung der Rissbreite nach *DIN 1045-1 2008* Anforderungsklasse F vor. Die Rissweiten sind auf 0,4 mm zu begrenzen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination. Diese berechnet sich zu:

$$E_{d,perm} = \sum G_{k,i} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = g_k + g_{k,AB} + \psi_2 \cdot (q_k + q_{k,TW})$$

Bemessungsmodelle für stahlfaserbewehrte durchlaufende Verbunddecken

Der Wert ψ_2 beträgt für Wohn- und Büroräume (Kategorie A und B) nach *DIN 1055-100 2001* jeweils 0,3. Für das Mittelaugler des Zweifeldsystems wurde eine Auflagerbreite von 15 cm angenommen.

Da rein stahlfaserbewehrte Verbunddecken bis zu einer Spannweite von etwa 5,00 m mit sinnvollen Deckenstärken eingesetzt werden können, wurden die Stützweiten für die Berechnung zwischen 3,00 m und 5,50 m variiert. Die Deckenstärken wurden für die üblichen Werte zwischen 14 und 25 cm gewählt.

Abb. 6-10 zeigt exemplarisch die berechneten Rissweiten der HODY-Decken mit einer Faserbetonklasse F 1.4. Die Rissweiten wurden über die jeweils vorliegende Dehnungsverteilung des Querschnittes am Auflager nach Gleichung (3.26) ermittelt. In Abb. 6-11 sind exemplarisch die Durchbiegungen für HODY-Decken der Faserbetonklasse F1.4 dargestellt.

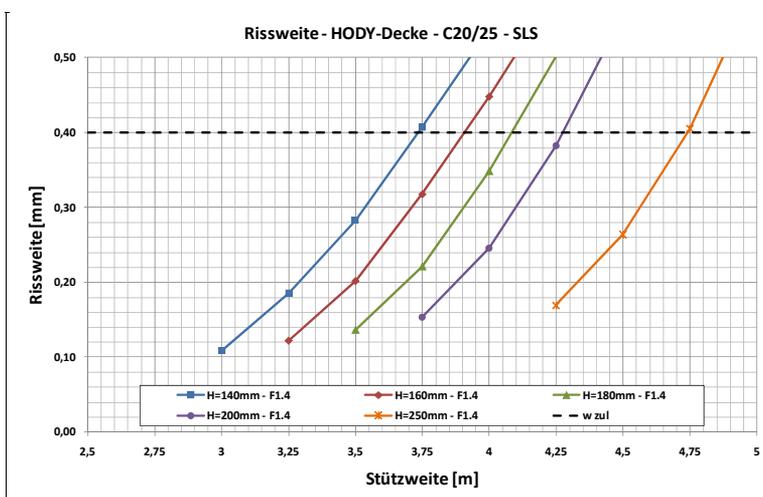


Abb. 6-10: Rissweiten im Gebrauchszustand – HODY-Decke – F1.4

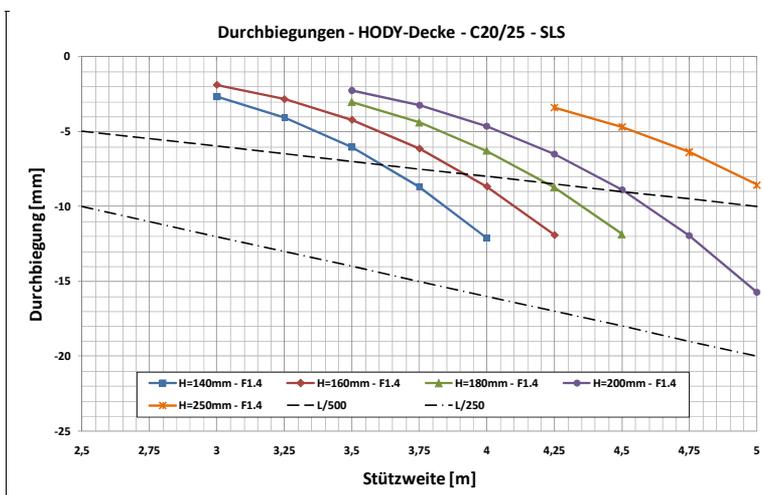


Abb. 6-11: Durchbiegungen im Gebrauchszustand – HODY-Decke – F1.4

Die erforderlichen Deckenstärken der HODY- und SUPERHOLORIB-Decken sind in etwa gleich. Die HODY-Decken benötigen geringfügig größere Deckenstärken, um bei gleicher Belastung die zulässige Rissweite im Gebrauchszustand einzuhalten. Auf der sicheren Seite liegend können die Werte zur Begrenzung der Biegeschlankheit der HODY-Decke auch für die SUPERHOLORIB-Decke angesetzt werden. Die Auswertung der einzelnen Diagramme hinsichtlich der Biegeschlankheitskriterien ist in Abb. 6-12 dargestellt.

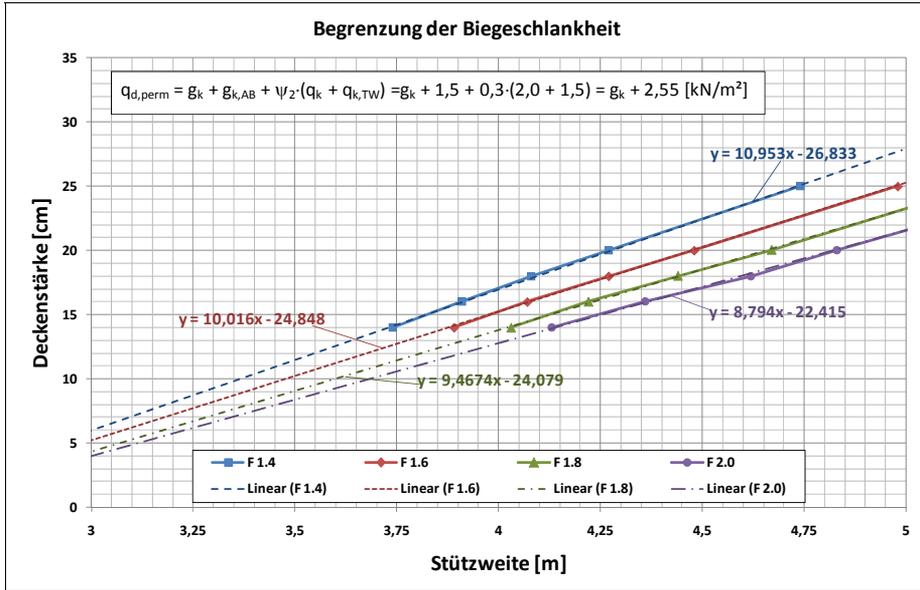


Abb. 6-12: Begrenzung der Biegeschlankheit zur Einhaltung der maximal zulässigen Rissweite von 0,4 mm

Für die einzelnen Faserbetonklassen ergeben sich so folgende Biegeschlankheitskriterien zur Einhaltung einer zulässigen Rissweite von 0,4 mm im Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit:

$$\left. \begin{array}{l} \text{F1.4: } h = 10,95 \cdot L - 26,83 \text{ [cm]} \\ \text{F1.6: } h = 10,02 \cdot L - 24,85 \text{ [cm]} \\ \text{F1.8: } h = 9,47 \cdot L - 24,08 \text{ [cm]} \\ \text{F2.0: } h = 8,79 \cdot L - 22,42 \text{ [cm]} \end{array} \right\} \geq 8,0 \text{ cm} \quad ; \text{ Stützweite } L \text{ in [m]} \quad (6.19)$$

Die hier dargestellten Kriterien zur Begrenzung der Rissweite gelten bei Lastbeanspruchung. Wie bereits in Kapitel 4.8 beschrieben, sollte eine Zwangbeanspruchung des rein stahlfaserbewehrten Verbundquerschnittes durch geeignete konstruktive Maßnahmen weitestgehend verhindert werden.

6.3.4 Begrenzung der Verformungen

Sollen die Verformungen ohne eine nichtlineare Berechnung abgeschätzt werden, so können die Regeln der Verbundbaunorm (*DIN 18800-5 2007*) angewendet werden. Für die Nachweise der Verformungen gelten nach *DIN 18800-5 2007* die Grundsätze von *DIN 1045-1 2001*. Ein vereinfachter Nachweis ist erbracht, wenn die Biegeschlankheit unter Ansatz der Nutzhöhe d_p die Grenzwerte nach *DIN 1045-1 2001* nicht überschreitet und der Schlupf zwischen Profilblech und Beton nach Element (1133) vernachlässigbar ist.

Für eine Verformungsberechnung von Verbunddecken gibt *DIN 18800-5 2007* einige Hinweise: Für eine Ermittlung der Verformungen sind die Schnittgrößen mit den elastischen Berechnungsverfahren zu ermitteln. Der Einfluss der Rissbildung im Beton wird nach Element 830 der Norm berücksichtigt. Hierbei wird mit einer wirksamen Biegesteifigkeit gerechnet, die vereinfacht aus dem Mittelwert von gerissenem und ungerissenen Querschnitt berechnet wird. Da das Blech und der Beton unterschiedliche E-Moduli besitzen, wird mit einem fiktiven Verbundquerschnitt gerechnet. Die Betonanteile werden über sogenannte Reduktionszahlen, die aus dem Verhältnis von E-Modul des Stahls und E-Modul des Betons berechnet werden, auf einen Stahlquerschnitt umgerechnet. Der Kriecheinfluss wird bei der Berechnung der Reduktionszahlen über einen effektiven E-Modul des Betons berücksichtigt. Der Einfluss aus Schwinden darf bei Verbunddecken vernachlässigt werden. Bei Einfeld-Verbundplatten und in Endfeldern von Durchlaufplatten kann das Auftreten von Schlupf zu einer Vergrößerung der Verformungen führen. Der Anwender muss wissen, wie sich das Schlupfverhalten der jeweiligen Decke bei den Zulassungsversuchen eingestellt hat. Ist der Schlupf bei der Berechnung der Durchbiegung zu berücksichtigen, so ist dies in den Zulassungen der jeweiligen Bleche vermerkt. Bei den heute gebräuchlichen Blechen mit guten Flächenverbundeigenschaften muss der Schlupf bei den Verformungsberechnungen allerdings in der Regel nicht berücksichtigt werden.

Im Folgenden wird die Ermittlung der wirksamen Biegesteifigkeit exemplarisch an einer Verbunddecke beschrieben.

Im Vorfeld der Verformungsberechnung müssen die Vorwerte bestimmt werden, um die Einflüsse aus Kurzzeit- und Langzeitverhalten abschätzen zu können. Dazu müssen die Baustofffestigkeiten bekannt sein. Die Reduktionszahlen werden für die einzelnen Verformungsanteile getrennt ermittelt. Die Bestimmung der Endkriechzahl erfolgt nach *DIN 1045-1 2008*. Es ergeben sich so folgende Reduktionszahlen.

Für Kurzzeit und Dauerlasten zum Zeitpunkt $t = 0$:

$$n_o = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (6.20)$$

Für zeitlich konstante Einwirkungen:

$$n_p = n_o \cdot (1 + \psi_p \cdot \varphi_t) \quad (6.21)$$

mit $\psi_p = 1,1$ (Beiwert zur Berücksichtigung der Beanspruchungsart; hier: ständig)

Im Anschluss können die Trägheitsmomente für den ungerissenen und für den gerissenen Querschnitt bestimmt werden. Für die Verformungsberechnung wird dann der Mittelwert aus beiden herangezogen. Die Traganteile des Stahlfaserbetons werden bei der Berechnung des gerissenen Querschnittes auf der sicheren Seite liegend nicht berücksichtigt. In Abb. 6-13 sind die im Folgenden bei der Berechnung des Trägheitsmomentes verwendeten Abmessungen dargestellt.

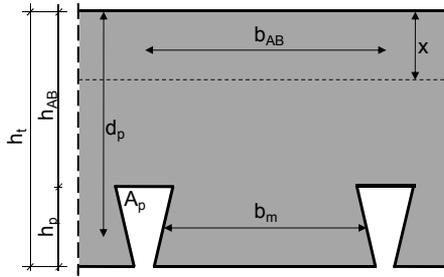


Abb. 6-13: Bezeichnungen am Verbundquerschnitt zur Ermittlung des Trägheitsmomentes

Vor der Berechnung der Trägheitsmomente sind die elastischen Schwerpunktlagen des ungerissenen und des gerissenen Querschnittes zu ermitteln. Diese berechnen sich wie folgt:

$$\text{ungerissen: } x_u = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{b_{AB} \cdot \frac{h_{AB}^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h_t - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_{AB} + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p} \quad (6.22)$$

$$\text{gerissen: } x_c = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{\sum A_i} = \frac{b_{AB} \cdot x \cdot \frac{x}{2} + n \cdot A_p \cdot d_p}{b_{AB} \cdot x + n \cdot A_p} = \frac{n \cdot A_p}{b_{AB}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{AB} \cdot d_p}{n \cdot A_p}} - 1 \right) \quad (6.23)$$

Damit lassen sich die entsprechenden Trägheitsmomente errechnen:

$$I_{c,u} = \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}}{n} \cdot \left(x_u - \frac{h_{AB}}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_m \cdot h_p}{n} \cdot \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p \quad (6.24)$$

$$I_{c,c} = \frac{b_{AB} \cdot x_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{AB} \cdot x_c}{n} \cdot \left(\frac{x_c}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p \quad (6.25)$$

Daraus ergibt sich die effektive Biegesteifigkeit als Mittelwert des gerissenen und ungerissenen Querschnittes, die zur Berechnung über die komplette Länge konstant angesetzt wird.

$$E_a I_{cm} = E_a \cdot \frac{I_{c,c} + I_{c,u}}{2} \quad (6.26)$$

6.3.5 Nachweis des Schwingungsverhaltens

Im klassischen Verbundbau werden häufig sehr schlanke und weit gespannte Decken realisiert. Werden die Stahlverbunddecken auf Stahl-Unterzügen aufgelagert, so überspannen diese meist 10 bis 20 m. Dabei betragen die Stützweiten der Decken per se 2,5 bis 5 m. Im Falle solch schlanker Konstruktionen werden bei der Bemessung meist Gebrauchstauglichkeitskriterien maßgebend. Neben dem Nachweis der Verformungen muss hier auch das Schwingungsverhalten des Deckensystems untersucht werden. Durch die übliche Nutzung (Gehen, Laufen) entstehen menscheninduzierte Schwingungen, die je nach der Eigenfrequenz der Decke bzw. des Bauteils dieses anregen können. Die Eigenfrequenz eines Bauteils ist abhängig vom statischen System, von der Masse sowie von der Biegesteifigkeit.

Nach *Bode 1998* kann die Schwingungsempfindlichkeit eines Bauteils in grober Näherung über die Eigenfrequenz f_e abgeschätzt werden (Tab. 6-5). Die Grenzwerte von 3 bzw. 5 Hz liegen oberhalb der üblichen Frequenzen für Gehen und Laufen, die im Mittel von 1,5 bis 2,5 Hz reichen (*Bachmann 1987*).

Bauteil	f_e [Hz]
Decken die ständig von Menschen begangen werden (Büro- und Wohngebäude)	≥ 3
Decken, auf denen rhythmisch gesprungen oder getanzt wird (Turnhallen, Tanzsäle)	≥ 5

Tab. 6-5: Empfohlene Grenzwerte für Deckenschwingungen (*Bode 1998*)

Liegen die Eigenfrequenzen in der Nähe der Grenzwerte, so sind die erzeugten Schwingungen meistens schon spürbar und lösen so beim Nutzer ein Unbehagen aus. Dementsprechend werden in *Bachmann 1987* je nach Nutzungsart Grenzwerte zwischen 7,5 und 8,5 Hz für Verbundkonstruktionen empfohlen.

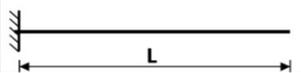
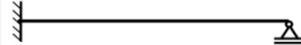
Die Ermittlung der Eigenfrequenz kann mittels der Grunddifferentialgleichung der Eigenschwingungen ermittelt werden. Für baupraktische Fälle sind die Gleichungen in *Petersen 1996* ausgewertet. Dazu wurden eine konstante Biegesteifigkeit EI und eine konstante Massebelegung μ vorausgesetzt. Für biegesteife Stäbe und Stabwerke berechnet sich die Eigenkreisfrequenz zu

$$\omega = \frac{\lambda^2}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (6.27)$$

und damit die Eigenfrequenz zu

$$f_e = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{\lambda^2}{2\pi \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (6.28)$$

Für baupraktische Lagerungsfälle (vgl. Eulerfälle) ist der dimensionslose Faktor λ in Tab. 6-6 für die jeweils j -te Eigenfrequenz dargestellt. Somit lassen sich die Eigenfrequenzen relativ einfach bestimmen. Maßgebend wird dabei immer die kleinste Eigenfrequenz. Bei der Bestimmung der längenbezogenen Massebelegung μ werden die Eigenlasten, die Ausbaulasten und ein repräsentativer Verkehrslastanteil (quasi-ständig) berücksichtigt.

System	j	λ_j	Modale Masse
	1	1,87510	$M_{mod} = 0,64 \cdot \mu \cdot L$
	2	4,69409	
	3	7,85476	
	n	$(n-0,5) \cdot \pi$	
	1	π	$M_{mod} = 0,5 \cdot \mu \cdot L$
	2	$2 \cdot \pi$	
	3	$3 \cdot \pi$	
	n	$n \cdot \pi$	
	1	3,92660	$M_{mod} = 0,45 \cdot \mu \cdot L$
	2	7,06858	
	3	10,21018	
	n	$(n+0,25) \cdot \pi$	
	1	4,73004	$M_{mod} = 0,41 \cdot \mu \cdot L$
	2	7,85321	
	3	10,99561	
	n	$(n+0,5) \cdot \pi$	

Tab. 6-6: Eigenfrequenzkoeffizienten λ (nach *Petersen 1996*)

Für eine biegeeweiche Auflagerung (Lagerung auf biegeweichen Unterzügen) sind ebenfalls Verfahren in *Petersen 1996* beschrieben. Des Weiteren sind dort zahlreiche Näherungsverfahren dargestellt, mit denen die Eigenfrequenzen ganzer Systeme abgeschätzt werden können. Zu erwähnen ist hier der sehr pragmatische Eigengewichtsansatz (Gleichung (6.29)) zur Bestimmung der Eigenfrequenz.

$$f_e = \frac{18}{\sqrt{\delta_{max} [mm]}} \tag{6.29}$$

Dieser erlaubt eine relativ grobe Abschätzung der Eigenfrequenz, was für eine anfängliche Betrachtung aber oft ausreichend ist. Für die Berechnung der Durchbiegung δ_{max} werden die ständigen Lasten sowie die Ausbaulasten berücksichtigt. Weitere Näherungsverfahren finden sich auch in *Bachmann 1987*.

Die Betrachtung der Eigenfrequenzen für eine Beurteilung des Schwingungsverhaltens ist in den meisten Fällen als Näherung ausreichend. Für sehr schlanke und filigrane Konstruktionen sollten indes genauere Untersuchungen hinsichtlich des Anregungsverhaltens der Konstruktion durchgeführt werden. Dies kann beispielsweise mit einer dynamischen Berechnung mittels spezieller Computerprogramme erfolgen. Allerdings ist eine solche Berechnung mitunter sehr aufwendig.

Für Geschossdecken wurde im Rahmen eines europäischen RFCS-Forschungsvorhabens (*European Commission 2006*) ein Verfahren entwickelt, das eine Auslegung von Geschossdecken in Hinblick auf den Schwingungskomfort für menscheninduzierte Schwingungen erlaubt. Die Ergebnisse und die Vorgehensweise wurden unter anderem im Rahmen eines Leitfadens (*HIVOSS 2008*) veröffentlicht.

Das Schwingungsverhalten der Decke wird über den OS-RMS₉₀-Wert (One Step-Root Mean Square = Effektivwert der Beschleunigung eines Schrittes, der die

Intensität 90 % aller normal gehenden Leute abdeckt) charakterisiert. Es werden sechs Wahrnehmungsklassen A-F unterschieden (Abb. 6-14). In Abhängigkeit von der Nutzungsart wird in einer Matrix die geeignete Klasse angegeben, um so einen geeigneten Schwingungskomfort zu gewährleisten.

Klasse	OS-RMS ₉₀		Nutzung der Decke									
	Untergrenze	Obergrenze	Kritischer Bereich	Medizinischer Bereich	Schulungsstätten	Wohngebäude	Bürogebäude	Besprechungsräume	Handel	Hotels	Industrienutzung	Sportstätten
A	0	0,1										
B	0,1	0,2										
C	0,2	0,8										
D	0,8	3,2										
E	3,2	12,8										
F	12,8	51,2										
			Empfohlen									
			Kritisch									
			Nicht empfohlen									

Abb. 6-14: Beurteilung der Deckenschwingung und Zuordnung verschiedener Deckennutzungen zu Klassen (nach HIVOSS 2008)

Bevor der OS-RMS₉₀-Wert bestimmt werden kann, müssen im Vorfeld verschiedene dynamische Deckeneigenschaften wie Eigenfrequenz, modale Masse und Dämpfung ermittelt werden. Für die Ermittlung der Gesamtdämpfung sind in HIVOSS 2008 für einige Fälle Dämpfungswerte angegeben (Tab. 6-7). Für weitere Dämpfungswerte sei auf Petersen 1996 verwiesen.

	Dämpfung (% der kritischen Dämpfung)
Strukturelle Dämpfung D₁ nach Baustoffen	
Holz	6%
Beton	2%
Stahl	1%
Stahl-Verbund	1%
Dämpfung D₂ der Einrichtung	
Klassisches Büro mit Trennwänden	2%
Büro mit EDV-Arbeitsplätzen und wenig Regalen und Schränken	0%
Großraumbüro	1%
Bibliothek	1%
Wohnhaus	1%
Schule	0%
Gymnastikraum	0%
Dämpfung D₃ durch Ausbau	
Abgehängte Decke unter der untersuchten Geschossdecke	1%
Schwimmende Bodenbeläge, z.B. Laminat	0%
Schwimmender Estrich	1%
Gesamtdämpfung D = D₁ + D₂ + D₃	

Tab. 6-7: Bestimmung der Dämpfung (nach HIVOSS 2008)

Die modale Masse kann als Masse verstanden werden, die bei einer Schwingung aktiviert wird. Für deren Bestimmung sind in Abhängigkeit vom jeweiligen System in *HIVOSS 2008* Formeln angegeben. Berechnungsformeln für balkenartige Systeme sind in Tab. 6-6 angegeben.

Nachdem die Eigenfrequenz, die Dämpfung und die modale Masse bestimmt sind, können aus Diagrammen der OS-RMS₉₀-Wert und die jeweilige Klasse abgelesen werden (Abb. 6-15). Die Diagramme wurden im Rahmen des RFCS-Forschungsprojektes mittels Parameterstudien erstellt. Dabei existiert für jeden Dämpfungsgrad (in 1 %-Schritten) ein eigenständiges Diagramm.

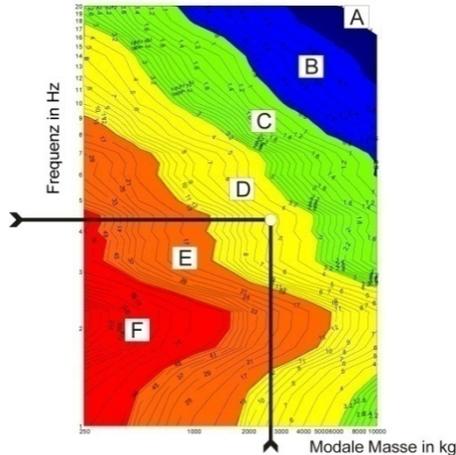


Abb. 6-15: Anwendung der Diagramme (*HIVOSS 2008*)

Somit kann abgelesen werden, ob das Schwingungsverhalten der untersuchten Decke noch in den empfohlenen Grenzen der entsprechenden Gebäudenutzungs-klasse liegt. Falls sich das Deckensystem zu schwingungsanfällig für die jeweilige Nutzungs-klasse darstellt, so können flankierende Maßnahmen zur Verbesserung des Verhaltens durchgeführt werden. So kann beispielsweise die Eigenfrequenz über eine Vergrößerung der Steifigkeit erhöht werden. Weitaus wirksamer ist es aber, die Dämpfung zu erhöhen. Bei doppelter Dämpfung kann die Schwingungsamplitude in etwa halbiert werden.

6.4 Vergleich der Bemessungsverfahren

Mit den hier vorgestellten Verfahren können stahlfaserbewehrte Verbunddecken in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bemessen werden. Dabei können die Verfahren EP oder PP angewendet werden.

Da rein stahlfaserbewehrte Verbunddecken einen niedrigen Stützbewehrungsgrad besitzen, sind nur begrenzte Stützweiten möglich. Die Parameterstudien zeigen, dass die Decken bis zu einer maximalen Stützweite von 5 m eingesetzt werden können, wobei die Deckenstärke bei einer Stützweite von 5 m schon 25 cm betragen muss. Größere Stützweiten machen aufgrund der dann erforderlichen Deckenstärken keinen Sinn.

Die Wahl der Profilblechgeometrie sowie deren Blechstärke werden meist schon durch den Bauzustand bestimmt, wo das Blech die herkömmliche Schalung ersetzt und die Betonierlasten tragen muss. Im Endzustand kann das Blech meist nicht ausgenutzt werden. Gerade für Profilbleche mit guten Verbundeigenschaften und großen Blechdicken ergeben sich hohe Tragfähigkeiten im Feldbereich. Stahlfaserbewehrte Verbunddecken hingegen besitzen im Stützbereich nur eine begrenzte Tragfähigkeit. Dies zeigt, dass große Umlagerungen stattfinden müssen, um die Tragfähigkeiten im Feldbereich vollends auszunutzen. Im Falle der untersuchten Decken in Serie S2 konnten die Schnittgrößen komplett umgelagert werden, bis auch das Versagen im Feldbereich eintrat. Die untersuchten SUPERHOLORIB-Decken besaßen aufgrund der größeren Blechdicke und der besseren Längsschubtragfähigkeit fast die doppelten Feldmomententragfähigkeiten wie die HODY-Decken. Dies zeigt, dass die HODY-Decken bei gleichem Umlagerungsgrad im Feldbereich besser ausgenutzt sind.

Des Weiteren ist zu beachten, ob der Grad der Umlagerung nicht durch die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit begrenzt ist. Für die Anwendung der Decken im Wohnungs- und Bürobau wurden im Rahmen der Forschungsarbeit unter Ansatz der üblich auftretenden Gebrauchslasten Parameterstudien durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Form von Regeln zur Begrenzung der Biegeschlankheit zur Einhaltung der Grenzlängsweite und Durchbiegung ausgewertet. Eine Beanspruchung aus Zwang ist durch geeignete konstruktive Maßnahmen zu vermeiden (siehe Kapitel 4.8).

Die vorgestellten Bemessungsverfahren erlauben einen Nachweis von stahlfaserbewehrten Verbunddecken. Beim Bemessungsmodell I wird eine linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Momentenumlagerung (max. 30 %) durchgeführt. Für die verwendeten Deckengeometrien wurden die Tragfähigkeiten bereits für verschiedene Deckenstärken, Betonfestigkeitsklassen und Faserbetonklassen in Form von Tabellen ausgewertet. Das Bemessungsmodell erlaubt eine einfache und sichere Bemessung von stahlfaserbewehrten Verbunddecken. Da der Feldbereich nicht ganz ausgenutzt werden kann, bietet das System immer noch eine ausreichende Reststandsicherheit auch für den Fall, dass durch Herstellungsfehler über dem Auflagerbereich ein verminderter Fasergehalt vorhanden ist. Dies ist aus Sicherheitsaspekten ein entscheidender Vorteil von stahlfaserbewehrten Verbunddecken im Vergleich zu stahlfaserbewehrten Flachdecken. Durch die Stützmomententragfähigkeit der stahlfaserbewehrten

Verbunddecke und der damit vorhandenen Durchlaufwirkung werden die Durchbiegungen im Feldbereich im Vergleich zum Einfeldsystem wesentlich verringert. Für den in der Praxis anwendenden Ingenieur stellt das Bemessungsmodell I ein einfach anzuwendendes Verfahren dar, das einen schnellen und sicheren Nachweis von stahlfaserbewehrten Verbunddecken erlaubt.

Beim Bemessungsmodell II werden die Schnittgrößen plastisch unter Anwendung der Fließgelenktheorie ermittelt. Hierbei wird die nachgiebige Verdübelung berücksichtigt. Da bei stahlfaserbewehrten Verbunddecken nur ein relativ niedriger Stützbewehrungsgrad realisiert werden kann, sind je nach Verbundblechtyp zum Erreichen der Traglast große Schnittgrößenumlagerungen nötig. Zumeist werden aber, wie bereits oben geschildert, Gebrauchstauglichkeitsaspekte maßgebend, sodass eine vollständige Umlagerung nicht angesetzt werden kann. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen an stahlfaserbewehrten Verbunddecken mit den Blechtypen HODY und SUPERHOLORIB konnte gezeigt werden, dass für Stahlfaserbetone mit einem Tragverhalten entsprechend Abb. 4-48 die Fließgelenktheorie bis zu einer Stützweite von 3 m angewendet werden konnte (vgl. hierzu auch Kapitel 5.8). Die Momente wurden hier bis zum Erreichen der kinematischen Kette umgelagert. Für größere Stützweiten vergrößern sich die Verformungen und damit die Verdrehungen im Stützbereich überproportional. Wird zusätzlich über den Stützen eine konventionelle Bewehrung zur Verstärkung eingelegt, so kann die Fließgelenktheorie bis zu einer Stützweite von 6 m angewendet werden (vgl. *Sauerborn 1995*). Für die Anwendung der Fließgelenktheorie wird das von Sauerborn vorgeschlagene Fließgelenkverfahren unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung aufgegriffen und um die Traganteile des Stahlfaserbetons erweitert. Nachdem sich das erste Fließgelenk über der Stütze eingestellt hat, kann die Last noch solange gesteigert werden, bis die Tragfähigkeit im Feldbereich erreicht ist. Bei Verbunddecken ist die Tragfähigkeit allerdings durch das unvollständige Zusammenwirken von Blech und Beton begrenzt. Da die Teilverbundkurve eine Grenzkurve der Tragfähigkeiten darstellt, kann die Ermittlung der Grenzbelastung im Feld mittels dieser bestimmt werden. Die Tragfähigkeit ist erreicht, sobald die Momentenkurve aus den Einwirkungen die Grenz-Momentenkurve der Teilverbundtheorie berührt. Die Lage dieses kritischen Schnittes muss in der Regel iterativ bestimmt werden. Das Vorgehen hierbei sowie eine vereinfachte Methode wurden in dieser Arbeit beschrieben. Die Nachrechnung der Versuche der Serie S2 mit dem Bemessungsmodell II zeigt, dass mittels der Fließgelenktheorie die Traglasten zuverlässig abgeschätzt werden können. Die maximale Abweichung betrug hier 4,5 %, was im Falle der üblichen Streuung von Stahlfaserbeton ein akzeptabler Wert ist.

6.5 Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell I – Nachweisverfahren Elastisch-Plastisch nach Kapitel 6.1

6.5.1 Allgemeines

Das folgende Rechenbeispiel zeigt die Berechnung einer über zwei Felder durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecke für einen Wohnungsbau unter Anwendung des in Kapitel 6.1 vorgestellten Bemessungsmodells I (Verfahren EP). Als Verbundblech wird ein Superholorib SHR51-Blech mit einer Blechdicke von 1 mm verwendet, das über dem Auflager durchläuft. Die technischen Daten des Profilbleches können der Zulassung (*Superholorib 2007*) entnommen werden.

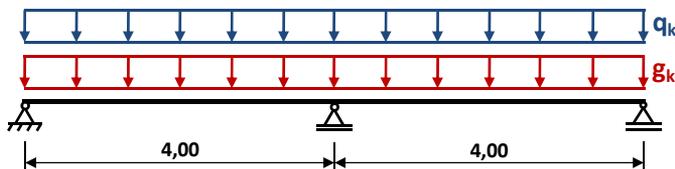


Abb. 6-16: Statisches System

6.5.2 System und Einwirkungen

Vor der Anwendung von Bemessungsmodell I muss überprüft werden, ob die Voraussetzungen dazu erfüllt sind (Kapitel 6.1.1).

- Steifigkeiten benachbarter Felder annähernd gleich?
- Vorwiegend auf Biegung beanspruchtes Bauteil?
- Stützweitenverhältnis $0,5 < L_{\text{eff}1}/L_{\text{eff}2} < 2,0$?
- Bei Anwendung linear-elastischer Verfahren mindestens F1.0?

Alle Voraussetzungen sind erfüllt. Somit kann Bemessungsmodell I angewendet werden. Im Anschluss können das System und der Querschnitt festgelegt werden (Kapitel 6.1.2). Die erforderliche Querschnittshöhe kann nach *Bode 1995* entsprechend Gleichung (6.2) abgeschätzt werden. Für die vorliegende Deckenkonstruktion ergibt sich eine Deckenstärke von:

$$d \geq 8 \text{ cm} + \frac{400}{60} = 14,67 \text{ cm}$$

Für eine Begrenzung der Rissweite auf 0,4 mm im GZG mit reinem Stahlfaserbeton ist allerdings eine größere Deckenstärke erforderlich. Diese wird über die in Gleichung (6.19) hergeleiteten Biegeschlankheitskriterien abgeschätzt. Dazu wird angenommen, dass ein Stahlfaserbeton der Faserbetonklasse F1.4 eingesetzt wird. Die erforderliche Deckenstärke berechnet sich zu:

$$h_{\text{erf}} = 10,95 \cdot L - 26,83 = 10,95 \cdot 4,00 - 26,83 = 16,97 \text{ cm}$$

Die Deckenstärke wird zu 18 cm festgesetzt. In Abb. 6-17 ist der gewählte Querschnitt dargestellt.

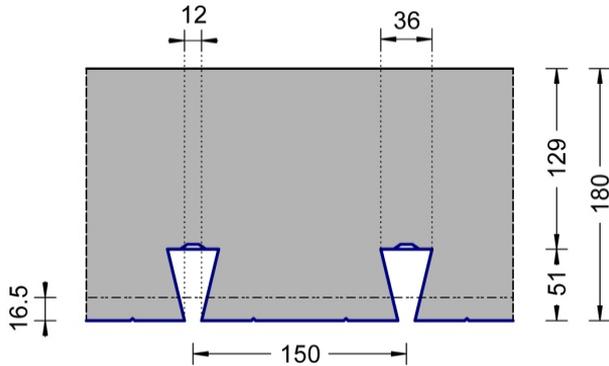


Abb. 6-17: Querschnitt - Superholorib SHR51-Decke

6.5.3 Werkstoffe

Profilblech

Bezeichnung	SHR 51, $t_p = 1,00 \text{ mm}$
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{yp,k} = 350 \text{ N/mm}^2$
Bemessungswert der Verbundfestigkeit	$\tau_{u,Rd} = 0,04 \text{ kN/cm}^2$
Teilsicherheitsbeiwert des Profiltafelstahls	$\gamma_{ap} = 1,10$
Querschnittsfläche	$A_p = 18,00 \text{ cm}^2/\text{m}$
elastische Nulllinie ab OK Blech	$e_o = 34,55 \text{ mm}$
elastische Nulllinie ab UK Blech	$e_u = 16,45 \text{ mm}$

Stahlfaserbeton

Betonfestigkeitsklasse	C30/37
Faserbetonklasse	F1.4/1.4
Teilsicherheitsbeiwert Druckbereich	$\gamma_c = 1,50$
Teilsicherheitsbeiwert Zugbereich (gerissen)	$\gamma_{ct}^f = 1,25$
Dauerstandbeiwert Druckbereich	$\alpha_{cc} = 0,85$
Dauerstandbeiwert Zugbereich	$\alpha_{ct} = 0,85$
Abminderungsfaktor	$k_c = 0,80$
(zur Nutzung eines Spannungsblock im Druckbereich)	
Maßstabsfaktor nach Gleichung (3.11)	$\alpha_{sys} = 0,63 \cdot \left(1 + e^{\frac{-h}{300}}\right)$ $= 0,63 \cdot \left(1 + e^{\frac{-180}{300}}\right) = 0,98$
Flächenhaftes Bauteil	$\kappa_v = 1,0$ (siehe DBV 2001, (5.2))

Charakteristischer Wert der äquivalenten Zugfestigkeiten (Verformungsbereich I u. II)

$$f_{eq,ctk,i} = \kappa_v \cdot f_{eq,ctm,i}$$

$$f_{eq,ctk,I} = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{eq,ctk,II} = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der äquivalenten Zugfestigkeiten (Verformungsbereich I u. II)

$$f_{\text{eq,ctd},i} = \frac{f_{\text{eq,ctk},i} \cdot \alpha_{\text{ct}} \cdot \alpha_{\text{sys}}}{\gamma_{\text{ct}}} \quad (\text{siehe auch Abb. 3-10})$$

$$f_{\text{eq,ctd},I} = \frac{1,4 \cdot 0,85 \cdot 0,98}{1,25} = 0,93 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{eq,ctd},II} = \frac{1,4 \cdot 0,85 \cdot 0,98}{1,25} = 0,93 \text{ N/mm}^2$$

Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{\text{ck}} = 30 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{\text{cd}} = \frac{f_{\text{ck}} \cdot \alpha_{\text{cc}} \cdot k_{\text{c}}}{\gamma_{\text{c}}} = \frac{30 \cdot 0,85 \cdot 0,80}{1,50}$$

$$f_{\text{cd}} = 13,60 \text{ N/mm}^2$$

6.5.4 Einwirkungen

▪ Ständige Lasten:

Eigenlast Verbundblech $g_{p,k} = 0,147 \text{ kN/m}^2$ (aus Zulassung)

Eigenlast Aufbeton $g_{c,k} = 0,18 \cdot 25 - 0,5 \cdot (0,036 + 0,012) \cdot 0,051 \cdot 25 = 1/0,15$
 $= 4,30 \text{ kN/m}^2$

Ausbaulast $g_{AB,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

▪ Veränderliche Lasten:

Nutzlast $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (DIN 1055-3, Tab.1 - Wohnräume)

Trennwandzuschlag $q_{\text{TW},k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ (DIN 1055-3, Abschnitt 4 (4))

▪ Bemessungslasten:

nur ständige Lasten $g_d = \gamma_G \cdot \Sigma g$
 $= 1,35 \cdot (0,147 + 4,30 + 1,50) = 8,03 \text{ kN/m}^2$

nur veränderliche Lasten $q_d = \gamma_Q \cdot \Sigma q$
 $= 1,50 \cdot (2,00 + 1,50) = 5,25 \text{ kN/m}^2$

ständig + veränderlich $(g+q)_d = 8,03 + 5,25 = 13,28 \text{ kN/m}^2$

▪ Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

Seltene Kombination $g_{d,rare} = \gamma_F \cdot \Sigma g$
 $= 1,00 \cdot (0,147 + 4,30 + 1,50) = 5,95 \text{ kN/m}^2$

$$q_{d,rare} = \gamma_F \cdot \Sigma q$$
$$= 1,00 \cdot (2,00 + 1,50) = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

quasi-ständige Kombination (Wohnräume: $\psi_{2,1} = 0,3$ nach DIN 1055-100)

$$g_{d,perm} = \gamma_F \cdot \Sigma g$$
$$= 1,00 \cdot (0,147 + 4,30 + 1,50) = 5,95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{d,perm} = \gamma_F \cdot \Sigma q \cdot \psi_{2,1}$$
$$= 1,00 \cdot 0,3 \cdot (2,00 + 1,50) = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

6.5.5 Betonierzustand

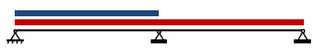
In diesem Beispiel wird für die Decke nur der Nachweis im Endzustand geführt. Die Profilbleche sind im Bauzustand getrennt nachzuweisen. Sie müssen die Frischbeton- und Montagelasten aufnehmen. Für diesen Nachweis bieten die meisten Hersteller Stützweitentafeln für den Bauzustand. Für die in diesem Beispiel vorliegende Decke wäre eine Zwischenstütze im Bauzustand notwendig.

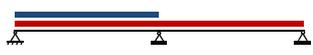
6.5.6 Elastische Schnittgrößenermittlung im Endzustand

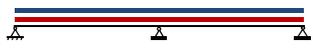
Die Ermittlung der Schnittgrößen nach Kapitel 6.1.3 erfolgt linear-elastisch. Aufgrund der Annahme einer konstanten Steifigkeit entlang der Deckenlängsachse kann die Ermittlung mit Hilfe von Durchlaufträger tabellen erfolgen. Dabei werden die Schnittgrößen auf einen 1 m breiten Deckenstreifen bezogen.

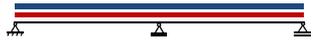
6.5.6.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

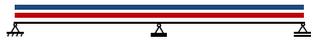
- Maximales Feldmoment

$$\max M_{Ed,F} = (0,070 \cdot 8,03 + 0,096 \cdot 5,25) \cdot 4,00^2 = 17,06 \text{ kNm/m}$$

- Maximale Auflagerkraft links

$$\max A_{Ed} = (0,375 \cdot 8,03 + 0,438 \cdot 5,25) \cdot 4,00 = 21,24 \text{ kN/m}$$

- Maximale Auflagerkraft am inneren Auflager

$$\max C_{Ed} = 1,25 \cdot (8,03 + 5,25) \cdot 4,00 = 66,40 \text{ kN/m}$$

- Maximale Querkraft am inneren Auflager

$$\max V_{Ed,B} = -0,625 \cdot (8,03 + 5,25) \cdot 4,00 = -33,20 \text{ kN/m}$$

- Minimales Stützmoment

$$\min M_{Ed,S} = -0,125 \cdot (8,03 + 5,25) \cdot 4,00^2 = -26,56 \text{ kNm/m}$$


Der Bemessungswert des Stützmomentes darf nach DIN 1045-1, Gleichung 11 ausgerundet und um den Betrag ΔM_{Ed} abgemindert werden, sofern eine frei drehbare Lagerung vorhanden ist. Für das Mittelaufleger wird eine Auflagerbreite a von 20 cm angenommen.

$$\Delta M_{Ed} = C_{Ed} \cdot \frac{a}{8} = 66,40 \cdot \frac{0,2}{8} = 1,66 \text{ kNm/m} \quad (\text{nach Gleichung (6.3)})$$

Der Bemessungswert des Stützmomentes nach der Momentenausrundung beträgt:

$$M_{Ed,S} = \min M_{Ed,S} + \Delta M_{Ed} = -26,56 + 1,66 = -24,90 \text{ kNm/m}$$

Momentenumlagerung

Nach der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung können die Stützmomente begrenzt umgelagert werden. Der zulässige Grad der Umlagerung berechnet sich nach Gleichung (6.1) und ist abhängig von der sich nach der Umlagerung einstellenden Druckzonenhöhe. Für den Aufbeton wurde ein Stahlfaserbeton mit einer Faserbetonklasse von F1.4/1.4 ausgewählt. Der Bemessungswert der Stützmomententragfähigkeit kann entsprechend Kapitel 5.2 berechnet werden oder aus Bemessungstabellen abgelesen werden. Im Rahmen der Arbeit wurden Bemessungstabellen für die gängigsten Fälle erstellt (Kapitel 9.7).

Für eine 18 cm starke Superholorib SHR51-Decke (Profiltafeldicke 1,0 mm) lässt sich der Bemessungswert der Stützmomententragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse, der Deckenstärke und der Faserbetonklasse aus Tab. 9-5 ablesen. Das Blech läuft über dem Auflager durch und darf mit angesetzt werden. Aus der Tabelle kann eine Stützmomententragfähigkeit von $-20,16$ KNm/m abgelesen werden (C30/37, F1.4, $h = 180$ mm, Blech berücksichtigt). Dabei beträgt die bezogene Druckzonenhöhe $x_d/d = 0,10$.

Folgende Umlagerung wird angestrebt:

$$\delta_{\text{gew.}} = \frac{M_{\text{pl,Rd,S}}}{M_{\text{Ed,S}}} = \frac{-20,16}{-24,90} = 0,81$$

Kontrolle, ob die Umlagerung zulässig ist:

$$\delta \geq 0,64 + 0,8 \cdot \frac{x_d}{d} \geq 0,7 \quad (\text{siehe Gleichung (6.1)})$$

$$\delta = \delta_{\text{gew.}} = 0,81 \geq 0,64 + 0,8 \cdot 0,10 = 0,72 \geq 0,7 \rightarrow \text{gewählte Umlagerung ist zulässig}$$

Schnittgrößen und Auflagerreaktionen nach der Umlagerung:

$$M_{\text{Ed,S,uml}} = \delta \cdot M_{\text{Ed,S}} = 0,81 \cdot (-24,90) = -20,16 \text{ kNm/m} = M_{\text{pl,Rd,S}}$$

$$\text{zug. } A_{\text{Ed}} = (8,03 + 5,25) \cdot \frac{4,00}{2} - \frac{20,16}{4,0} = 21,52 \text{ kN/m}$$

$$\text{zug. } V_{\text{Ed,B}} = -(8,03 + 5,25) \cdot \frac{4,00}{2} - \frac{20,16}{4,0} = -31,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{zug. } M_{\text{Ed,F}} = \frac{21,52^2}{2 \cdot (8,03 + 5,25)} = 17,44 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Ed,F}} \text{ bei } x = \frac{21,52}{(8,03 + 5,25)} = 1,62 \text{ m}$$

6.5.6.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit sind nur die Stützmomente von Interesse. Eine mögliche Reduzierung des Stützmomentes aufgrund der Auflagerbreite wird berücksichtigt.

Bemessungsmoment infolge der seltenen Einwirkungskombination:

$$\begin{aligned}M_{\text{Ed,S,rare}} &= -0,125 \cdot (5,95 + 3,50) \cdot 4,00^2 + 1,25 \cdot (5,95 + 3,50) \cdot 4,00 \cdot \frac{0,20}{8} \\ &= -17,72 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Bemessungsmoment infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombination:

$$\begin{aligned}M_{\text{Ed,S,perm}} &= -0,125 \cdot (5,95 + 1,05) \cdot 4,00^2 + 1,25 \cdot (5,95 + 1,05) \cdot 4,00 \cdot \frac{0,20}{8} \\ &= -13,13 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

6.5.7 Nachweis der Biegetragfähigkeit

Nachweis des Stützquerschnittes (nach Kapitel 6.1.4.1)

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit im Stützbereich wird mit dem abgeminderten Stützmoment nach Umlagerung geführt. Dazu muss Gleichung (6.4) eingehalten werden.

$$\frac{M_{\text{Ed,S,uml}}}{M_{\text{pl,Rd,S}}} = \frac{-20,16}{-20,16} = 1,0 \leq 1,0$$

Nachweis des Feldquerschnittes (nach Kapitel 6.1.4.2)

Der Nachweis des Feldbereiches erfolgt nach der Teilverbundtheorie. Zur Ermittlung der Teilverbundkurve wird vereinfacht die lineare Interpolation zwischen den Punkten „kein Verbund“ und „voller Verbund“ angewendet. Die Tragfähigkeiten können entsprechend Kapitel 5.3 berechnet werden oder aus Bemessungstabellen abgelesen werden. Im Rahmen der Arbeit wurden Bemessungstabellen für die gängigsten Fälle erstellt (Kapitel 9.8).

An jeder Stelle muss das maßgebende Feldmoment kleiner als die plastisch berechnete Feldmomententragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung sein (Gleichung (6.5)).

Für die hier vorliegende 18 cm dicke SHR51-Verbunddecke (Profiltafeldicke 1,0 mm) kann die Feldmomententragfähigkeit für volle Verdübelung und ohne Verbund aus Tab. 9-8 abgelesen werden (C30/37, F1.4, h = 180 mm).

Es ergeben sich folgende Werte:

Ohne Verbund: $M_{pl,Rd,\eta=0} = 21,84 \text{ kNm/m}$

Voller Verbund: $M_{pl,Rd,\eta=1} = 87,77 \text{ kNm/m}$

Vollplastische Zugkraft im Blech:

$$N_{pl,p} = A_p \cdot f_{yp,d} = 18 \cdot \frac{35}{1,10} = 572,73 \text{ kN/m}$$

Verbundfestigkeit des Bleches aus Zulassung (*Superholorib 2007*):

$$\tau_{u,Rd} = 0,04 \text{ kN/cm}^2 = 400 \text{ kN/m}^2$$

Erforderliche Schublänge, um vollständige Verdübelung herzustellen:

$$L_{Sf} = \frac{N_{cf}}{b \cdot \tau_{u,Rd}} = \frac{572,73}{1 \cdot 400} = 1,43 \text{ m}$$

Somit kann die vereinfachte Teilverbundkurve ermittelt werden. Der Nachweis nach der Teilverbundtheorie ist in Abb. 6-18 dargestellt. Die einwirkenden Momente sind an jeder Stelle kleiner als die Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung.

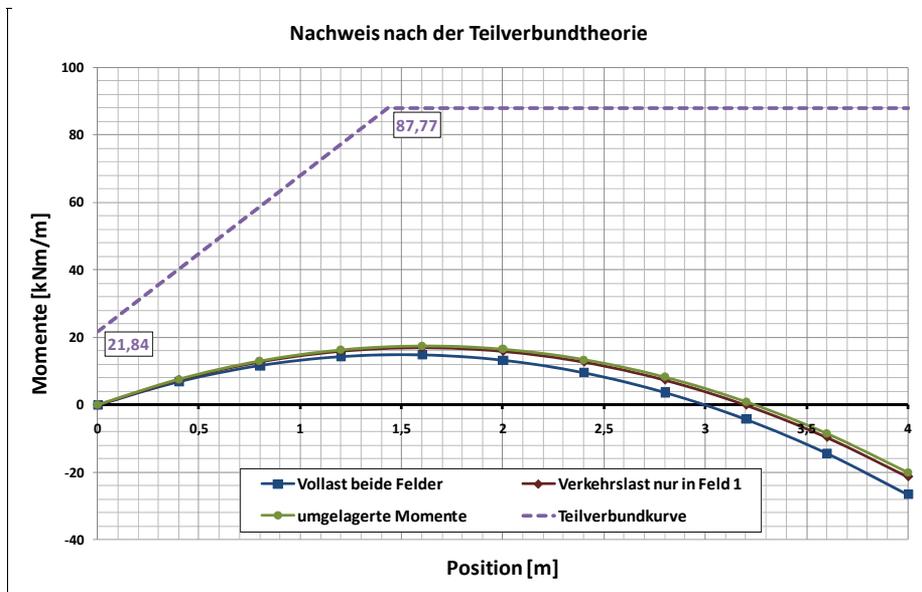


Abb. 6-18: Nachweis nach der Teilverbundtheorie

6.5.8 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Kapitel 6.1.5) wird nur der reine Stahlfaserbetontraganteil berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt nach Gleichung (5.7). Im Rahmen der Arbeit wurden Bemessungstabellen für die gängigsten Fälle erstellt (Tab. 5-7). Aus diesen kann der Querkrafttraganteil des reinen Stahlfaserbetonquerschnittes in Abhängigkeit von der Faserbetonklasse und der Deckenstärke abgelesen werden.

Für eine 18 cm starke SHR51-Decke und die Faserbetonklasse F1.4 kann aus Tab. 5-7 folgender Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit abgelesen werden:

$$V_{Rd,c}^f = 96,15 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis erfolgt nach Gleichung (6.6):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}^f} = \frac{31,60}{96,15} = 0,33 \leq 1$$

6.5.9 Nachweis des Faserausfalls über der Stütze

Der Nachweis des Faserausfalls über der Stütze (Kapitel 6.1.6) erfolgt am Ersatz-Einfeldsystem mithilfe der Teilverbundtheorie. Die Stützmomententragfähigkeit wird gänzlich vernachlässigt und eine globale Reststandsicherheit von mindestens 1,3 ist erforderlich. Der Nachweis erfolgt nach Gleichung (6.7). Dabei muss das einwirkende Moment M_{FA} unter 1,3-fachen charakteristischen Lasten kleiner als der charakteristische Wert des aufnehmbaren Momentes unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung sein.

Einwirkendes Moment:

$$M_{FA} = \frac{1,3 \cdot (g_k + q_k) \cdot l^2}{8} = \frac{1,3 \cdot (5,95 + 3,5) \cdot 4,00^2}{8} = 24,57 \text{ kNm/m}$$

Der charakteristische Wert des aufnehmbaren Momentes unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung kann aus Tab. 9-14 entnommen werden (C30/37, F1.4, $h = 180 \text{ mm}$).

Es ergeben sich folgende Werte:

Ohne Verbund: $M_{Rk,FA,\eta=0} = 26,15 \text{ kNm/m}$

Voller Verbund: $M_{Rk,FA,\eta=1} = 102,81 \text{ kNm/m}$

Der Nachweis erfolgt wieder mittels der vereinfachten Teilverbundkurve (Abb. 6-19). Das einwirkende Moment liegt unterhalb der Interaktionsgeraden, der Nachweis ist damit erbracht.

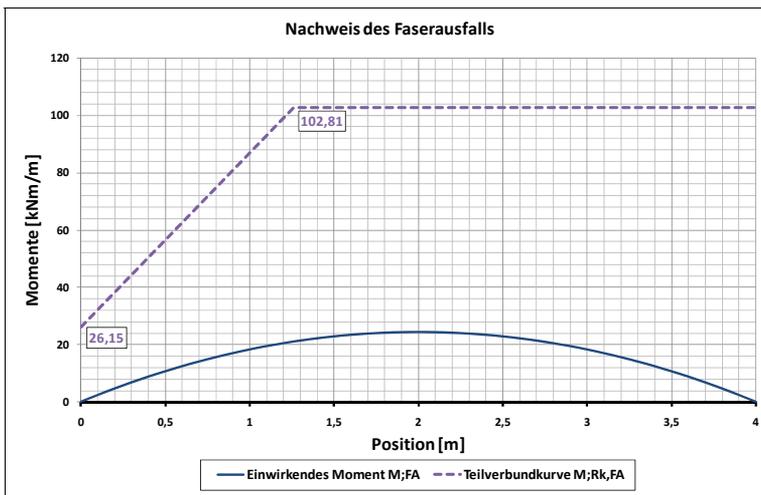


Abb. 6-19: Nachweis des Faserausfalls mithilfe der Teilverbundtheorie

Alternativ kann der Nachweis des Faserausfalls nach Gleichung (6.8) geführt werden. Die maximal aufnehmbaren Lasten $q_{R,FA}$ wurden in Rahmen der Arbeit mittels einer Rückwärtsrechnung so ermittelt, dass eine globale Sicherheit von 1,3 eingehalten wird. Der Nachweis erfolgt über den Vergleich der einwirkenden charakteristischen Last mit der maximal aufnehmbaren Last.

Aus Tab. 9-18 kann für die 18 cm starke SHR51-Decke (Profiltafeldicke 1,0 mm) folgende maximal aufnehmbare Last abgelesen werden (F1.4, $h = 180 \text{ mm}$, $L = 4 \text{ m}$):

$$q_{R,FA} = 36,81 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis erfolgt nach Gleichung (6.8):

$$q_k = 5,95 + 3,5 = 9,45 \leq 36,81 = q_{R,FA}$$

Zusätzlich wird für den Fall des Faserausfalles an der Stütze die Querkrafttragfähigkeit für die Verbunddecke ohne Faserwirkung nach Abb. 2-14 nachgewiesen. Da beim Faserausfall eine Kette von Einfeldträgern entsteht, wird der Querkraftnachweis am Einfeldsystem geführt.

- Bemessungslast:
 $(g+q)_d = 13,28 \text{ kN/m}$
- Bemessungswert der Querkraft:
 $V_{Ed,FA} = (g+q)_d \cdot L/2 = 13,28 \cdot 4/2 = 26,56 \text{ kN/m}$
- Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{180\text{mm} - 16,45\text{mm}}} = 2,11 \leq \underline{\underline{2,0}}$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b_0 \cdot d_p} = \frac{18,00 \text{ cm}^2 / \text{m}}{76 \text{ cm} / \text{m} \cdot 16,36 \text{ cm}} = \underline{\underline{0,015}} \leq 0,02$$

Damit berechnet sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$\begin{aligned} V_{\text{Rd,ct}} &= \left[0,1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} \right] \cdot b_0 \cdot d_p \\ &= \left[0,1 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 30 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2})^{1/3} \right] \cdot 0,76 \frac{\text{m}}{\text{m}} \cdot 0,164 \text{ m} = \underline{\underline{88,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} \end{aligned}$$

- Nachweis:

$$\frac{V_{\text{Ed,FA}}}{V_{\text{Rd,ct}}} = \frac{26,6}{88,7} = 0,3 \leq 1$$

6.5.10 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.5.10.1 Nachweis der Mindestbewehrung

Um ein abruptes Versagen auszuschließen, muss die Risskraft nach dem Aufreißen des Querschnittes aufgenommen werden können. Für das Deckensystem wird ein Stahlfaserbeton vorausgesetzt, der nach dem Reißen mindestens seine Biegespannung halten kann, um so eine Rotation unter Gleichbleiben der aufnehmbaren Momente sicherzustellen. Dies entspricht der Forderung eines duktilen Bauteilversagens. Des Weiteren werden die Momente im statisch unbestimmten Zweifeldsystem umgelagert, was ebenfalls zu einem duktilen Versagensverhalten führt.

Das auftretende Rissmoment berechnet sich nach Gleichung (6.18):

$$M_{\text{cr}} = f_{\text{ctm}} \cdot W_y$$

Um das Rissmoment zu bestimmen, muss das Widerstandsmoment des ungerissenen Verbundquerschnittes bestimmt werden. Die Ermittlung erfolgt nach Gleichung (6.22) und (6.24).

Reduktionszahl:

$$n = \frac{E_a}{E_{\text{cm}}} = \frac{210000}{28300} = 7,42$$

Schwerpunktlage des Verbundquerschnittes:

$$\begin{aligned} x &= \frac{b_{\text{AB}} \cdot \frac{h_{\text{AB}}^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h_t - \frac{h_p}{2} \right) + n \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_{\text{AB}} + b_m \cdot h_p + n \cdot A_p} \\ x &= \frac{100 \cdot \frac{12,9^2}{2} + 84 \cdot 5,1 \cdot \left(18 - \frac{5,1}{2} \right) + 7,42 \cdot 18 \cdot 16,36}{100 \cdot 12,9 + 84 \cdot 5,1 + 7,42 \cdot 18} = \underline{\underline{9,25 \text{ cm}}} \end{aligned}$$

Trägheitsmoment des ungerissenen Verbundquerschnittes:

$$I_{c,u} = \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}}{n} \cdot \left(x - \frac{h_{AB}}{2}\right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n} + \frac{b_m \cdot h_p}{n} \cdot \left(h_t - x - \frac{h_p}{2}\right)^2 + A_p \cdot (d_p - x)^2 + I_p$$
$$I_{c,u} = \frac{100 \cdot 12,9^3}{12 \cdot 7,42} + \frac{100 \cdot 12,9}{7,42} \cdot \left(9,25 - \frac{12,9}{2}\right)^2 + \frac{84 \cdot 5,1^3}{12 \cdot 7,42} + \frac{84 \cdot 5,1}{7,42} \cdot \left(18 - 9,25 - \frac{5,1}{2}\right)^2 + 18 \cdot (16,36 - 9,25)^2 + 71,4$$
$$I_{c,u} = 7098,10 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

Da das Flächenträgheitsmoment noch auf den Stahlquerschnitt bezogen ist, muss dieses noch auf den Betonquerschnitt umgerechnet werden:

$$I_{c,u} = I_{c,u} \cdot n = 7098,10 \cdot 7,42 = 52668 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

Damit lässt sich das Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnittes berechnen:

$$W_{c,o} = \frac{I_{c,u}}{x} = \frac{52668}{9,25} = 5694 \frac{\text{cm}^3}{\text{m}}$$

Das Rissmoment errechnet sich zu:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_y = 0,29 \cdot 5694 = 16,51 \text{ kNm/m}$$

Für die Berechnung des aufnehmbaren Rissmomentes wird für den Stahlfaserbeton entsprechend *DBV 2001* der charakteristische Wert der äquivalenten Zugfestigkeit angesetzt. Die Stützmomententragfähigkeit berechnet sich unter Ansatz von $f_{eq,ctk}$ nach Kapitel 5.2 zu $M_{Rk,S} = -23,13 \text{ kNm/m}$.

Somit kann das Rissmoment im Stützbereich vom Stahlfaserbeton alleine aufgenommen werden:

$$\frac{M_{cr}}{M_{Rk,S}} = \frac{-16,51}{-23,13} = 0,71 \leq 1,0$$

6.5.10.2 Begrenzung der Spannungen

Begrenzung der Betondruckspannungen:

Die Betondruckspannungen sind nach DIN 1045-1, 11.1.2 (2) wie folgt zu begrenzen:

$$\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} = 0,45 \cdot 30 = 13,50 \text{ N/mm}^2$$

Die vorhandene Betonspannung wird mit der quasi-ständigen Einwirkungskombination ermittelt:

$$\sigma_{\text{Ed,perm}} = \frac{M_{\text{Ed,S,perm}}}{W} = \frac{-13,13 \cdot 10^2}{5694}$$
$$\sigma_{\text{Ed,perm}} = 2,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 0,45 \cdot f_{\text{ck}} = 13,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Begrenzung der Betonzugspannungen:

Das Bemessungsmoment im Stützbereich infolge der seltenen Einwirkungskombination ist maßgebend zur Ermittlung der Spannungen:

$$M_{\text{Ed,S,rare}} = -17,72 \text{ kNm/m}$$

Das Rissmoment des Betons $M_{\text{cr}} = -16,51 \text{ kNm/m}$ ist kleiner als das Moment infolge der seltenen Einwirkungskombination $M_{\text{Ed,S,rare}}$. Damit ist der Stahlfaserbeton rechnerisch im gerissenen Zustand. Die auftretenden Zugspannungen sind wie folgt zu begrenzen (siehe auch Tab. 6-4):

$$\sigma_{\text{c}} \leq 0,8 \cdot f_{\text{eqk,i}}$$

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird Verformungsbereich I zugrunde gelegt. Die äquivalente Biegezugfestigkeit $f_{\text{eqk,I}}$ wird nach *DBV 2001*, Gleichung 12.20 aus der äquivalenten Zugfestigkeit $f_{\text{eq,ctk,I}}$ ermittelt:

$$f_{\text{eqk,I}} = \frac{f_{\text{eq,ctk,I}}}{0,45} = \frac{1,40}{0,45} = 3,11 \text{ N/mm}^2$$

Die einzuhaltende Biegezugspannung für den gerissenen Stahlfaserbeton berechnet sich damit zu:

$$\sigma_{\text{c}} \leq 0,8 \cdot f_{\text{eqk,i}} = 0,8 \cdot 3,11 = 2,49 \text{ N/mm}^2$$

Die vorhandene Biegezugspannung beträgt:

$$\sigma_{\text{Ed,rare}} = \frac{M_{\text{Ed,S,rare}}}{W} = \frac{17,72 \cdot 10^2}{5694} = 3,11 \text{ N/mm}^2$$

In der seltenen Lastkombination werden 100 % der äquivalenten Biegezugfestigkeit des gerissenen Stahlfaserbetons ausgenutzt. Eine Begrenzung auf 80 % ist nicht eingehalten. Um dies zu erreichen, muss im Verformungsbereich 1 die Faserbetonklasse auf 1,8 erhöht werden:

$$f_{\text{eqk,I}} = \frac{f_{\text{eq,ctk,I}}}{0,45} = \frac{1,80}{0,45} = 4,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{c}} = 3,11 \leq 0,8 \cdot f_{\text{eqk,i}} = 0,8 \cdot 4,00 = 3,20 \text{ N/mm}^2$$

6.5.10.3 Nachweis der Rissweite

Für eine Begrenzung der Rissweite auf 0,4 mm wurden Biegeschlankheitskriterien in einer Parameterstudie erstellt (Kapitel 6.3.3). Die Deckenstärke der vorliegenden Decke wurde zu Beginn des Beispiels entsprechend der Biegeschlankheitskriterien gewählt. Eine Begrenzung der Rissweite auf 0,4 mm ist damit eingehalten.

6.5.10.4 Begrenzung der Verformungen

Für eine Verformungsberechnung von Verbunddecken können die Regelungen von *DIN 18800-5 2007* angewendet werden (siehe Kapitel 6.3.4). Es wird mit einer effektiven Biegesteifigkeit gearbeitet, die sich aus dem Mittelwert des gerissenen und des ungerissenen Querschnittes berechnet. Für die Berechnung wird ein fiktiver Verbundquerschnitt angesetzt. Die Betonanteile werden über Reduktionszahlen auf einen Stahlquerschnitt umgerechnet. Aus den Herstellerinformationen (*Superholorib 2007*) wird ersichtlich, dass der Endschlupf sich nicht maßgeblich auf die Durchbiegung auswirkt.

Für die Ermittlung der Endkriechzahl wird eine relative Luftfeuchte von $RH = 50 \%$ (Innenbauteil) angenommen. Der Belastungsbeginn wird zu $t_0 = 28 \text{ d}$ festgesetzt. Da der Betonquerschnitt aufgrund des Verbundbleches auf der Unterseite nicht austrocknen kann, ergibt sich die mittlere Dicke h_0 zu:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 100 \cdot (18 - 5,1)}{100} = 25,8 \text{ cm}$$

Für einen C30/37 und die Zementfestigkeitsklasse 42,5N ergibt sich nach *DIN 1045-1 2008*, Bild 18 eine Endkriechzahl von:

$$\varphi_t = 2,27$$

Der Einfluss des Kriechens wird nach *DIN 18800-5 2007*, Element (822) näherungsweise über die Reduktionszahl n_L berücksichtigt.

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi_t)$$

Für zeitlich konstante Einwirkungen beträgt die Kriechzahl vereinfacht:

$$\psi_P = 1,10$$

Berechnung der Reduktionszahlen:

Für Kurzzeit- und Dauerlasten zum Zeitpunkt $t = 0$:

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{28300} = 7,42$$

Für zeitlich konstante Einwirkungen zum Zeitpunkt $t = \infty$:

$$n_P = 7,42 \cdot (1 + 1,10 \cdot 2,27) = 25,95$$

Berechnung der Querschnittswerte zum Zeitpunkt $t = 0$ ($n_0 = 7,42$):

Ungerissener Querschnitt:

$$x_u = \frac{b_{AB} \cdot \frac{h_{AB}^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h_t - \frac{h_p}{2} \right) + n_0 \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_{AB} + b_m \cdot h_p + n_0 \cdot A_p}$$

$$x_u = \frac{100 \cdot \frac{12,9^2}{2} + 84 \cdot 5,1 \cdot \left(18 - \frac{5,1}{2} \right) + 7,42 \cdot 18 \cdot 16,36}{100 \cdot 12,9 + 84 \cdot 5,1 + 7,42 \cdot 18} = \underline{9,25 \text{ cm}}$$

$$I_{c,u} = \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}^3}{12 \cdot n_0} + \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}}{n_0} \cdot \left(x_u - \frac{h_{AB}}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n_0} + \frac{b_m \cdot h_p}{n_0} \cdot \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$$I_{c,u} = \frac{100 \cdot 12,9^3}{12 \cdot 7,42} + \frac{100 \cdot 12,9}{7,42} \cdot \left(9,25 - \frac{12,9}{2} \right)^2 + \frac{84 \cdot 5,1^3}{12 \cdot 7,42} + \frac{84 \cdot 5,1}{7,42} \cdot \left(18 - 9,25 - \frac{5,1}{2} \right)^2 + 18 \cdot (16,36 - 9,25)^2 + 71,4 = \underline{7.098,10 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}}$$

Gerissener Querschnitt:

$$x_c = \frac{n_0 \cdot A_p}{b_{AB}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{AB} \cdot d_p}{n_0 \cdot A_p}} - 1 \right) = \frac{7,42 \cdot 18}{100} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16,36}{7,42 \cdot 18}} - 1 \right) = \underline{5,41 \text{ cm}}$$

$$I_{c,c} = \frac{b_{AB} \cdot x_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{AB} \cdot x_c}{n} \cdot \left(\frac{x_c}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$$

$$I_{c,c} = \frac{100 \cdot 5,41^3}{12 \cdot 7,42} + \frac{100 \cdot 5,41}{7,42} \cdot \left(\frac{5,41}{2} \right)^2 + 18 \cdot (16,36 - 5,41)^2 + 71,4 = \underline{2.940,97 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}}$$

Effektive Biegesteifigkeit:

$$(EI)_0 = \frac{E_a \cdot I_{c,u} + E_a \cdot I_{c,c}}{2} = \frac{21000 \cdot (7098,10 + 2940,97)}{2} = \underline{105.410.235 \frac{\text{kNcm}^2}{\text{m}}}$$

Berechnung der Querschnittswerte für zeitlich konstante Einwirkungen ($n_p = 25,95$):

Ungerissener Querschnitt:

$$x_u = \frac{b_{AB} \cdot \frac{h_{AB}^2}{2} + b_m \cdot h_p \cdot \left(h_t - \frac{h_p}{2} \right) + n_p \cdot A_p \cdot d_p}{b \cdot h_{AB} + b_m \cdot h_p + n_p \cdot A_p}$$
$$x_u = \frac{100 \cdot \frac{12,9^2}{2} + 84 \cdot 5,1 \cdot \left(18 - \frac{5,1}{2} \right) + 25,95 \cdot 18 \cdot 16,36}{100 \cdot 12,9 + 84 \cdot 5,1 + 25,95 \cdot 18} = \underline{10,33 \text{ cm}}$$

$$I_{c,u} = \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}^3}{12 \cdot n_p} + \frac{b_{AB} \cdot h_{AB}}{n_p} \cdot \left(x_u - \frac{h_{AB}}{2} \right)^2 + \frac{b_m \cdot h_p^3}{12 \cdot n_p} + \frac{b_m \cdot h_p}{n_p} \cdot \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_u)^2 + I_p$$
$$I_{c,u} = \frac{100 \cdot 12,9^3}{12 \cdot 25,95} + \frac{100 \cdot 12,9}{25,95} \cdot \left(10,33 - \frac{12,9}{2} \right)^2 + \frac{84 \cdot 5,1^3}{12 \cdot 25,95} + \frac{84 \cdot 5,1}{25,95} \cdot \left(18 - 10,33 - \frac{5,1}{2} \right)^2 + 18 \cdot (16,36 - 10,33)^2 + 71,4 = \underline{2.632,18 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}}$$

Gerissener Querschnitt:

$$x_c = \frac{n_p \cdot A_p}{b_{AB}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{AB} \cdot d_p}{n_p \cdot A_p}} - 1 \right) = \frac{25,95 \cdot 18}{100} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 16,36}{25,95 \cdot 18}} - 1 \right) = \underline{8,55 \text{ cm}}$$
$$I_{c,c} = \frac{b_{AB} \cdot x_c^3}{12 \cdot n_p} + \frac{b_{AB} \cdot x_c}{n_p} \cdot \left(\frac{x_c}{2} \right)^2 + A_p \cdot (d_p - x_c)^2 + I_p$$
$$I_{c,c} = \frac{100 \cdot 8,55^3}{12 \cdot 25,95} + \frac{100 \cdot 8,55}{25,95} \cdot \left(\frac{8,55}{2} \right)^2 + 18 \cdot (16,36 - 8,55)^2 + 71,4 = \underline{1.972,19 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}}$$

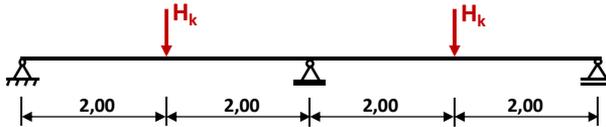
Effektive Biegesteifigkeit:

$$(EI)_P = \frac{E_a \cdot I_{c,u} + E_a \cdot I_{c,c}}{2} = \frac{21000 \cdot (2632,18 + 1972,19)}{2} = \underline{48.345.885 \frac{\text{kNcm}^2}{\text{m}}}$$

Ermittlung der Durchbiegungen:

Nach der Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeiten können die einzelnen Durchbiegungsanteile mit Hilfe von Tafelwerken bestimmt werden. Die Biegesteifigkeit wird dabei über die Trägerlänge konstant angesetzt.

- Verformung durch Entfernen der Hilfsstützen:



$$H_k = 1,143 \cdot (g_{p,k} + g_{c,k}) \cdot 2,00 = 1,143 \cdot (0,147 + 4,30) \cdot 2,00 = 10,17 \text{ kN/m}$$

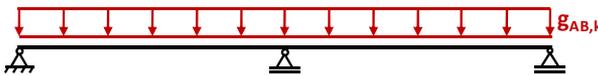
Zum Zeitpunkt $t = 0$:

$$f_{H,t=0} = \frac{H_k \cdot L^3}{107,3 \cdot (EI)_0} = \frac{10,17 \cdot 400^3}{107,3 \cdot 105410235} = 0,058 \text{ cm} = 0,58 \text{ mm}$$

Zum Zeitpunkt $t = \infty$

$$f_{H,t=\infty} = \frac{H_k \cdot L^3}{107,3 \cdot (EI)_p} = \frac{10,17 \cdot 400^3}{107,3 \cdot 48345885} = 0,126 \text{ cm} = 1,26 \text{ mm}$$

- Verformung aus Ausbaulasten:



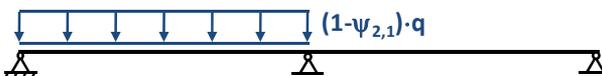
Zum Zeitpunkt $t = 0$:

$$f_{AB,t=0} = \frac{g_{AB,k} \cdot L^4}{184,6 \cdot (EI)_0} = \frac{1,50 \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{184,6 \cdot 105410235} = 0,020 \text{ cm} = 0,20 \text{ mm}$$

Zum Zeitpunkt $t = \infty$:

$$f_{AB,t=\infty} = \frac{g_{AB,k} \cdot L^4}{184,6 \cdot (EI)_p} = \frac{1,50 \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{184,6 \cdot 48345885} = 0,043 \text{ cm} = 0,43 \text{ mm}$$

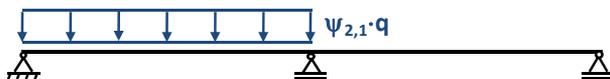
- Verformung aus kurzzeitigem Verkehrslastanteil:



$$f_{\Delta q,t=0} = 0,0092 \cdot \frac{\psi_{2,1} \cdot (q_k + q_{TW,k}) \cdot L^4}{(EI)_0} = 0,0092 \cdot \frac{(1-0,3) \cdot (2,00 + 1,50) \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{105410235}$$

$$f_{\Delta q,t=0} = 0,055 \text{ cm} = 0,55 \text{ mm}$$

- Verformung aus quasi-ständigem Verkehrslastanteil:



Zum Zeitpunkt $t = 0$:

$$f_{q,t=0} = 0,0092 \cdot \frac{\Psi_{2,1} \cdot (q_k + q_{TW,k}) \cdot L^4}{(EI)_0} = 0,0092 \cdot \frac{0,3 \cdot (2,00 + 1,50) \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{105410235}$$

$$f_{q,t=0} = 0,023 \text{ cm} = 0,23 \text{ mm}$$

Zum Zeitpunkt $t = \infty$:

$$f_{q,t=\infty} = 0,0092 \cdot \frac{\Psi_{2,1} \cdot (q_k + q_{TW,k}) \cdot L^4}{(EI)_P} = 0,0092 \cdot \frac{0,3 \cdot (2,00 + 1,50) \cdot 10^{-2} \cdot 400^4}{48345885}$$

$$f_{q,t=\infty} = 0,051 \text{ cm} = 0,51 \text{ mm}$$

- Kriechanteil unter Dauerlast:

$$f_k = (f_{H,t=\infty} + f_{AB,t=\infty} + f_{q,t=\infty}) - (f_{H,t=0} + f_{AB,t=0}) = (1,26 + 0,43 + 0,51) - (0,58 + 0,20 + 0,23)$$

$$f_k = 1,19 \text{ mm}$$

- Maximale Durchbiegung:

$$f_{\text{ges}} = f_{H,t=0} + f_{AB,t=0} + f_{q,t=0} + f_{\Delta q} + f_k = 0,58 + 0,20 + 0,23 + 0,55 + 1,19$$

$$f_{\text{ges}} = 2,75 \text{ mm} \leq \frac{L}{500} = 8,00 \text{ mm}$$

6.5.10.5 Nachweis des Schwingungsverhaltens

Für den Nachweis des Schwingungsverhaltens werden die in Kapitel 6.3.5 vorgestellten Verfahren angewendet. In einem ersten Schritt wird die Eigenfrequenz des Deckensystems ermittelt, um so erste Aussagen über die Schwingungsanfälligkeit machen zu können. In einem zweiten Schritt wird das in *HIVOSS 2008* beschriebene Verfahren angewendet und überprüft, ob die dort vorgeschlagenen OS-RMS₉₀-Werte für die geplante Gebäudenutzungs-kategorie eingehalten sind.

Für die Bestimmung der Eigenfrequenz werden die Biegesteifigkeit und die Masseverteilung entlang der Decke konstant angenommen. Die sich einstellenden Eigenformen sind stark abhängig von der Lagerungsart des Systems. Im vorliegenden Fall wird angenommen, dass die Verbunddecke auf Mauerwerk aufgelagert ist. Die Enden seien drehbar gelagert. Am Innenaufleger läuft die Decke über dem Auflager durch. In Abb. 6-20 sind für diesen Lagerungsfall die erste und

zweite Eigenform dargestellt. Für die Charakterisierung des Schwingungsverhaltens wird die erste Eigenform maßgebend.

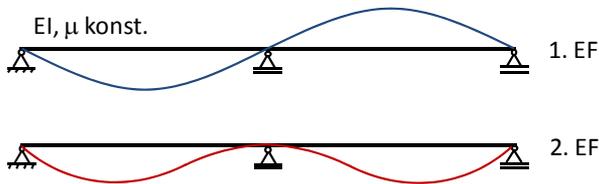


Abb. 6-20: Erste und zweite Eigenform bei starrer Auflagerung (Mauerwerk)

Im üblichen Verbundbau erfolgt die Auflagerung der Decken auf weit gespannten Unterzügen. In diesem Fall liegt eine biegeweiche Auflagerung vor, da sich die Unterzüge per se auch durchbiegen und durch Schwingungen angeregt werden. Die sich einstellende Schwingungsform ist in Abb. 6-21 dargestellt. Für diesen Fall kann die Eigenfrequenz des Gesamtsystems mit Ansätzen für orthotrope Platten bestimmt werden (siehe *HIVOSS 2008*).

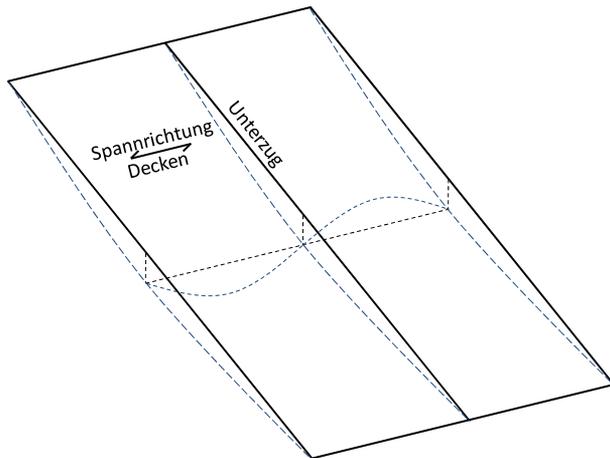


Abb. 6-21: Schwingungsform bei biegeweicher Auflagerung

Für die im Beispiel vorliegende Decke wird in einem ersten Schritt die Eigenfrequenz über den Ansatz für biegesteife Stäbe und Stabwerke nach Gleichung (6.28) abgeschätzt. Für die Bestimmung der Masseverteilung werden die Eigenlast, die Ausbaulast und der quasiständige Anteil der Verkehrslast angesetzt.

$$p = g_{p,k} + g_{c,k} + g_{AB,k} + \psi_{2,1} \cdot (q_k + q_{TW,k}) = 5,95 + 0,3 \cdot 3,50 = \underline{7,00 \text{ kN/m}}$$

Massebelegung:

$$\mu = \frac{p \cdot 1000}{g} = \frac{7 \cdot 1000}{9,81} = 713,56 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Damit berechnet sich die Eigenfrequenz zu:

$$f_e = \frac{\lambda^2}{2\pi \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_0}{\mu}} = \frac{\lambda^2}{2\pi \cdot 4^2} \cdot \sqrt{\frac{21000 \cdot 7098,10 \cdot 10^{-4}}{713,56 \cdot 10^{-3}}}$$

Nach Tab. 6-6 ergibt sich für den Eigenfrequenzkoeffizienten ein Wert von $\lambda_1 = \pi$.

$$f_e = \frac{\pi^2}{2\pi \cdot 4^2} \cdot \sqrt{\frac{21000 \cdot 7098,10 \cdot 10^{-4}}{713,56 \cdot 10^{-3}}} = 14,19 \text{ Hz}$$

Alternativ wird die Eigenfrequenz über den Eigengewichtsansatz (6.29) ermittelt. Die maximale Durchbiegung berechnet sich zu:

$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot 7,00 \cdot 10^{-3} \cdot 4,00^4}{384 \cdot 210000 \cdot 7098,1 \cdot 10^{-8}} = 1,565 \text{ mm}$$

$$f_e = \frac{18}{\sqrt{\delta_{\max}}} = \frac{18}{\sqrt{1,565}} = 14,39 \text{ Hz}$$

Die Eigenfrequenzen der beiden Ansätze liegen dicht beieinander. Die erste Eigenfrequenz liegt mit etwa 14 Hz weit oberhalb der in Tab. 6-5 angegebenen Grenzwerte. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Decke nicht schwingungsanfällig ist.

Im zweiten Schritt wird der OS-RMS₉₀-Wert bestimmt. Dazu müssen noch die modale Masse und die Gesamtdämpfung des Systems ermittelt werden. Die modale Masse berechnet sich nach Tab. 6-6 zu:

$$M_{\text{mod}} = 0,5 \cdot \mu \cdot L = 0,5 \cdot 713,56 \cdot 4 = 1.427,12 \text{ kg}$$

Für die Berechnung der Dämpfung wird angenommen, dass es sich um eine Stahlverbunddecke im Wohnungsbau mit abgehängter Decke handelt. Die Gesamtdämpfung des Systems berechnet sich damit nach Tab. 6-7 zu:

$$D = D_1 + D_2 + D_3 = 1 + 1 + 1 = 3 \%$$

Mit den berechneten Parametern kann die Decke mit dem Diagramm für eine Dämpfung von 3 % (Abb. 6-22) bewertet werden. Der erwartete OS-RMS₉₀ Wert beträgt in etwa 1,8 mm/s.

Die Decke kann in die Klasse D eingestuft werden. Nach Abb. 6-14 wird Klasse D für Wohnbebauung als brauchbar bewertet. Damit ist der empfohlene Schwingungskomfort der Decke gewährleistet.

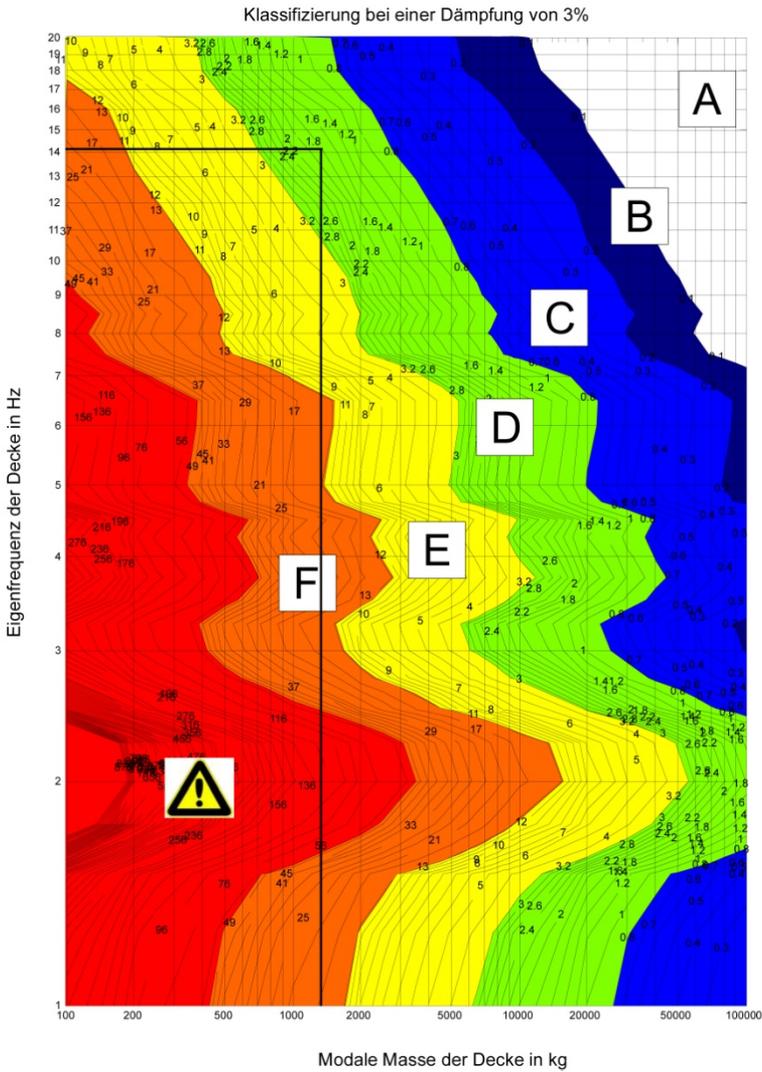


Abb. 6-22: OS-RMS90-Diagramm für eine Dämpfung von 3 % (aus *HIVOSS 2008*)

6.6 Rechenbeispiel zum Bemessungsmodell II – Nachweisverfahren Plastisch-Plastisch nach Kapitel 6.2

6.6.1 Allgemeines

Das folgende Rechenbeispiel zeigt die Berechnung einer über zwei Felder durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecke eines Bürobaus unter Anwendung des in Kapitel 6.2 vorgestellten Bemessungsmodells II (Verfahren PP). Als Verbundblech wird ein HODY-Blech mit einer Blechdicke von 0,75 mm verwendet, das über dem Auflager durchläuft. Die technischen Daten des Profilbleches können *Hody 2009* entnommen werden.

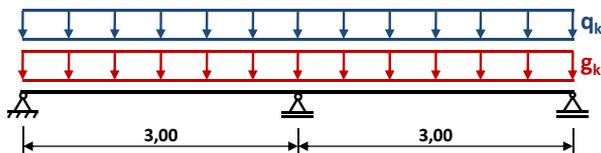


Abb. 6-23: Statisches System

6.6.2 System und Belastung

Vor der Anwendung von Bemessungsmodell II muss überprüft werden, ob die Voraussetzungen dazu erfüllt sind (Kapitel 6.2.3).

- Stahlfaserbeton mit einem Tragverhalten nach Abb. 4-48?
- Mindestens Faserbetonklasse F1.0?
- Stützweite ≤ 3 m?
- Keine allzu großen Unterschiede in den Feldlängen?
- Keine großen Öffnungen in der Decke?

Danach können das System und der Querschnitt festgelegt werden (Kapitel 6.2.2). Die erforderliche Querschnittshöhe wird über die in Gleichung (6.19) hergeleiteten Biegeschlankheitskriterien abgeschätzt. Dazu wird angenommen, dass ein Stahlfaserbeton der Faserbetonklasse F1.8 eingesetzt wird. Die erforderliche Deckenstärke berechnet sich zu

$$h_{\text{erf}} = 9,47 \cdot L - 24,08 = 9,47 \cdot 3,00 - 24,08 = 4,33 \text{ cm} \geq \underline{8 \text{ cm}}$$

Des Weiteren kann die erforderliche Stärke nach Gleichung (6.2) festgelegt werden:

$$h_{\text{erf}} \geq 8 \text{ cm} + \frac{L [\text{cm}]}{60} = 8 + \frac{300}{60} = 13 \text{ cm}$$

Die Deckenstärke wird zu 16 cm gewählt. In Abb. 6-24 ist der gewählte Querschnitt dargestellt.

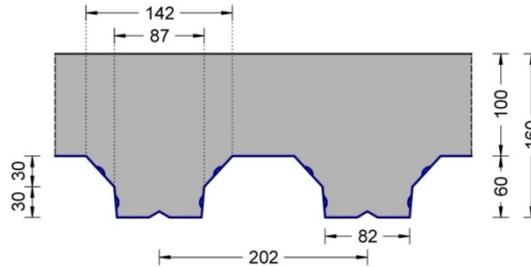


Abb. 6-24: Querschnitt - Hody Decke

6.6.3 Werkstoffe

Profilblech

Bezeichnung	HODY SB60 , $t_p = 0,75$ mm
Charakteristischer Wert der Streckgrenze	$f_{yp,k} = 320$ N/mm ²
Bemessungswert der Verbundfestigkeit (ohne Berücksichtigung der Reibung am Auflager)	$\tau_{u,Rd} = 0,014$ kN/cm ²
Teilsicherheitsbeiwert des Profiltafelstahls	$\gamma_{ap} = 1,10$
Querschnittsfläche	$A_p = 9,40$ cm ² /m
elastische Nulllinie ab OK Blech	$e_o = 31,43$ mm
elastische Nulllinie ab UK Blech	$e_u = 28,57$ mm

Stahlfaserbeton

Betonfestigkeitsklasse	C20/25
Faserbetonklasse	F1.8/1.8
Teilsicherheitsbeiwert Druckbereich	$\gamma_c = 1,50$
Teilsicherheitsbeiwert Zugbereich (gerissen)	$\gamma_{ct}^f = 1,25$
Dauerstandbeiwert Druckbereich	$\alpha_{cc} = 0,85$
Dauerstandbeiwert Zugbereich	$\alpha_{ct} = 0,85$
Abminderungsfaktor	$k_c = 0,80$
(zur Nutzung eines Spannungsblock im Druckbereich)	
Maßstabsfaktor nach Gleichung (3.11)	$\alpha_{sys} = 0,63 \cdot \left(1 + e^{\frac{-h}{300}}\right)$ $= 0,63 \cdot \left(1 + e^{\frac{-160}{300}}\right) = 0,9996$
Flächenhaftes Bauteil	$\kappa_v = 1,0$ (siehe <i>DBV 2001</i> , (5.2))

Charakteristischer Wert der äquivalenten Zugfestigkeiten (Verformungsbereich I u. II)

$$f_{eq,ctk,i} = \kappa_v \cdot f_{eq,ctm,i}$$

$$f_{eq,ctk,I} = 1,0 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{eq,ctk,II} = 1,0 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der äquivalenten Zugfestigkeiten (Verformungsbereich I u. II)

$$f_{\text{eq,ctd,i}} = \frac{f_{\text{eq,ctk,i}} \cdot \alpha_{\text{ct}} \cdot \alpha_{\text{sys}}}{\gamma_{\text{ct}}} \quad (\text{siehe auch Abb. 3-10})$$

$$f_{\text{eq,ctd,I}} = \frac{1,8 \cdot 0,85 \cdot 0,9996}{1,25} = 1,22 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{eq,ctd,II}} = \frac{1,8 \cdot 0,85 \cdot 0,9996}{1,25} = 1,22 \text{ N/mm}^2$$

Charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{\text{ck}} = 20 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{\text{cd}} = \frac{f_{\text{ck}} \cdot \alpha_{\text{cc}} \cdot k_{\text{c}}}{\gamma_{\text{c}}} = \frac{20 \cdot 0,85 \cdot 0,80}{1,50}$$

$$f_{\text{cd}} = 9,07 \text{ N/mm}^2$$

6.6.4 Einwirkungen

▪ Ständige Lasten:

Eigenlast Verbundblech $g_{p,k} = 0,087 \text{ kN/m}^2$ (aus *Hody 2009*)

Eigenlast Aufbeton $g_{c,k} = 0,16 \cdot 25 - (0,5 \cdot (0,142 + 0,087) \cdot 0,03 + 0,5 \cdot (0,087 + 0,082) \cdot 0,03) \cdot 25 \cdot 1/0,202$
 $= 3,26 \text{ kN/m}^2$

Ausbaulast $g_{AB,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$

▪ Veränderliche Lasten:

Nutzlast $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (DIN 1055-3, Tab.1 - Büroräume)

Trennwandzuschlag $q_{TW,k} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ (DIN 1055-3, Abschnitt 4 (4))

▪ Bemessungslasten:

nur ständige Lasten $g_d = \gamma_G \cdot \Sigma g$
 $= 1,35 \cdot (0,087 + 3,26 + 1,50) = 6,54 \text{ kN/m}^2$

nur veränderliche Lasten $q_d = \gamma_Q \cdot \Sigma q$
 $= 1,50 \cdot (2,00 + 1,50) = 5,25 \text{ kN/m}^2$

ständig + veränderlich $(g+q)_d = 6,54 + 5,25 = 11,79 \text{ kN/m}^2$

6.6.5 Schnittgrößenermittlung nach der Fließgelenktheorie

Aufgrund des nur niedrig realisierbaren äquivalenten Stützbewehrungsgrades von rein stahlfaserbewehrten Verbunddecken wird sich das erste Fließgelenk im Regelfall immer über der Stütze einstellen. Die Stützmomenten Tragfähigkeit kann entsprechend der in Kapitel 5.2 beschriebenen Regelungen berechnet werden und ist so als Eingangsparameter für die Berechnung der Schnittgrößen nach der Fließgelenktheorie bekannt. Die Traglast nach der Fließgelenktheorie kann

entsprechend der in Kapitel 6.2.4 dargestellten Regelungen ermittelt werden. Die Lage des Fließgelenkes im Feldbereich ist nur bei vollständiger Verdübelung, also bei reinem Biegeversagen bekannt. Im Falle von teilweiser Verdübelung stellt sich das Fließgelenk an der Stelle des kritischen Schnittes der Teilverbundkurve ein. Dabei kann die genaue oder die vereinfachte Teilverbundkurve (Interpolation) angewendet werden. In Abb. 6-3 und Abb. 6-4 ist die Vorgehensweise dabei in Form von Flussdiagrammen dargestellt.

Im Rahmen dieses Beispiels erfolgt die Ermittlung der Traglast mithilfe der vereinfachten Teilverbundkurve (vgl. Abb. 6-4).

Ausgangswert für die Berechnung der Traglast nach der Fließgelenktheorie ist die Stützmomenten Tragfähigkeit. Diese kann entsprechend Kapitel 5.2 berechnet werden oder aus Tabellen (Tab. 9-6) oder Diagrammen (Abb. 9-99) abgelesen werden. Für die in diesem Beispiel vorliegende Hody-Decke (C20/25, F1.8, $h = 160$ mm, Blech berücksichtigt, da durchlaufend) berechnet sich der Bemessungswert der Stützmomenten Tragfähigkeit zu $M_{pl,Rd,S} = -16,40$ kNm/m.

In einem nächsten Schritt können die Feldmomenten Tragfähigkeiten für volle Verdübelung und ohne Verbund aus Tab. 9-10 abgelesen werden (HODY-Decke, $t = 0,75$ mm, C20/25, F1.8, $h = 160$ mm).

Es ergeben sich folgende Werte:

$$\text{Ohne Verbund: } M_{pl,Rd,\eta=0} = 15,64 \text{ kNm/m} = M_{pa,Rd}$$

$$\text{Voller Verbund: } M_{pl,Rd,\eta=1} = 37,47 \text{ kNm/m}$$

Vollplastische Zugkraft im Blech:

$$N_{pl,p} = A_p \cdot f_{yp,d} = 9,40 \cdot \frac{32}{1,10} = 273,46 \text{ kN/m}$$

Verbundfestigkeit des Bleches aus Zulassung (*Hody 2009*):

$$\tau_{u,Rd} = 0,014 \text{ kN/cm}^2 = 140 \text{ kN/m}^2 \text{ (ohne Berücksichtigung d. Reibung am Auflager)}$$

Für die Berechnung des Reibungsanteiles wird entsprechend *Hody 2009* ein Reibbeiwert von $\mu = 0,5$ angesetzt. Für die Bestimmung der Auflagerkraft wird die Traglast zum Erreichen des Biegeversagens q_B entsprechend Abb. 6-4 ermittelt.

$$q_B = \frac{4}{L^2} \cdot \left[M_{pl,Rd,F} - \frac{M_{pl,Rd,S}}{2} + \sqrt{M_{pl,Rd,F}^2 - M_{pl,Rd,F} \cdot M_{pl,Rd,S}} \right]$$
$$q_B = \frac{4}{3^2} \cdot \left[37,47 - \frac{(-16,40)}{2} + \sqrt{37,47^2 - 37,47 \cdot (-16,40)} \right] = 40,27 \text{ kN/m}$$

Die zugehörige Auflagerkraft beträgt:

$$A = 0,375 \cdot q \cdot L = 0,375 \cdot 40,27 \cdot 3 = 45,30 \text{ kN/m}$$

Damit lässt sich der Reibanteil berechnen:

$$v_1 = A \cdot \mu = 45,30 \cdot 0,5 = 22,65 \text{ kN/m}$$

Dies entspricht einem Verdübelungsgrad von:

Bemessungsmodelle für stahlfaserbewehrte durchlaufende Verbunddecken

$$\eta_l = \frac{v_l}{N_{cf}} = \frac{22,65}{273,46} = 0,083$$

oder einer rechnerischen Vorblechlänge von:

$$L_l = \frac{v_l}{b \cdot \tau_{u,Rd}} = \frac{22,65}{1 \cdot 140} = 0,162 \text{ m}$$

Erforderliche Schublänge, um vollständige Verdübelung zu realisieren:

$$L_{Sf}^* = L_{Sf} - L_l = \frac{N_{cf}}{b \cdot \tau_{u,Rd}} - L_l = \frac{273,46}{1 \cdot 140} - 0,162 = 1,79 \text{ m}$$

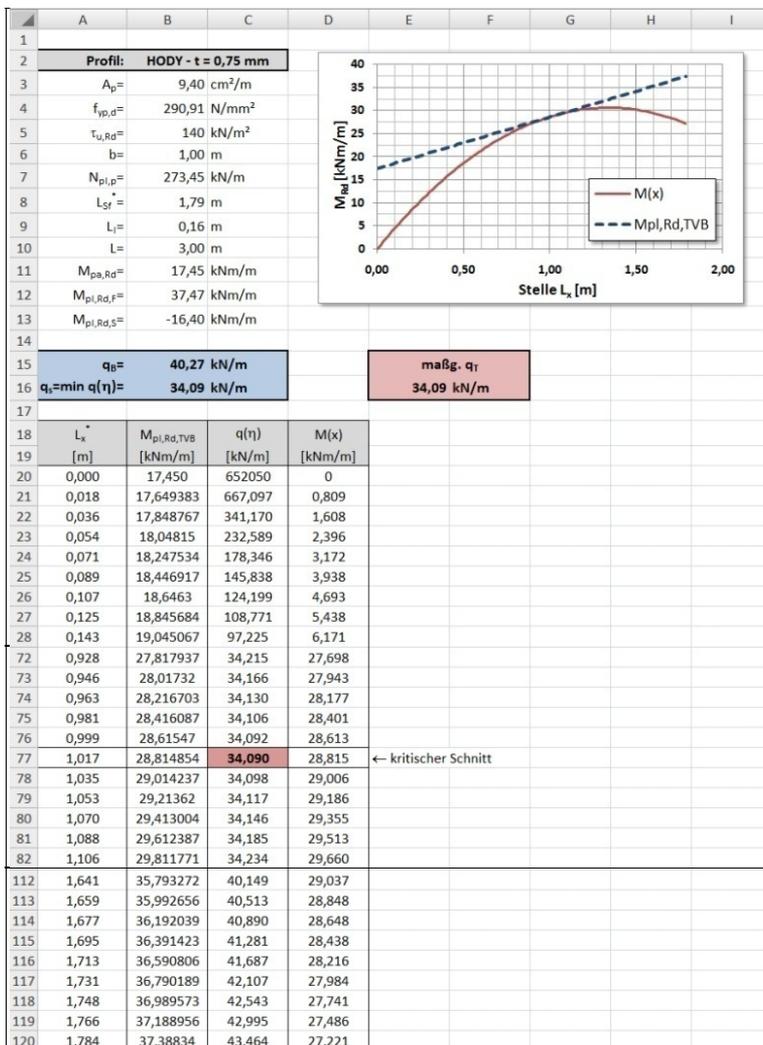


Abb. 6-25: Ermittlung der Traglast mithilfe der vereinfachten Teilverbundkurve unter Verwendung der Tabellenkalkulation Microsoft Excel

Die Teilverbundkurve verschiebt sich auf der Abszisse um den Betrag L_I nach links. Der Wert der Momententragfähigkeit an der Ordinate des Teilverbunddiagramms ändert sich damit zu:

$$M_{pa,Rd} = M_{pl,Rd(\eta=0,08)} = M_{pl,Rd(\eta=0)} + L_I \cdot \frac{M_{pl,Rd(\eta=1)} - M_{pl,Rd(\eta=0)}}{L_{Sf} + L_I} = 15,64 + 0,162 \cdot \frac{37,47 - 15,64}{1,79 + 0,162}$$

$$M_{pa,Rd} = 17,45 \text{ kNm/m}$$

Die Ermittlung der Traglast unter Berücksichtigung der teilweisen Verdübelung nach Abb. 6-4 kann erfolgt unter der Verwendung der Tabellenkalkulation Microsoft Excel (Abb. 6-25). Die maßgebende Traglast ergibt sich aus dem Minimum aus Biegeversagen q_B oder Längsschubversagen q_S .

Für das vorliegende Beispiel wird Längsschubversagen maßgebend. Die maximal aufnehmbare Traglast beträgt:

$$q_T = 34,09 \text{ kN/m}$$

Das zweite Fließgelenk entsteht damit an der Stelle des kritischen Schnittes bei:

$$L_x = 1,02 \text{ m}$$

6.6.6 Nachweis des Faserausfalls an der Stütze

Der Nachweis des Faserausfalls über der Stütze (Kapitel 6.2.5) erfolgt am Ersatz-Einfeldsystem mithilfe der Teilverbundtheorie. Die Stützmomententragfähigkeit wird gänzlich vernachlässigt und eine Reststandsicherheit von mindestens 1,3 ist erforderlich. Im Rahmen der Arbeit wurden Tabellen erstellt, aus denen die maximale Traglast im Falle eines Faserausfalles an der Stütze abgelesen werden kann. Für die hier vorliegende Hody-Decke (C20/25, F1.8, $h = 160 \text{ mm}$, Blech berücksichtigt, da durchlaufend) kann aus Tab. 9-19 eine maximale Traglast von $q_{R,FA} = 27,80 \text{ kN/m}$ abgelesen werden.

Für den Nachweis des Faserausfalls wird zusätzlich ein Querkraftnachweis nach Abb. 2-14 am Einfeld-Verbunddeckensystem ohne Faserwirkung unter Ansatz der Last $q_{R,FA}$ geführt.

- Einwirkende Querkraft bei Faserausfall:
 $V_{Ed,FA} = q_{R,FA} \cdot L/2 = 27,80 \text{ kN/m} \cdot 3,00\text{m}/2 = 41,7 \text{ kN/m}$
- Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung:

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{160\text{mm} - 28,57\text{mm}}} = 2,23 \leq \underline{\underline{2,0}}$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b_0 \cdot d_p} = \frac{9,40\text{cm}^2 / \text{m}}{43,1\text{cm} / \text{m} \cdot 13,14\text{cm}} = \underline{\underline{0,017}} \leq 0,02$$

Damit berechnet sich die Querkrafttragfähigkeit zu:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= \left[0,1 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_0 \cdot d_p \\ &= \left[0,1 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,017 \cdot 20 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2})^{1/3} \right] \cdot 0,43 \frac{\text{m}}{\text{m}} \cdot 0,1314\text{m} = \underline{\underline{36,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} \end{aligned}$$

- Nachweis:

$$V_{Ed,FA} = 41,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{Rd,ct} = 36,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \rightarrow \text{Nachweis nicht erfüllt!}$$

Der Querkraftnachweis wird hier beim Nachweis des Faserausfalles maßgebend. Die zulässige Last $q_{R,FA}$ muss abgemindert werden, sodass der Querkraftnachweis geführt werden kann.

$$\begin{aligned} V_{Ed,FA}^* &= 36,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = \frac{q_{R,FA}^* \cdot L}{2} \\ \Leftrightarrow q_{R,FA}^* &= \frac{2 \cdot V_{Ed,FA}^*}{L} = \frac{2 \cdot 36,61 \text{kN/m}}{3,00\text{m}} = \underline{\underline{24,41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}} \end{aligned}$$

6.6.7 Traglastnachweis

Die maßgebende Traglast ergibt sich als Minimum aus der Berechnung nach der Fließgelenktheorie und des Nachweises des Faserausfalles an der Stütze (Kapitel 6.2.6):

$$\text{maßg. } q_T = \min \left(\begin{array}{c} q_{T,FGT} \\ q_{T,FA} \end{array} \right) = \min \left(\begin{array}{c} 34,09 \\ 24,41 \end{array} \right) = 24,41 \text{ kN/m}$$

Damit kann der eigentliche Traglastnachweis erfolgen. Dabei wird die vorhandene einwirkende Last der Traglast gegenübergestellt:

$$\text{vorh. } q_{Ed} = 11,79 \text{ kN/m} \leq 24,41 \text{ kN/m}$$

Es ist direkt ersichtlich, dass bis zum Erreichen der Traglast nach der Fließgelenktheorie noch enorme Traglastreserven vorhanden sind. In der Regel können die Traglasten nicht erreicht werden, da Gebrauchstauglichkeitsaspekte maßgebend werden.

6.6.8 Ermittlung der plastischen Schnittgrößen

Da der Nachweis des Faserausfalles maßgebend wird, kommt es zu keiner vollständigen Umlagerung der Schnittgrößen. Somit entsteht im Feld kein Fließgelenk. Die Schnittgrößen können entsprechend Kapitel 6.2.7 nach Abb. 6-6 berechnet werden.

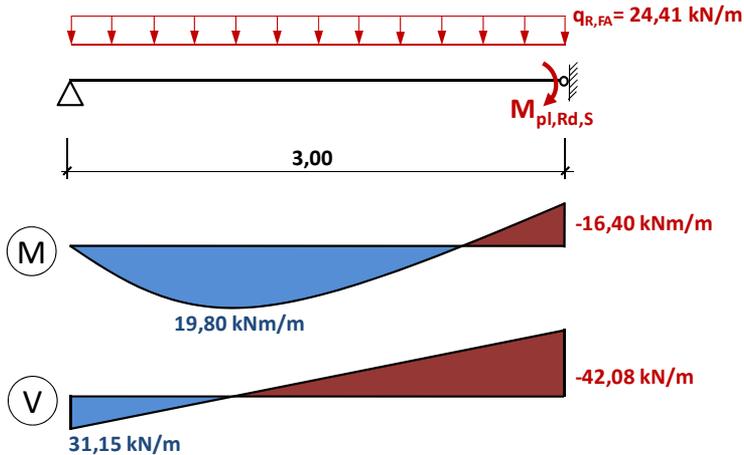


Abb. 6-26: Schnittgrößen

6.6.9 Nachweis der Biegetragfähigkeit

Der Nachweis der Biegetragfähigkeit (Kapitel 6.2.8) erfolgt nach dem Verfahren Plastisch-Plastisch. Die plastisch berechneten Schnittgrößen werden den plastischen Widerstandsgrößen gegenübergestellt.

Im Stütz- und Feldbereich müssen folgende Nachweise eingehalten sein:

$$\text{Stützbereich: } \frac{M_{pl,Ed,S}}{M_{pl,Rd,S}} = \frac{-16,40}{-16,40} = 1 \leq 1$$

$$\text{Feldbereich: } \frac{M_{pl,Ed,F}}{M_{pl,Rd,TVB}} = \frac{19,80}{28,82} = 0,69 \leq 1$$

6.6.10 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Kapitel 6.2.9) werden die plastisch berechneten Querkräfte den Tragfähigkeiten gegenübergestellt. Wie bereits in Kapitel 6.1.5 geschildert, wird nur der Querkrafttraganteil des reinen Stahlfaserbetons angesetzt.

Für eine 16 cm starke Hody-Decke und die Faserbetonklasse F1.8 kann aus Tab. 5-7 folgender Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit abgelesen werden:

$$V_{Rd,c}^f = 75,91 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis erfolgt nach Gleichung (6.17):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}^f} = \frac{42,08}{75,91} = 0,55 \leq 1$$

6.6.11 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit müssen die linear-elastischen Schnittgrößen berechnet werden. Das Vorgehen bei den Nachweisen ist identisch zum Vorgehen bei Rechenbeispiel 1.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten von einachsigt gespannten stahlfaserbewehrten Stahlverbunddecken untersucht. Dabei wird auf eine konventionelle Betonstahlbewehrung gänzlich verzichtet. Durch den Wegfall der Bewehrungsarbeiten können ein enormer Zeitvorteil und somit Kosteneinsparungen erreicht werden.

Nach der Beschreibung des Projektes und der Funktionsweise des Deckensystems (Kapitel 1) wird ein Überblick über Stahlverbunddecken gegeben (Kapitel 2).

Dabei werden die Funktionsweise und die einzelnen Berechnungsverfahren erläutert. Am Ende des Kapitels werden die Anwendung der Fließgelenktheorie und die Berücksichtigung von Stahlfaserbeton bei der Berechnung von durchlaufenden Decken dargestellt.

In Kapitel 3 wird das Material Stahlfaserbeton vorgestellt. Nach einem Überblick über die Vorteile und die Anwendung wird näher auf die Trag- und Wirkungsweise des Materials eingegangen. Dabei wird auch die Behandlung von Stahlfaserbeton in den derzeit vorhandenen Bemessungsgrundlagen DBV-Merkblatt (*DBV 2001*) und DAfStb-Richtlinienschlussentwurf (*DAfStb 2009*) beschrieben. Ein weiteres Augenmerk wird auch auf die Thematik der Dauerstandfestigkeit und der Faserorientierung gelegt. Am Ende des Kapitels wird die Rotationsfähigkeit des Materials näher beleuchtet.

In Kapitel 4 werden die durchgeführten Versuche sowie deren Ergebnisse dargestellt. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen an einfeldrigen und durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken durchgeführt. Dabei wurden sowohl offene trapezförmige als auch hinterschnittene Profilbleche verwendet. In vier Versuchsserien mit insgesamt 18 Versuchen wurden einzelne Parameter variiert. So wurden u. a. unterschiedliche Deckenstärken, unterschiedliche Profilblechgeometrien sowie unterschiedliche Stahlfaserbetonmischungen untersucht. Im Anschluss an die Beschreibung der Versuche werden deren Ergebnisse dargestellt und diskutiert. Am Ende des Kapitels ist das Tragverhalten von durchlaufenden stahlfaserbewehrten Verbunddecken nochmals zusammenfassend dargestellt.

In Kapitel 5 werden rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten von stahlfaserbewehrten Verbunddecken beschrieben. Die Traganteile des Stahlfaserbetons werden in die im Verbundbau üblichen Nachweisverfahren implementiert und mittels der so entwickelten Spannungsverteilungen werden die Tragfähigkeiten in den einzelnen maßgebenden Schnitten nachgerechnet und den im Versuch erreichten Tragfähigkeiten gegenübergestellt. In Parameterstudien werden Bemessungsdiagramme und -tabellen entwickelt, um dem anwendenden Ingenieur Hilfsmittel für die Bemessung zu ermöglichen.

Anhand der experimentellen Ergebnisse und der rechnerischen Untersuchungen werden in Kapitel 6 zwei mögliche Bemessungsmodelle entwickelt, mit denen die Tragfähigkeit von stahlfaserbewehrten Verbunddecken nachgewiesen werden kann. Bei Bemessungsmodell I handelt es sich um ein elastisch-plastisches

Nachweisverfahren für durchlaufende Verbunddecken. Das Verfahren beruht auf einer elastischen Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Momentenumlagerung (max. 30 %), wobei die Querschnitte plastisch nachgewiesen werden. Da rein stahlfaserbewehrte Verbunddecken nur einen relativ niedrigen äquivalenten Stützbewehrungsgrad besitzen, sind nur begrenzte Stützweiten möglich. In den Parameterstudien wird ersichtlich, dass die Decken bei im Wohnungs- und Bürobau üblichen Verkehrslasten bis zu einer maximalen Stützweite von 5 m eingesetzt werden können, wobei die Deckenstärke bei einer Stützweite von 5 m schon 25 cm betragen muss. Größere Stützweiten machen aufgrund der dann erforderlichen Deckenstärken keinen Sinn. Ab einer Stützweite von 5 m sollte eine zusätzliche konventionelle Betonstahlbewehrung über dem Auflager als Verstärkung angeordnet werden. Bei Bemessungsmodell II werden die durchlaufenden Verbunddecken nach der Fließgelenktheorie plastisch-plastisch nachgewiesen. Neben den plastischen Tragfähigkeiten der Querschnitte werden hier auch die Systemreserven ausgenutzt. Im Rahmen der eigenen Untersuchungen an stahlfaserbewehrten Verbunddecken mit den Blechtypen HODY und SUPERHOLORIB konnte gezeigt werden, dass für Stahlfaserbetone mit einem Tragverhalten entsprechend Abb. 4-48 die Fließgelenktheorie bis zu einer Stützweite von 3 m angewendet werden kann. Die Momente wurden hier bis zum Erreichen der kinematischen Kette umgelagert. Für größere Stützweiten vergrößern sich die Verformungen und damit die Verdrehungen im Stützbereich überproportional. Wird zusätzlich über den Stützen eine konventionelle Bewehrung zur Verstärkung eingelegt, so kann die Fließgelenktheorie nach *Sauerborn 1995* bis zu einer Stützweite von 6 m angewendet werden.

Beide Bemessungsmodelle wurden mit den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen aus Serie S2 überprüft. Mit dem ersten Nachweiskonzept können die Tragfähigkeiten sicher abgeschätzt werden. Die Tragfähigkeit im Feld kann aufgrund der begrenzten Momentenumlagerung je nach Profiltyp nicht vollständig ausgenutzt werden. Diese Tragreserve bietet eine zusätzliche Redundanz im System. Sollte durch Herstellungsfehler über der Stütze ein verminderter Fasergehalt vorhanden sein, so besitzt das System noch eine Reststandsicherheit, um die Decke in ihrer Lage zu halten. Für beide Bemessungsmodelle wurde ein entsprechender Nachweis des Faserausfalls implementiert, sodass eine globale Reststandsicherheit von 1,3 gewährleistet wird. Dies ist aus Sicherheitsaspekten ein entscheidender Vorteil von stahlfaserbewehrten Verbunddecken im Vergleich zu stahlfaserbewehrten Flachdecken. Mit dem zweiten Nachweiskonzept konnten die Traglasten der Versuche sehr gut abgeschätzt werden. Die maximale Abweichung betrug hier 4,5 %, was für den mit größeren Streuungen versehenen Stahlfaserbeton ein guter Wert ist. Beide Bemessungsverfahren können in der Praxis zur Anwendung empfohlen werden – mit der Einschränkung, dass eine zuverlässigkeitstheoretische Absicherung aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen nicht gegeben ist. Durch weitere experimentelle Untersuchungen könnten die Verfahren statistisch abgesichert werden. Die Anwendung beider Bemessungsmodelle ist am Ende von Kapitel 6 jeweils mittels eines Berechnungsbeispiels dargestellt.

Bei der Bemessung von Verbunddecken sind ebenfalls die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit zu untersuchen. Für große Umlagerungen und größere Stützweiten können die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

maßgebend werden. Für die Anwendung der Decken im Wohnungs- und Bürobau wurden im Rahmen der Forschungsarbeit unter Ansatz der üblich auftretenden Gebrauchslasten Parameterstudien durchgeführt. Die Ergebnisse wurden in Form von Regeln zur Begrenzung der Biegeschlankheit zur Einhaltung der Grenzlängsweite und Durchbiegung ausgewertet. Bei der Anwendung von stahlfaserbewehrten Verbunddecken ist darauf zu achten, dass keine großen zentrischen Zugkräfte in die Decke eingeleitet werden. Durch geeignete konstruktive Maßnahmen sind die Zwangbeanspruchungen (aus Verformungsbehinderung) zu minimieren.

Für zukünftige Forschungen wäre eine systematische Untersuchung des Längsschubverhaltens von Verbunddecken bei der Verwendung verschiedener Faserbetone und unterschiedlicher Profilblechgeometrien interessant. Des Weiteren wären Untersuchungen am kompletten Verbunddeckensystem (Verbundträger inklusive durchlaufendem Blech und Stahlfaseraufbeton) von Interesse, um auch die Einflüsse aus Querbiegung zu untersuchen. Weiterhin könnte dort der positive Einfluss des Stahlfaserbetons auf die Verdübelung des Verbundträgers untersucht werden.

Von der DAfStb-Richtlinie wurde bereits der Schlusssentwurf zur Drucklegung (*DAfStb 2009*) veröffentlicht. Mit ihrer geplanten bauaufsichtlichen Einführung im Jahr 2010 wird das Material Stahlfaserbeton erstmals in Deutschland normativ geregelt sein. Somit wird es auch möglich sein, tragende konstruktive Bauteile aus Stahlfaserbeton zu bemessen und ohne bauaufsichtliche Zulassung zu planen. Dies wird zu einer vermehrten Anwendung und damit sicherlich zu einer Weiterentwicklung des Materials Stahlfaserbeton führen.

8 Literatur

- Alfes 2006** Alfes, C.; Sigrist, V.: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Leistungsfähigkeit von Stahlfaserbeton. Beton, Heft 3, 2006, S. 82-87
- Al-Kubaisy 1975** Al-Kubaisy, M.A.; Young, A.G.: Failure of concrete under sustained tension. Magazine of Concrete Research 27, No. 92, 1975, pp. 171-178
- Arcelor 2003** Technical data sheet for TABIX steel fibres, Arcelor Bissen, Juli 2003
- Arcelor 2007a** Technical data sheet for hooked-end steel fibres (HE & HE+), Arcelor Bissen, Januar 2007
- Arcelor 2007b** Technical data sheet for hooked flat end steel fibres (HFE), Arcelor Bissen, November 2007
- Bachmann 1987** Bachmann, H.; Ammann, W.: Vibrations in Structures induced by man and machines. IABSE-AIPC-IVBH, Zürich, 1987
- Bast 2007** Bast, T.; Eder, A.: Untersuchungen zum Langzeitstandverhalten von gerissenen Faserbetonen unter Biegebeanspruchung, Diplomarbeit FH Regensburg, Dezember 2007
- Bekaert 2008** N.V. Bekaert S.A.: Creep Test – Status report, June 2008
- Bode 1995** Bode, H.; Minas, F.: Bemessungsdiagramme zur Vordimensionierung von Geschossdecken in Stahlverbundbauweise. Bautechnik 72 (1995), Heft 11, S. 736-744, Ernst & Sohn, November 1995
- Bode 1998** Bode, H.: Euro-Verbundbau, Konstruktion und Berechnung, 2. Auflage, Werner-Verlag, 1998
- Brauch 2007** Brauch, J.; Wolperding, G.: Parkhaus CHL Centre Hospitalier de Luxembourg: Verbunddecken mit Faserbeton. Stahlbau 76 (2007), Heft 11, S. 782-785, Ernst & Sohn, November 2007
- Breitenbücher 2009** Breitenbücher, R.; Rahm, H.: Zerstörungsfreie Bestimmung des Stahlfasergehalts und der Stahlfaserorientierung im Frisch- und Festbeton. Beton (3/2009), Heft 3, S. 88-93, Verlag Bau + Technik, März 2009
- BriteEuram 2002** Brite Euram BRPR-CT98-0813: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Final Report of Subtask 7.2, April 2002
- DAfStb 2005** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (23. Entwurf). Ergänzung zu DIN 1045-1, Teile 1-4, Dezember 2005
- DAfStb 2008** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (23. Entwurf – Schlussentwurf; bereinigte Fassung 10.07.2008). Ergänzung zu DIN 1045-1, Teile 1-4, Juli 2008
- DAfStb 2009** Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie „Stahlfaserbeton“, Schlussentwurf zur Drucklegung Juli 2009 (29.07.2009). Ergänzung zu DIN 1045-1, Teile 1-3 und DIN EN 206-1, Juli 2009

- DASt 1994** Deutscher Ausschuss für Stahlbau: DASt-Richtlinie 104; Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1. Februar 1994
- Däuwel 2001** Däuwel, T.: Beitrag zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche, Dissertation TU Kaiserslautern, 2001
- DBV 1991** Deutscher Beton- und Bautechnikverein e.V.: Merkblatt „Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton“, 1991
- DBV 1992a** Deutscher Beton- und Bautechnikverein e.V.: Merkblatt „Technologie des Stahlfaserbetons und des Stahlfaserspritzbetons“, 1992
- DBV 1992b** Deutscher Beton- und Bautechnikverein e.V.: Merkblatt „Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau“, 1992
- DBV 2001** Deutscher Beton- und Bautechnikverein e.V.: Merkblatt „Stahlfaserbeton“, Oktober 2001
- DBV 2007a** Deutscher Beton- und Bautechnikverein e.V.: Weiterbildung Tragwerksplaner Massivbau – Brennpunkt Aktuelle Normung. Heft 14, 2007
- DBV 2007b** Deutscher Beton- und Bautechnikverein e.V.: Steel Fibre Concrete – Guide to good practice. Englische Übersetzung des deutschen Merkblattes „Stahlfaserbeton“, 2007
- DIN 1045-1 2001** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1 inkl. 2. Berichtigung: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001
- DIN 1045-1 2008** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, August 2008
- DIN 1045-2 2001** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001
- DIN 1048 1991** Prüfverfahren für Beton: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1991
- DIN 1055-1 2002** Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Bauteilen und Lagerstoffen. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Juni 2002
- DIN 1055-3 2006** Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, März 2006
- DIN 1055-4 2005** Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 4: Windlasten inklusive 1. Berichtigung März 2006. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, März 2005
- DIN 1055-5 2005** Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 5: Schnee- und Eislasten. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Juli 2005

- DIN 1055-100 2001** Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, März 2001
- DIN 18800-1 1990** Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1990
- DIN 18800-5 2007** Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2007
- DIN 18807-1 1987** Stahltrapezprofile: Allgemeine Anforderungen, Ermittlung der Tragfähigkeitswerte durch Berechnung, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1987
- DIN EN 1990 2002** Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung, Deutsche Fassung: EN 1990:2002, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2002
- DIN EN 1992 1-1 2005** 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, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2005
- DIN EN 1994 1-1 1994** Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung: ENV 1994-1-1:1992, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1994
- DIN EN 1994 1-1 2006** Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung: EN 1994-1-1:2004, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2006
- DIN EN 1994-1-1/NA1 2007** Nationaler Anhang EC4-1-1 zur Anwendung von Eurocode, Teil 1-1: Endgültige Fassung 06-2007. Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2007
- DIN EN 10002-1 2001** Zugversuche, Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur, Deutsche Fassung: EN 10002-1:2001, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001
- DIN EN 10143 2006** Kontinuierlich schmelztauchveredeltes Blech und Band aus Stahl - Grenzabmaße und, Deutsche Fassung: EN 10143:2006 inkl. 1. Berichtigung November 2008, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2006
- DIN EN 12390 2001** Prüfung von Festbeton, Deutsche Fassung: EN 12390, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2001
- DIN EN 14889-1 2006** Fasern für Beton, Teil 1: Stahlfasern – Begriffe, Festlegungen und Konformität, Deutsche Fassung: EN 14889-1:2006, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2006

- Droese 1996** Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton – Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung. Heft 123, iBMB Braunschweig, 1996
- Erdem 2002** Erdem, E.: Probabilistisch basierte Auslegung stahlfasermodifizierter Betonbauteile auf experimenteller Grundlage, Dissertation Ruhr-Universität Bochum, Juni 2007
- European Commission 2006** European Commission - Technical Steel Research: Generalisation of criteria for floor vibrations for industrial, office, residential and public building and gymnastic halls, RFCS Report EUR 21972 EN, 2006
- Falkner 2002a** Falkner, H.; Teutsch, M.; Rosenbusch, J.; Klinkert, H. : Einfluss des Dauerstandverhaltens und der Bauteilhöhe auf die Biegefestigkeit von Stahlfaserbeton. Abschlussbericht des Forschungsprojektes DBV 223. iBMB Braunschweig, Juni 2002
- Falkner 2002b** Falkner, H.; Teutsch, M.; Rosenbusch, J. : Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärkte Stahlbetonbauteile. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 8, S. 409-414, Ernst & Sohn, August 2002
- Falkner 2006** Falkner, H.; Teutsch, M.: Stahlfaserbeton – Anwendungen und Richtlinie, Betonkalender 2006, Ernst & Sohn, 2006
- Gossla 2000** Gossla, U.: Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 501. Beuth-Verlag, 2000.
- Gossla 2004** Gossla, U.; Pepin, R.: Decken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton. Braunschweiger Bauseminar, 2004
- Grunert 2006** Grunert, J. P.: Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilelbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung, Dissertation TU Braunschweig, Heft 194 iBMB, 2006
- Hanswille 2005** Hanswille, G.; Schäfer, M.: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN V 18800-5 Ausgabe: November 2004, Stahlbaukalender 2005, Ernst und Sohn, 2005
- Hemmy 2003** Hemmy, O.: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Heft 170, iBMB Braunschweig, 2003
- Hertz 2008** Hertz Systemtechnik GmbH: Datenblatt zum Messgerät BSM 100
- Hiebl 1986** Hiebl, K.: Schalenförmige Fertigteile des Tiefbaues aus Stahlfaserbeton: Einsatzmöglichkeiten, Bruchmechanismen und Traglast-Bemessungsansätze, Dissertation, Montanuniversität Leoben, Österreich, 1986
- Hilsdorf 1985** Hilsdorf, H.K.; Brameshuber, W. et al.: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Weiterentwicklung und Optimierung der Materialeigenschaften faserbewehrten Betons und Spritzfaserbetons als Stabilisierungselemente der Felssicherung“, Universität Karlsruhe, 1985

- Hivoss 2008** HIVOSS (Human Induced Vibrations Of Steel Structures) - Guideline and background dokumentation: Vibration design of floors. Leitfaden, der im Rahmen des RFSC-Projektes „Vibration of Floors“ erarbeitet wurde, 2008
- Hody 2009** Zulassungsbescheid Z-26.1-52: Hody SB60-Verbunddecke, Fa. SSB Spillner Spezialbaustoffe GmbH, DIBt, 2009
- Hoesch 2008** Zulassungsbescheid Z-26.1-44: Hoesch Additiv Decke, Fa. Thyssen Krupp Bausysteme GmbH, DIBt, 2008
- Holschemacher 2006** *Holschemacher, K. et al.*: Faserbeton, Betonkalender 2006, Ernst & Sohn, 2006
- König 1999** *König, G.; Pommerening, D.; Tue, N. V.*: Nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenermittlung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 492. Beuth-Verlag, 1999.
- König 2003** *König, G.; Tue, Nguyen Viet*: Grundlagen des Stahlbetonbaus – Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1. Teubner Verlag, 2. Ausgabe, August 2003
- Kordina 2000** *Kordina, K. et. al.*: Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 498. Beuth-Verlag, 2000
- Krüger 2002** *Krüger, W.; Mertzsch, O.*: Zur Verformungsbegrenzung von überwiegend auf Biegung beanspruchten Stahlbetonquerschnitten. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 11, S. 584-589, Ernst & Sohn, November 2002
- Krüger 2006** *Krüger, W.; Mertzsch, O.*: Zum Trag und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 533. Beuth-Verlag, 2006
- Kupfer 1986** *Kupfer, H.*: Auswirkungen der begrenzten Plastizität im Betonbau. Bauingenieur 61 (1986), S155-160, 1986
- Lambrechts 2005** *Lambrechts, A.*: The technical performance of steel and polymer based fibre concrete. The Institute of concrete technology, annual technical symposium, April 2005
- Langer 1997** *Langer, P.*: Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 484. Beuth-Verlag, 1997
- Lewis 2008** Zulassungsbescheid Z-26.1-36: LEWIS Böden, Fa. Reppel b.v. Dordrecht, DIBt, 2008
- Lin 1999** *Lin, Y.*: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 494. Beuth-Verlag, 1999
- Maidl 1991** *Maidl, B.*: Stahlfaserbeton. Ernst und Sohn, 1991
- Minas 1999** *Minas, F.*: Beitrag zur versuchsgestützten Bemessung von Profilblechverbunddecken mit nachgiebiger Verdübelung, Dissertation TU Kaiserslautern, 1999

- MTB 2008** Musterliste der Technischen Baubestimmungen, Fassung September 2008, DIBt Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2008
- Ortu 2000** Ortu, M.: Rißverhalten und Rotationsvermögen von Stahlfaserbeton für Standsicherheitsuntersuchungen im Tunnelbau., Dissertation Ruhr-Universität Bochum, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen – Institut für konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universität Bochum, Reihe 4 – Heft 164, 2000
- Petersen 1996** Petersen, C.: Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg Verlag, 1996
- Petersen 2001** Petersen, C.: Stahlbau - Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. 3. überarbeitete und erweiterte Auflage, Vieweg Verlag, 2001
- Reineck 1990** Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1990
- Reineck 2005** Reineck, K.-H.; Kuchma, D.-A.; Fitik, B.: Versuche an Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter Gleichlast. Teil 2.2, Abschlussbericht des DAfStb Forschungsvorhabens V 423. ILEK, Universität Stuttgart, 2005
- Reinhardt 1985** Reinhardt, H.W.; Cornelissen, H.A.W.: Zeitstandzugversuche an Beton. Baustoffe 1985, Bauverlag 1985, S.162-167
- Riese 2006** Riese, A.: Decken aus Elementplatten mit Stahlfaserbetonergänzung. Dissertation TU Braunschweig, 2006
- Rilem 2000** Rilem TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: s-e-Design Method. Materials and structures, Vol. 33, Nr. 226, 2000
- Roik 1983** Roik, K.: Vorlesungen über Stahlbau. Zweite überarbeitete Auflage, Ernst und Sohn, 1983
- Rosenbusch 2004a** Rosenbusch, J.: Einfluss der Faserorientierung auf die Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahlfaserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 5, S. 372-377, Ernst & Sohn, Mai 2004
- Rosenbusch 2004b** Rosenbusch, J.: Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 550. Beuth-Verlag, 2004
- Sauerborn 1995** Sauerborn, I.: Zur Grenztragfähigkeit von durchlaufenden Verbunddecken, Dissertation TU Kaiserslautern, 1995
- Sauerborn 2002** Sauerborn, I.; Sauerborn, N.: Geschossdecken mit Profilblechen, Stahlbaukalender 2002, Ernst und Sohn, 2002
- Schnell 2008a** Schnell, J.; Ackermann, F.P. et. al.: Statistical analysis of fibre distribution in ultra high performance concrete using computer tomography. 2nd International Symposium on Ultra High Performance Concrete, March 2008, Kassel, Germany, pp. 145-152

- Schnell 2008b** Schnell, J.; Ackermann, F. P.: Innovative Verbunddeckensysteme mit stahlfaserbewehrten Betonen. Schlussbericht zum BBR-Forschungsprojekt Z6-10.07.03-06.09/II2-800106-9, Technische Universität Kaiserslautern, Dezember 2008
- Schnell 2009** Schnell, J.; Schuler, F.: Analyse der Faserverteilung in Betonen mit Hilfe der Computer-Tomographie. Abschlussbericht des Forschungsprojektes DBV 273, Technische Universität Kaiserslautern, 2009
- SCI 2007** The Steel Construction Institute: Fire Engineering Assessment of composite slabs constructed with R51 and TR80 decks, Report to Structural Metal Deck LTD, October 2007
- Schumacher 2009** Schumacher, P.; Walraven, J. et. al.: Rotation capacity of self-compacting steel fibre reinforced concrete beams. HERON, Vol. 54 (2009), S. 127-161, TU Delft, 2009
- SIA-162/6 1999** Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein (SIA): Richtlinie 162/6 „Stahlfaserbeton“, Ausgabe 1999
- SMD 2008** Structural Metal Decks LTD: Design guidance for TAB-Deck composite slabs using SMD metal decking reinforced with Arcelor Mittal steel fibres, 2008
- SMD R51 2008** Structural Metal Decks LTD: Technical data sheet for the R51-composite sheet, 2008
- SMD TR60 2008** Structural Metal Decks LTD: Technical data sheet for the TR60-composite sheet, 2008
- Stab2D-NL 2005** Stab2D-NL: Programm zur nichtlinearen Berechnung ebener Stabwerke, Version 2.70, Dr.-Ing. Uwe Pfeiffer, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2005
- Stahl 2003** Stahl-Informations-Zentrum: Stahlbau-Lehrprogramm, 1. Ausgabe 2003, Düsseldorf, 2003
- Stark 1996** Stark, J.W.B.; Brekelmans, J.W.P.M.: Plastic design of continuous composite slabs, Structural Engineering International, Vol. 6, No. 1, February 1996, pp. 47-53
- Superholorib 2007** Zulassungsbescheid Z-26.1-45: Super-Holorib SHR 51-Verbunddecke, Fa. Holorib (Deutschland) GmbH, DIBt, 2007
- Tue 2007** Tue, V.T. et. al.: Ein optoanalytisches Verfahren zur Bestimmung der Faserverteilung und –orientierung in stahlfaserverstärktem UHFB, Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 10, S. 674-680, Ernst & Sohn, Juli 2007
- Warrington 2001** Warrington Fire Research: Fire Resistance Test in Accordance with BS 476: Part 21: 1987, Clause 7, on a loadbearing composite floor supported by 3 I-section beams for N.V. Bekaert S.A., 2001
- Zilch 2006** Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach 1045-1 und DIN EN 1992-1-1. Springer Verlag, 2006

9 Anhang

9.1 Verwendete Betonmischungen

9.1.1 Mischung – Serie S1

Stoff	Menge
Sand 0/2	580 kg/m ³
Kies 2/8	600 kg/m ³
Kies 8/16	471 kg/m ³
Zement CEM III/A 42,5N	350 kg/m ³
Flugasche	99 kg/m ³
Fließmittel	2 l/m ³
Fasern TABIX 1.3/50	100 kg/m ³
Wasser	190 kg/m ³
Luftgehalt	3,5 %

Tab. 9-1: Betonrezeptur 100 kg/m³ TABIX 1.3/50 – Serie S1

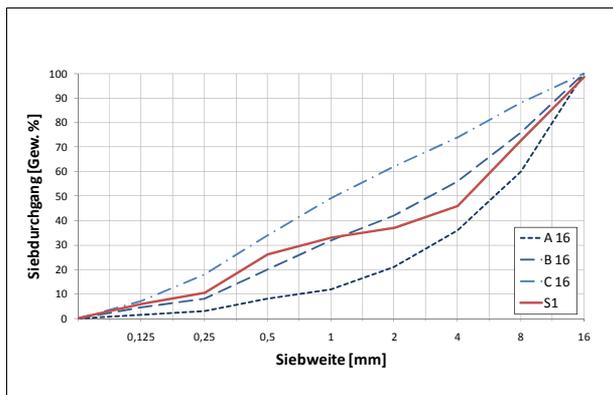


Abb. 9-1: Sieblinie – Mischung Serie S1

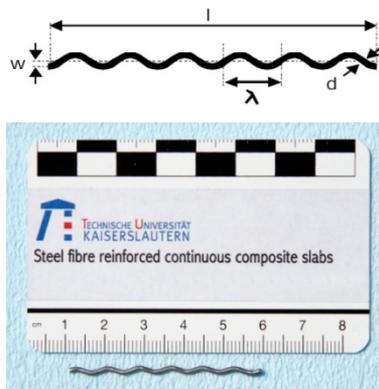


Abb. 9-2: Fasergeometrie TABIX 1.3/50

9.1.2 Mischung – Serie S2

Stoff	Menge
Sand 0/2	623 kg/m ³
Kies 2/8	660 kg/m ³
Kies 8/16	491 kg/m ³
Zement CEM III/A 42,5N	350 kg/m ³
Flugasche	51 kg/m ³
Fließmittel	2 l/m ³
Fasern HE+ 1.0/60	60 kg/m ³
Wasser	190 kg/m ³
Luftgehalt	3,5 %

Tab. 9-2: Betonrezeptur 60 kg/m³ HE+ 1.0/60 – Serie S2

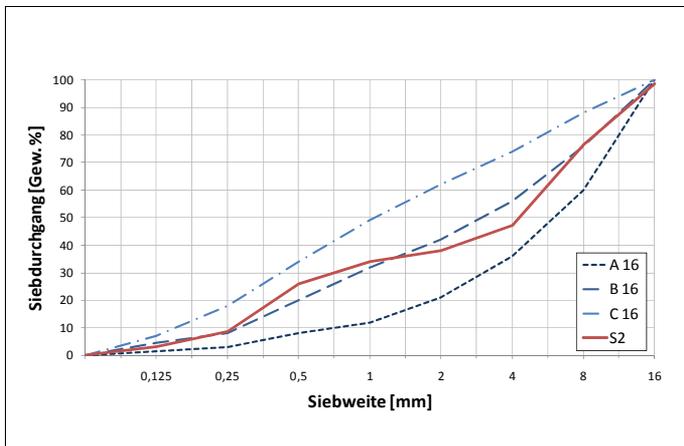


Abb. 9-3: Sieblinie – Mischung Serie S2

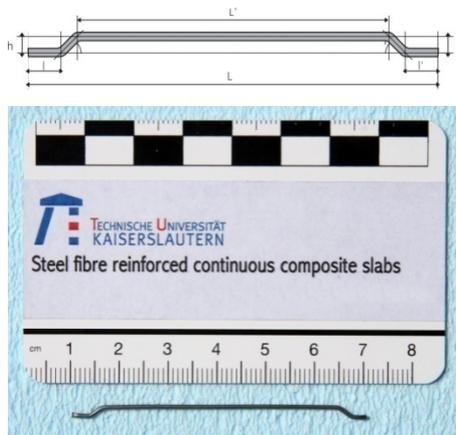


Abb. 9-4: Fasergeometrie HE+ 1.0/60

9.1.3 Mischung – Serie S3

Stoff	Menge
Sand 0/2	623 kg/m ³
Kies 2/8	660 kg/m ³
Kies 8/16	491 kg/m ³
Zement CEM III/A 32,5N	350 kg/m ³
Flugasche	51 kg/m ³
Fließmittel	2 l/m ³
Fasern HFE 1.0/60	65 kg/m ³
Wasser	190 kg/m ³
Luftgehalt	3,5 %

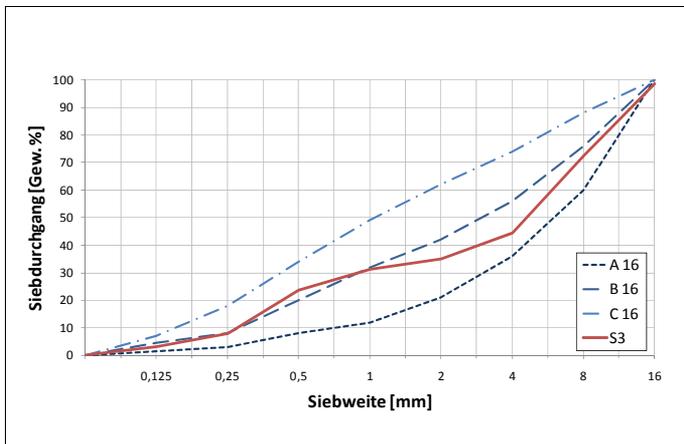
Tab. 9-3: Betonrezeptur 65 kg/m³ HFE 1.0/60 – Serie S3

Abb. 9-5: Sieblinie – Mischung Serie S3

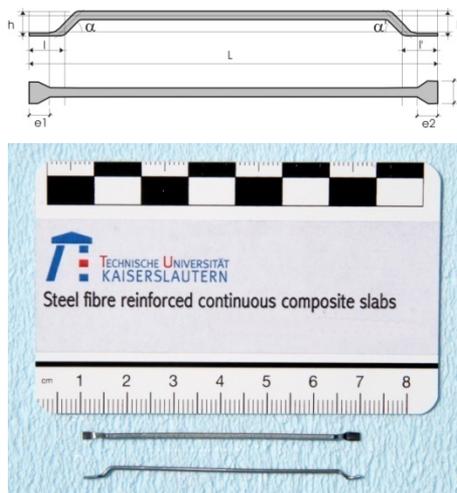


Abb. 9-6: Fasergeometrie HFE 1.0/60

9.1.4 Mischung – Serie S4

Stoff	Menge
Sand 0/2	1044 kg/m ³
Kies 2/8	730 kg/m ³
Zement CEM III/A 32,5N	350 kg/m ³
Flugasche	51 kg/m ³
Fließmittel	2 l/m ³
Fasern HE 0.75/35	60 kg/m ³
Wasser	190 kg/m ³
Luftgehalt	3,5 %

Tab. 9-4: Betonrezeptur 60 kg/m³ HE 0.75/35 – Serie S4

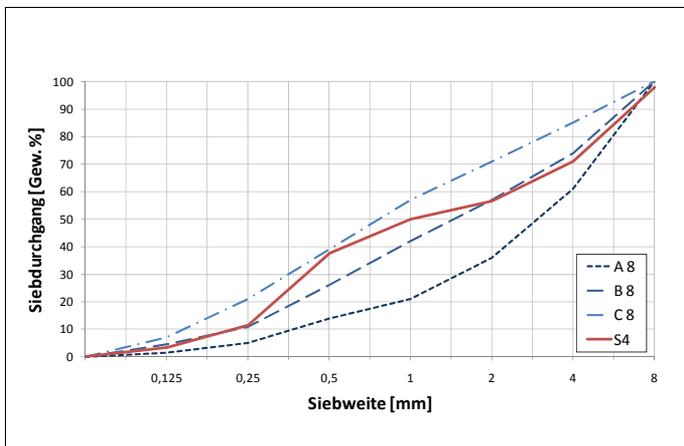


Abb. 9-7: Sieblinie – Mischung Serie S4



Abb. 9-8: Fasergeometrie HE 0.75/35

9.1.5 Biegezugversuche – Serie S1 bis S4

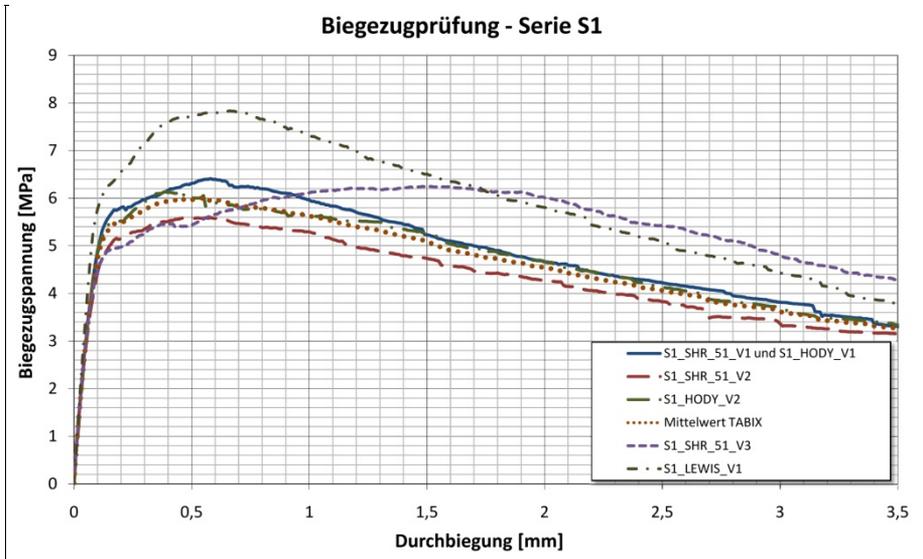


Abb. 9-9: Biegezugversuche – Serie S1

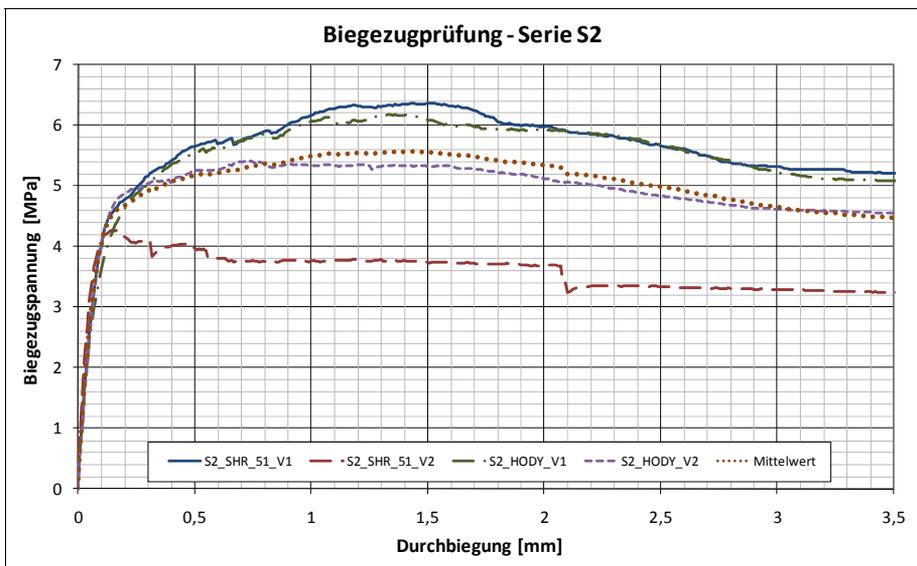


Abb. 9-10: Biegezugversuche – Serie S2

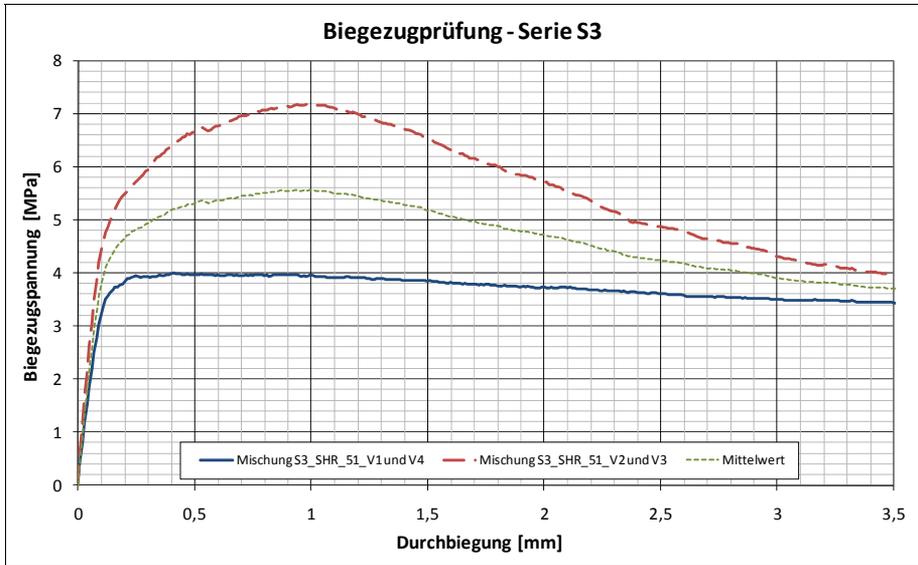


Abb. 9-11: Biegezugversuche – Serie S3

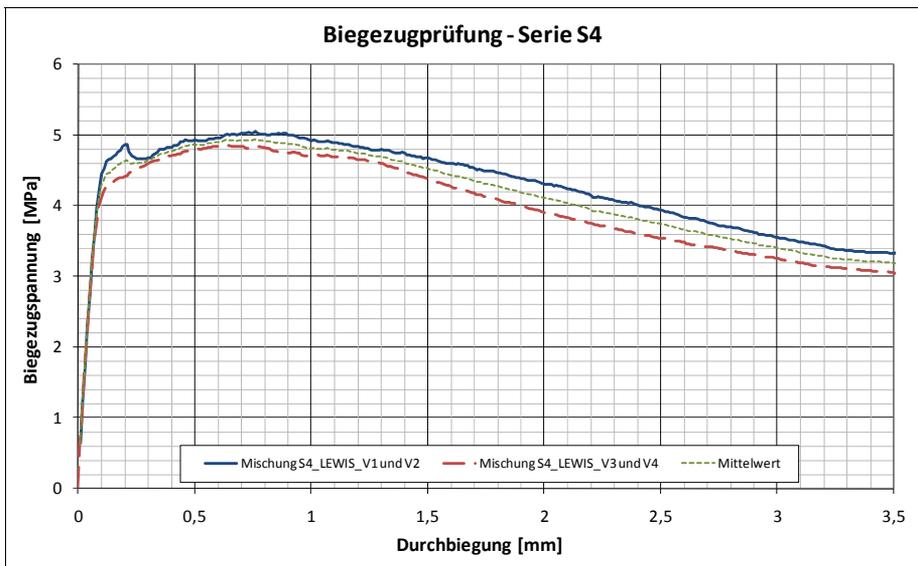


Abb. 9-12: Biegezugversuche – Serie S4

9.2 Faserverteilung

9.2.1 Faserverteilung – Serie S1

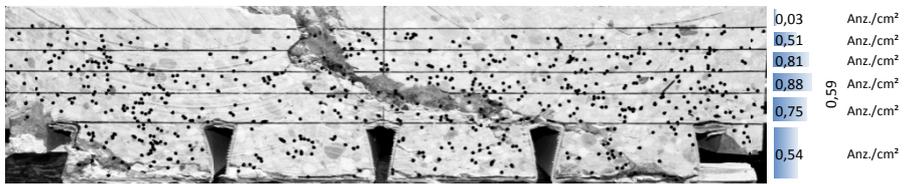


Abb. 9-13: Faserverteilung S1_SHR51_V1

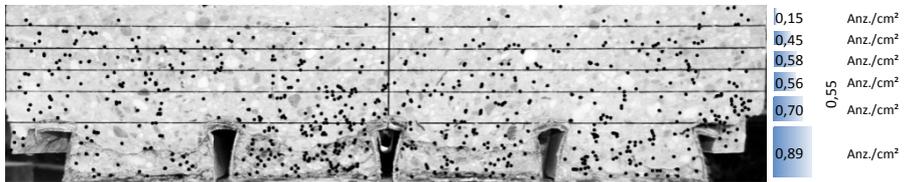


Abb. 9-14: Faserverteilung S1_SHR51_V2

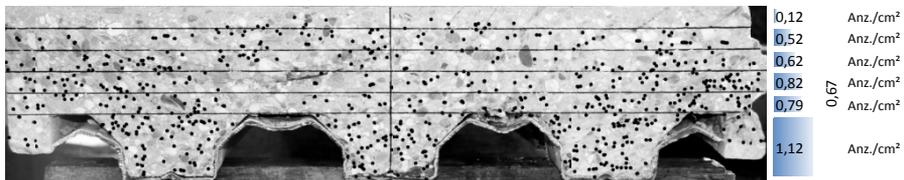


Abb. 9-15: Faserverteilung S1_HODY_V1



Abb. 9-16: Faserverteilung S1_HODY_V2

Anmerkung:

Die Versuchskörper S1_SHR51_V3 und S1_LEWIS_V1 wurden vom versehentlich vorzeitig entsorgt, sodass hier keine Faserausählung durchgeführt werden konnte.

9.2.2 Faserverteilung – Serie S2

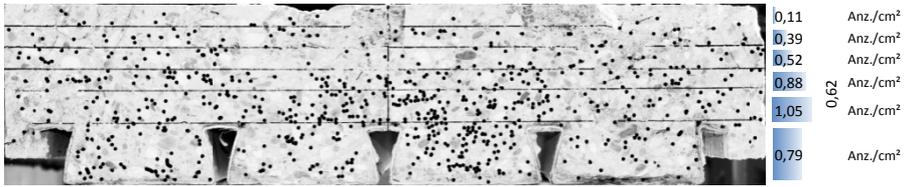


Abb. 9-17: Faserverteilung S2_SHR51_V1

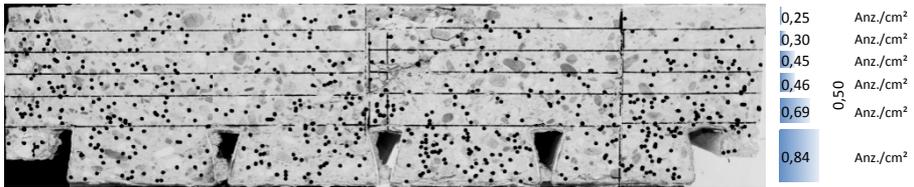


Abb. 9-18: Faserverteilung S2_SHR51_V2

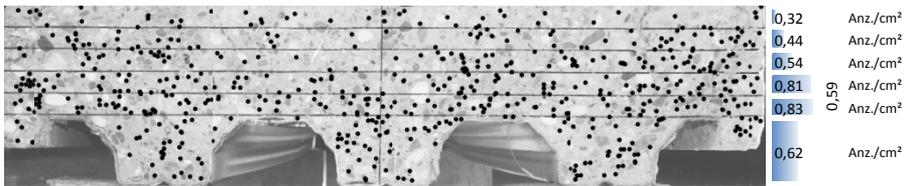


Abb. 9-19: Faserverteilung S2_HODY_V1

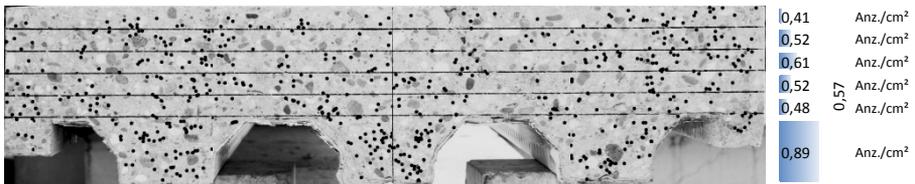


Abb. 9-20: Faserverteilung S2_HODY_V2

9.2.3 Faserverteilung – Serie S3

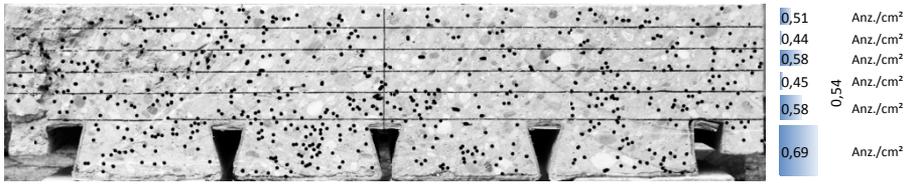


Abb. 9-21: Faserverteilung S3_SHR51_V1



Abb. 9-22: Faserverteilung S3_SHR51_V2

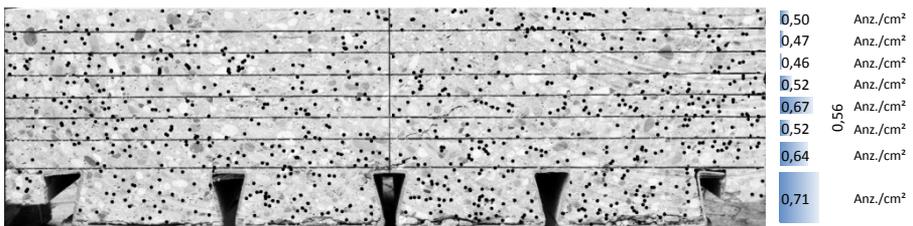


Abb. 9-23: Faserverteilung S3_SHR51_V3

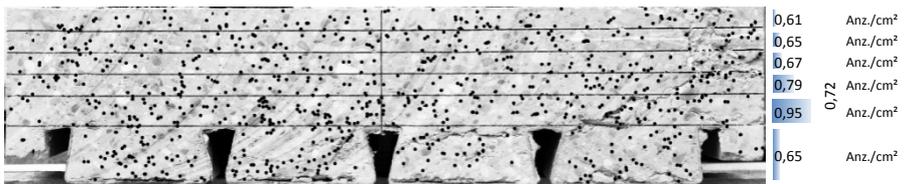


Abb. 9-24: Faserverteilung S3_SHR51_V4

9.2.4 Faserverteilung – Serie S4

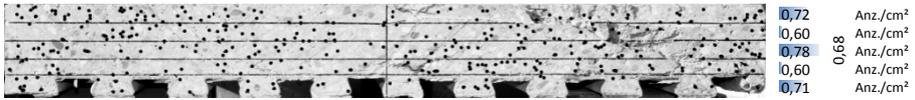


Abb. 9-25: Faserverteilung S4_LEWIS_V1

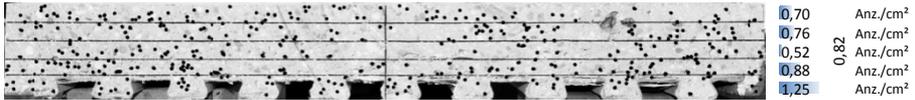


Abb. 9-26: Faserverteilung S4_LEWIS_V2

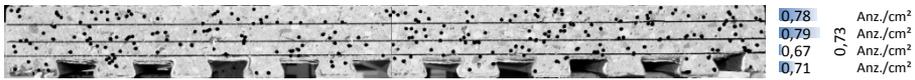


Abb. 9-27: Faserverteilung S4_LEWIS_V3

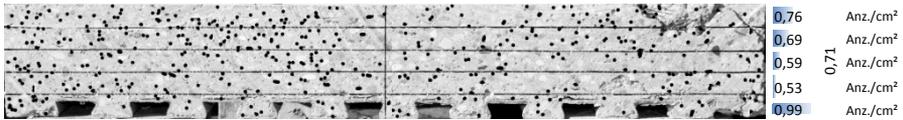


Abb. 9-28: Faserverteilung S4_LEWIS_V4

9.3 Versuche – Serie S1

9.3.1 Versuchsstand und Messtechnik

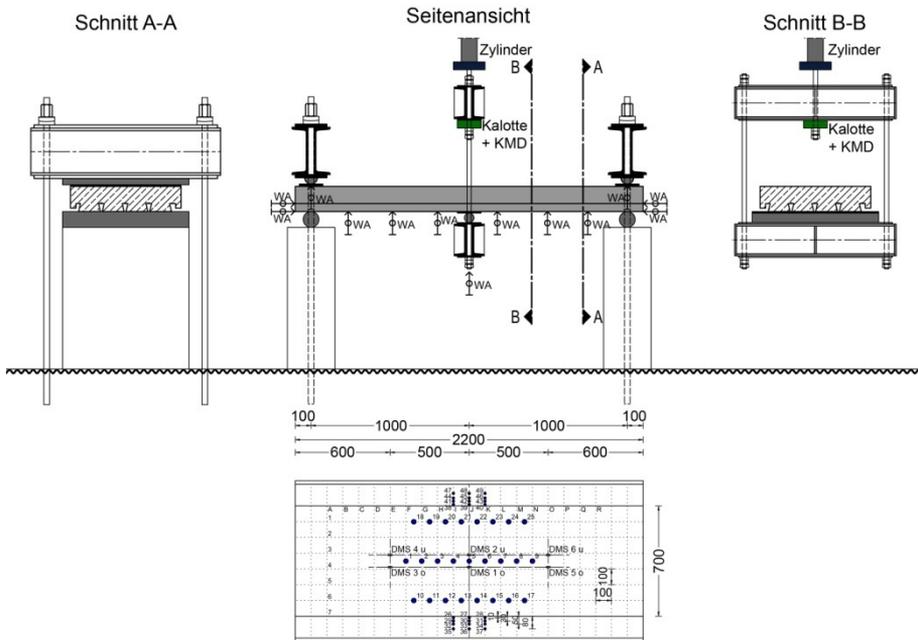


Abb. 9-29: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S1

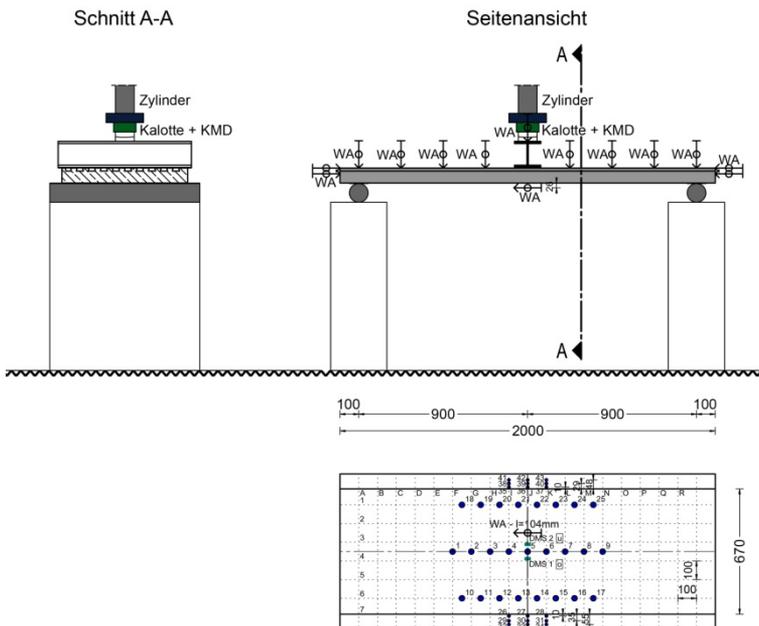


Abb. 9-30: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S1 (LEWIS)

9.3.2 Last-Zeit-Diagramme – Serie S1

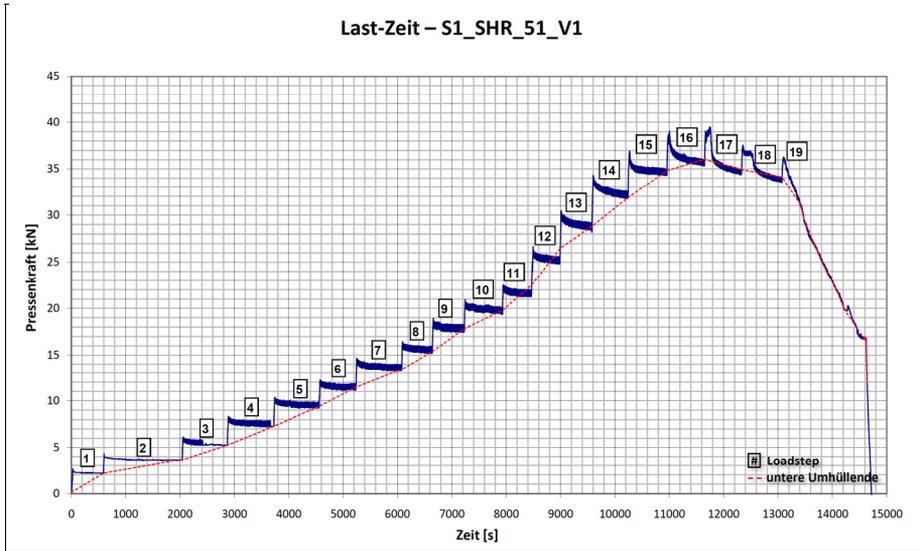


Abb. 9-31: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S1_SHR51_V1

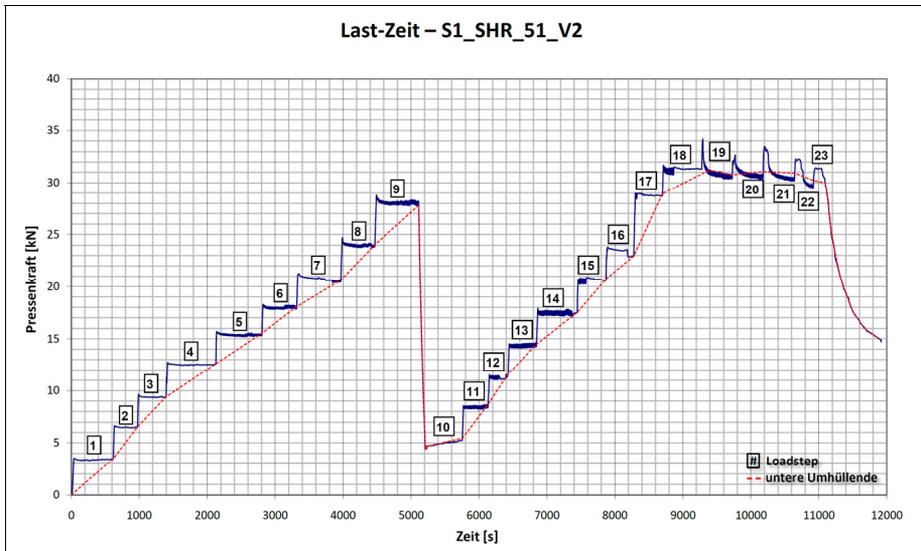


Abb. 9-32: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S1_SHR51_V2

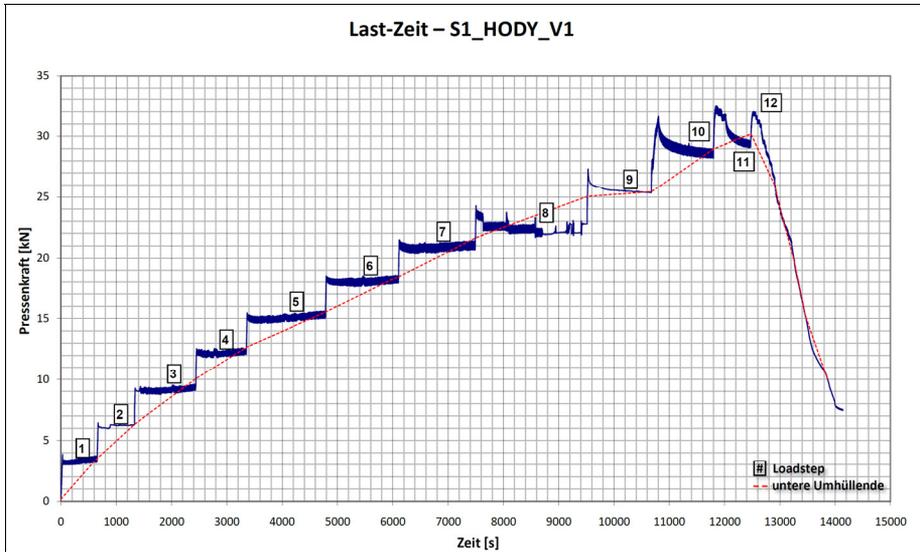


Abb. 9-33: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S1_HODY_V1

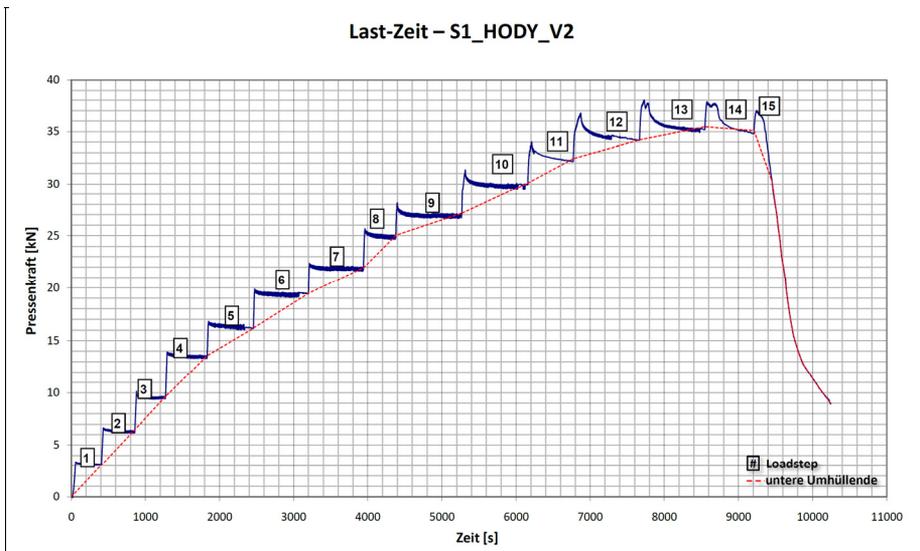


Abb. 9-34: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S1_HODY_V2

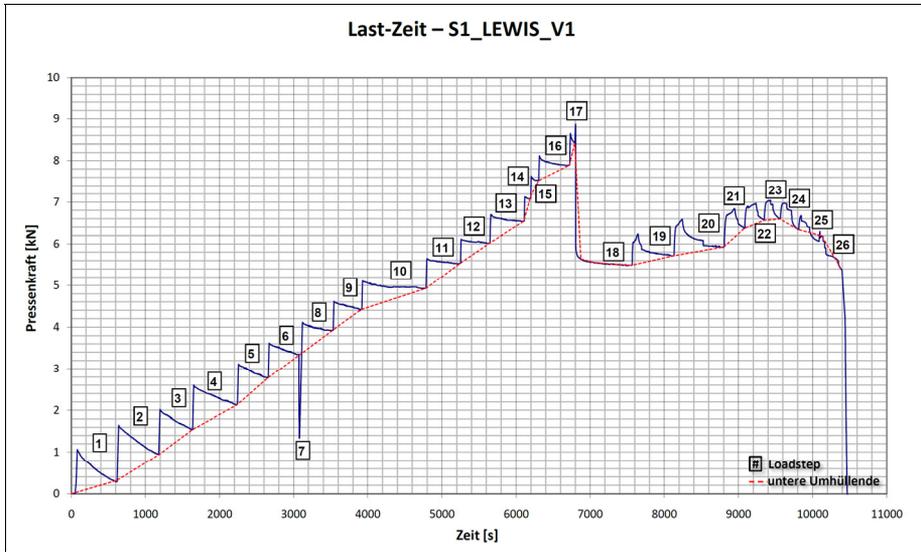


Abb. 9-35: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S1_LEWIS_V1

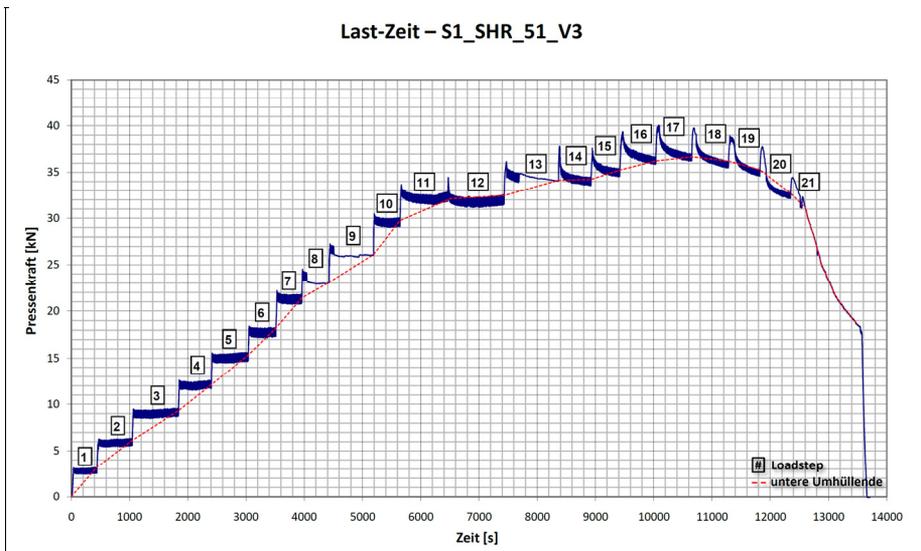


Abb. 9-36: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S1_SHR51_V3

9.3.3 Momentendiagramme – Serie S1

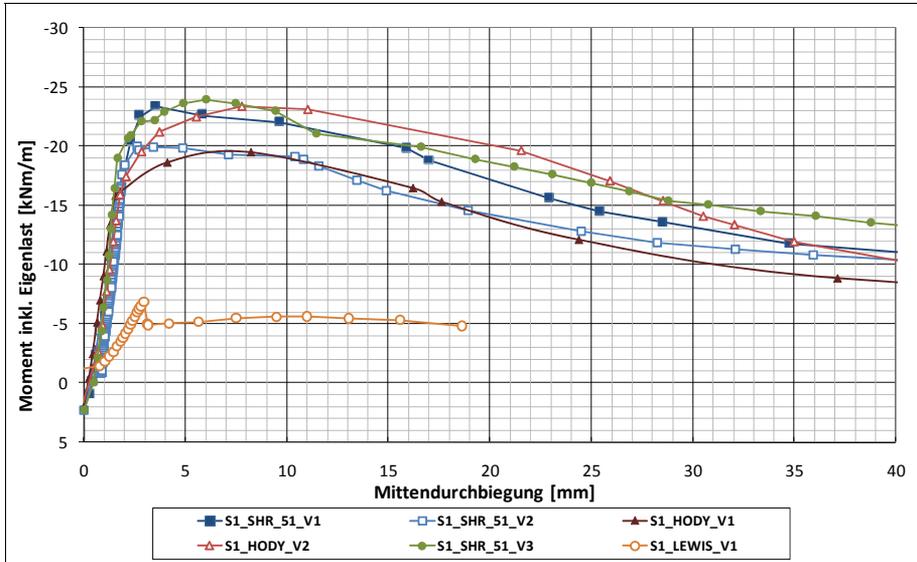


Abb. 9-37: Momenten-Durchbiegungsdiagramme – Serie S1

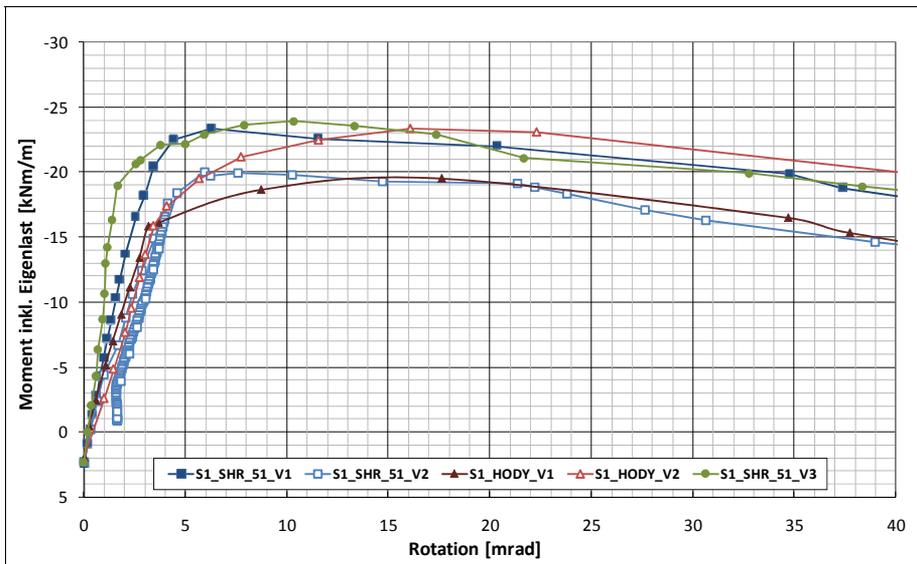


Abb. 9-38: Momenten-Rotationsdiagramme – Serie S1

9.3.4 Rissbreiten – Serie S1

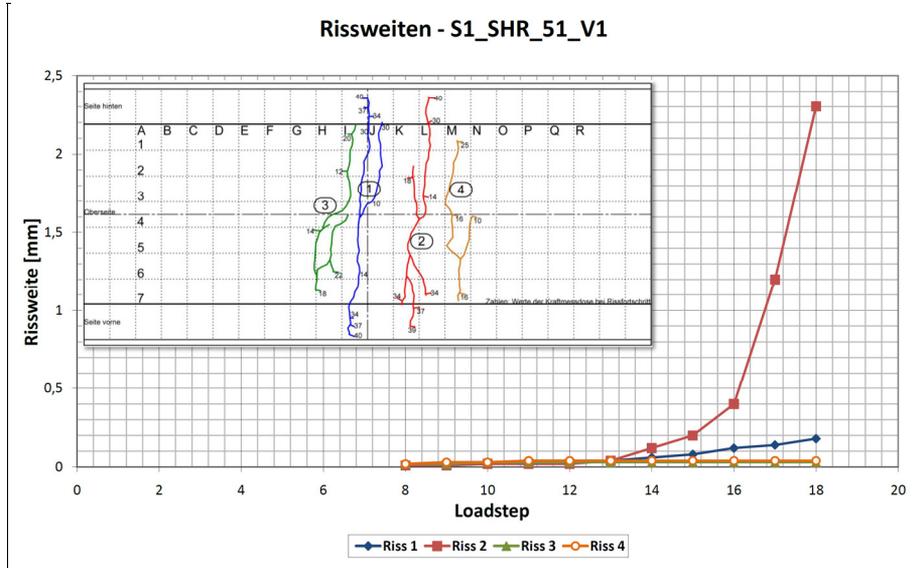


Abb. 9-39: Rissweiten – Versuch S1_SHR_51_V1

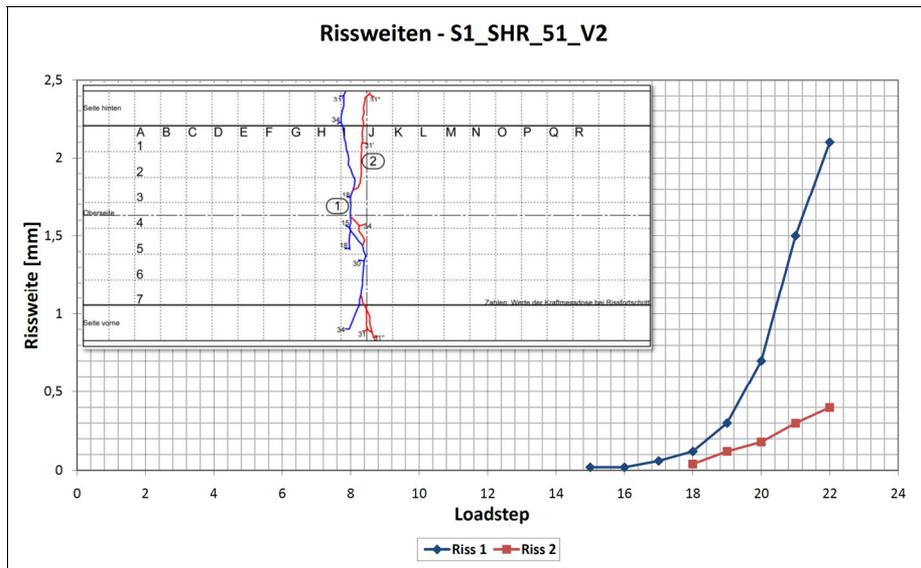


Abb. 9-40: Rissweiten – Versuch S1_SHR_51_V2

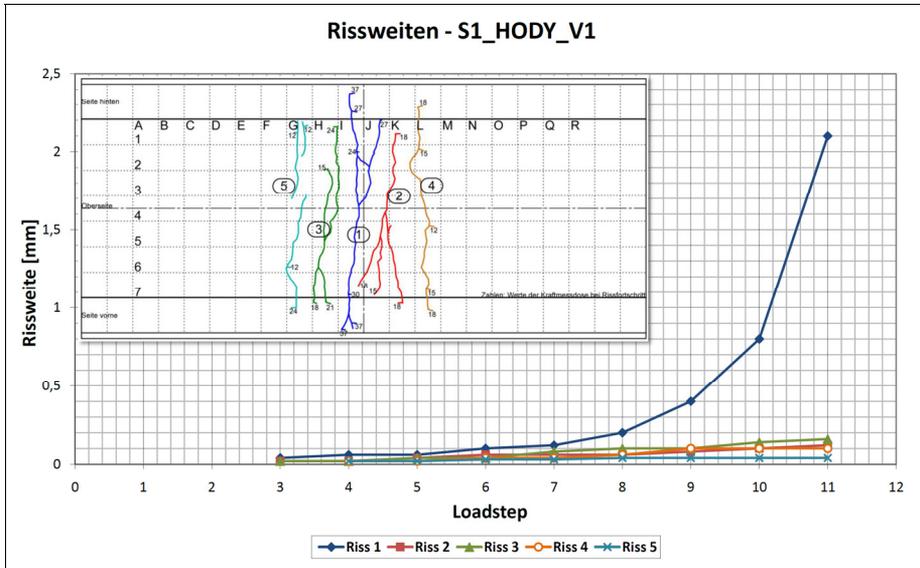


Abb. 9-41: Rissweiten – Versuch S1_HODY_V1

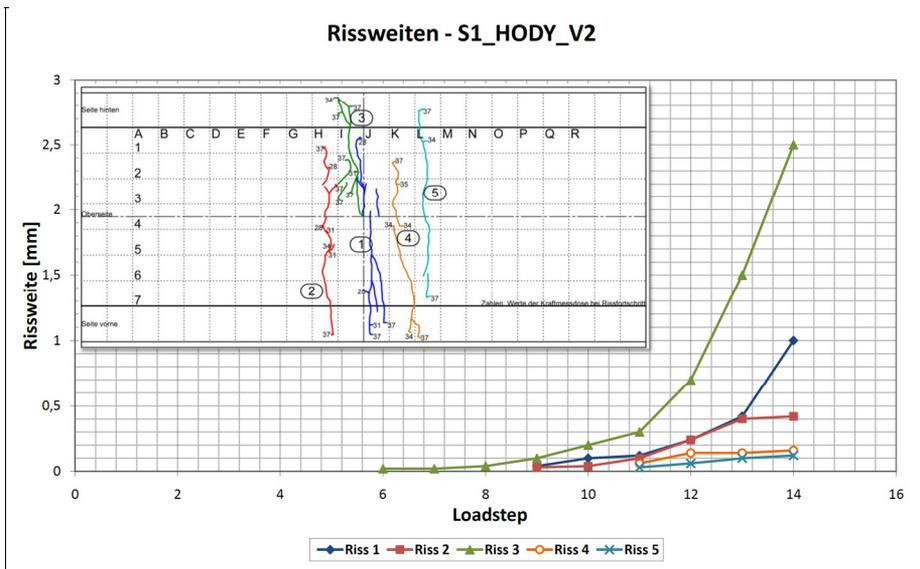


Abb. 9-42: Rissweiten – Versuch S1_HODY_V2

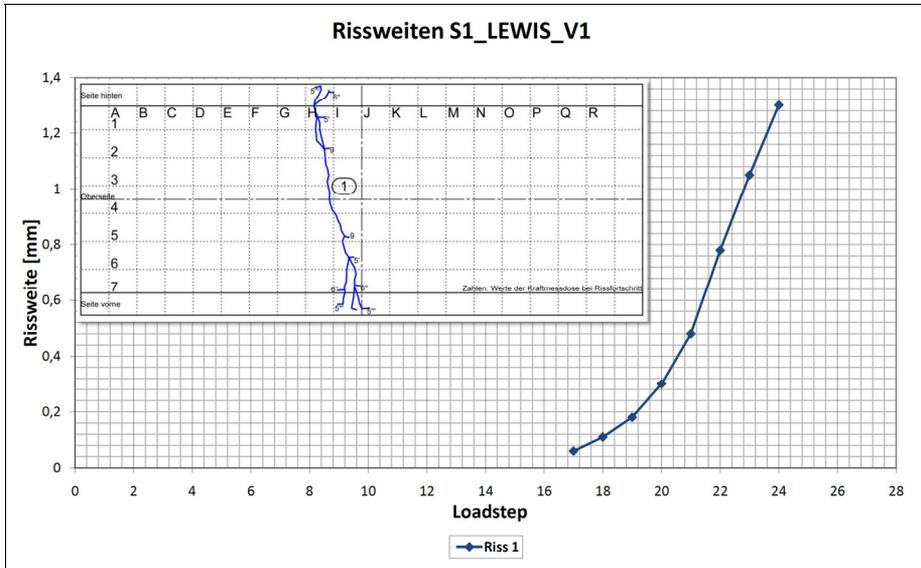


Abb. 9-43: Rissweiten – Versuch S1_LEWIS_V1

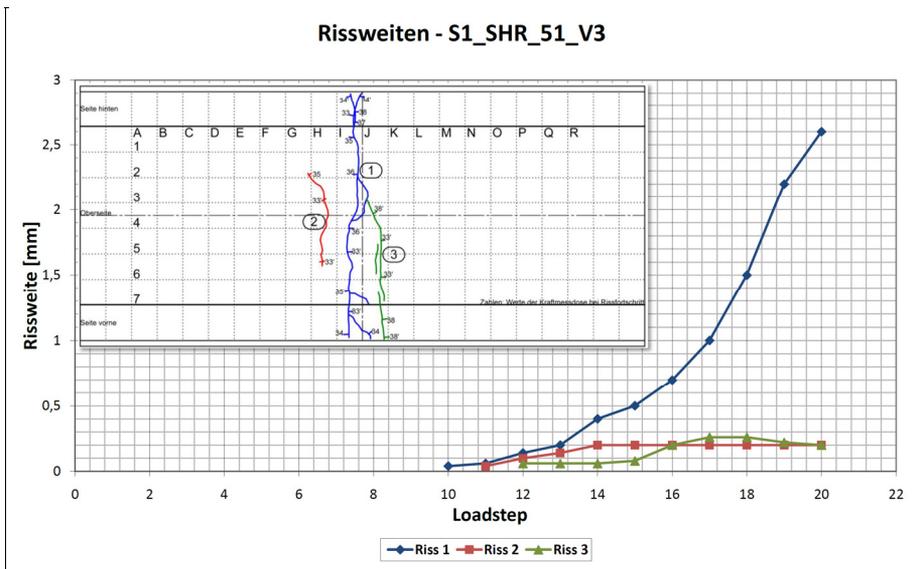
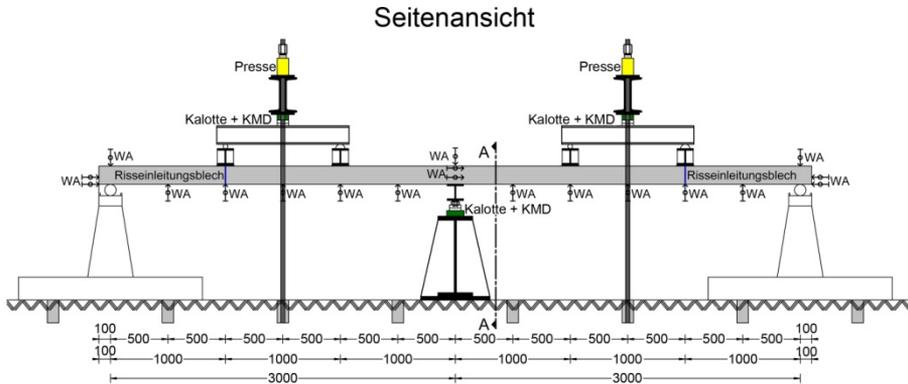


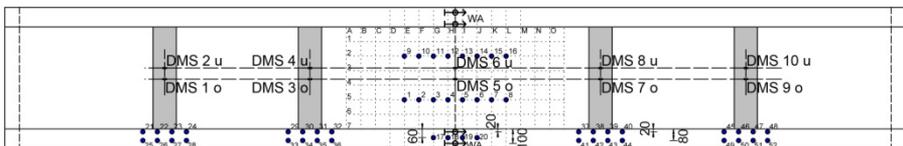
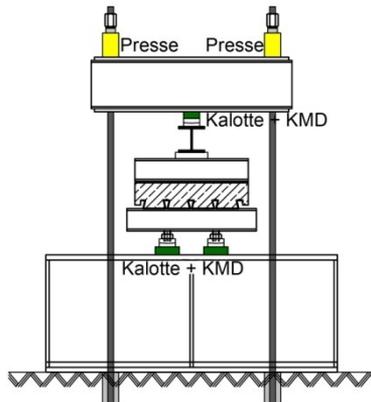
Abb. 9-44: Rissweiten – Versuch S1_SHR_51_V3

9.4 Versuche – Serie S2

9.4.1 Versuchsstand und Messtechnik



Schnitt A-A



Ausschnitt:

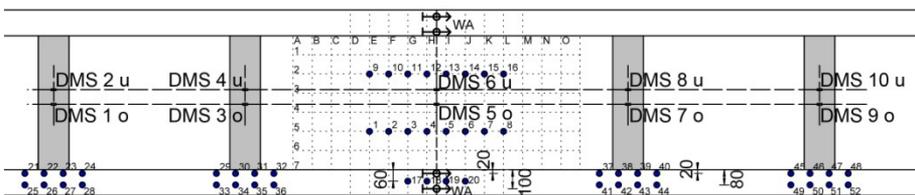


Abb. 9-45: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S2

9.4.2 Last-Zeit-Diagramme – Serie S2

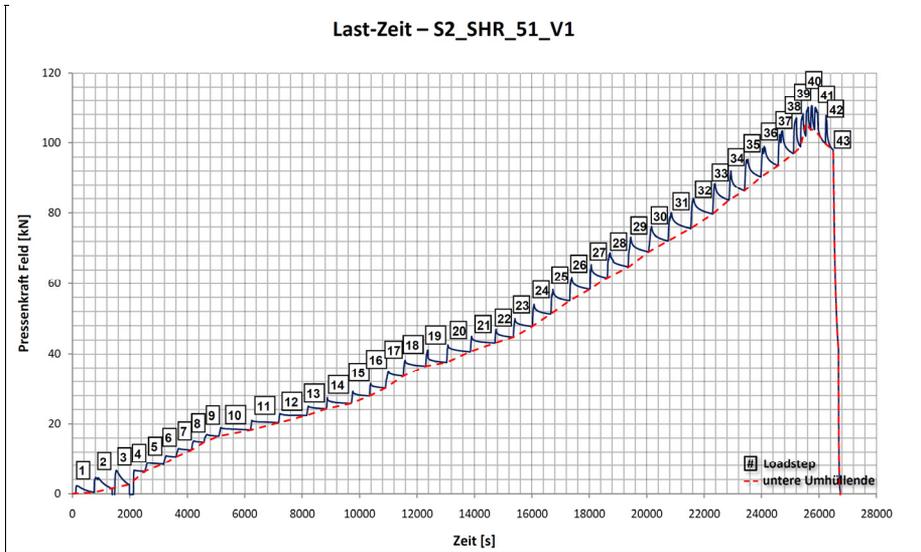


Abb. 9-46: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S2_SHR51_V1

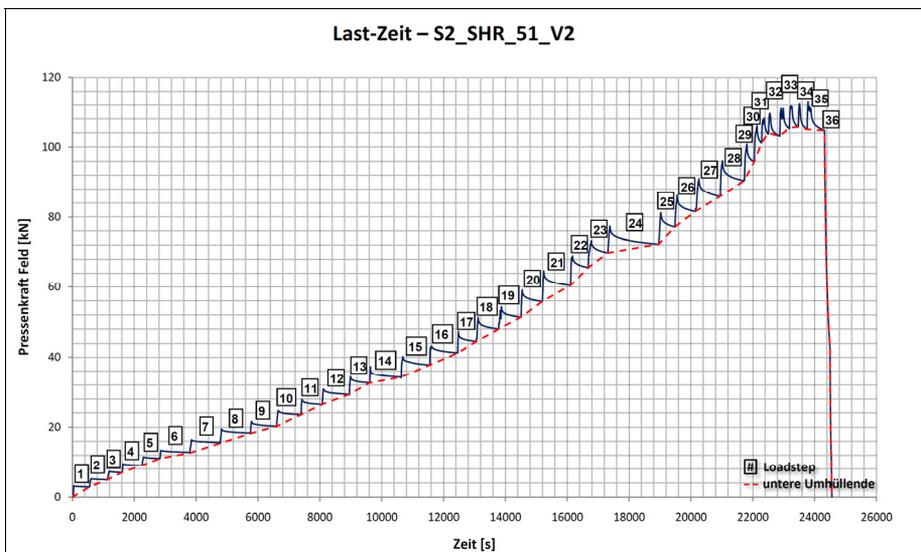


Abb. 9-47: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S2_SHR51_V2

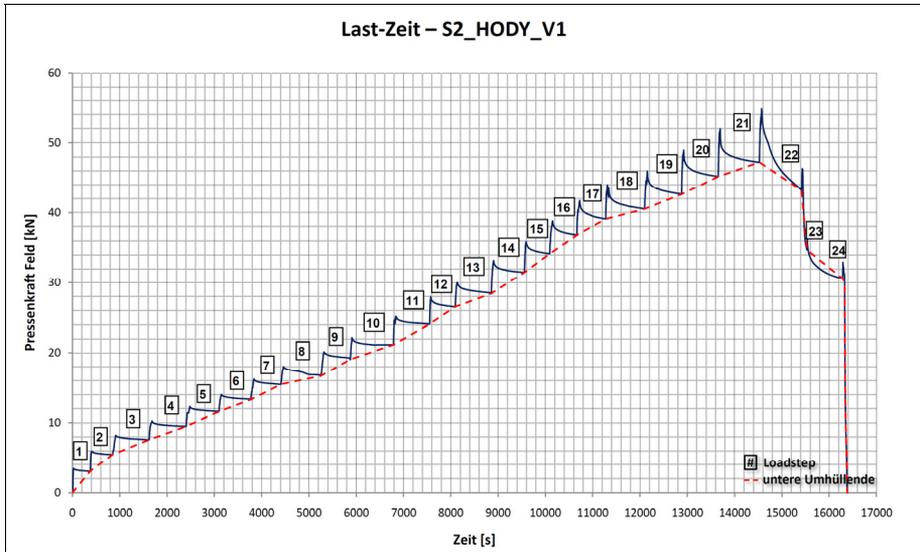


Abb. 9-48: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S2_HODY_V1

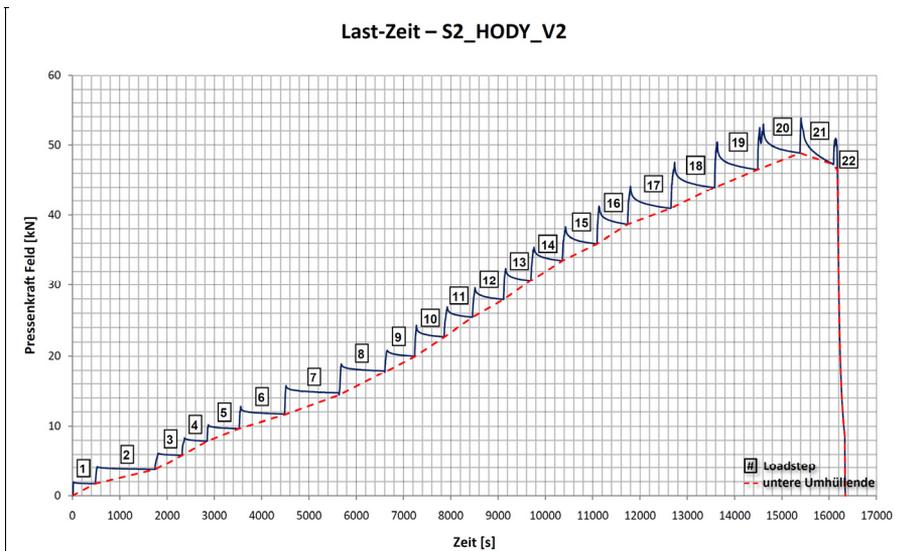


Abb. 9-49: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S2_HODY_V2

9.4.3 Last-Durchbiegungs-Diagramme inkl. Endschlupf – Serie S2

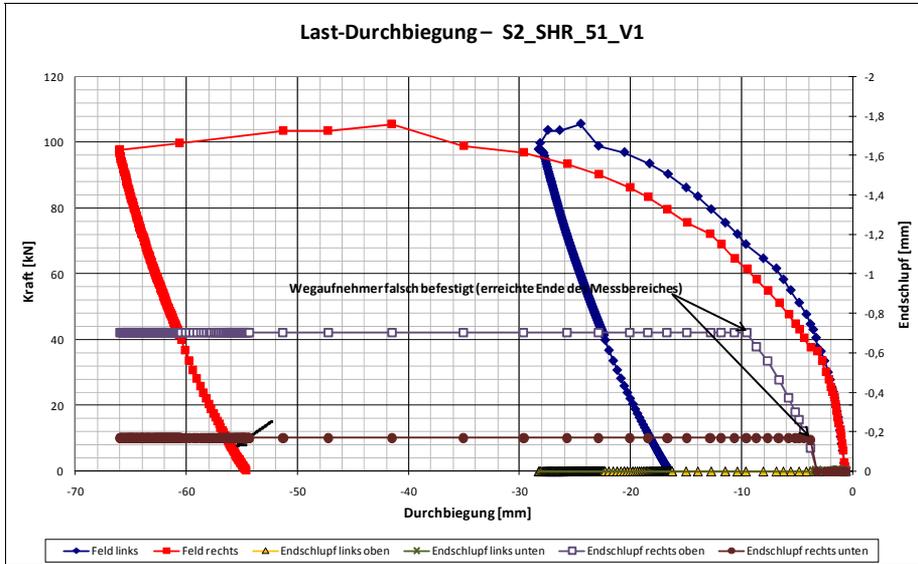


Abb. 9-50: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S2_SHR_51_V1

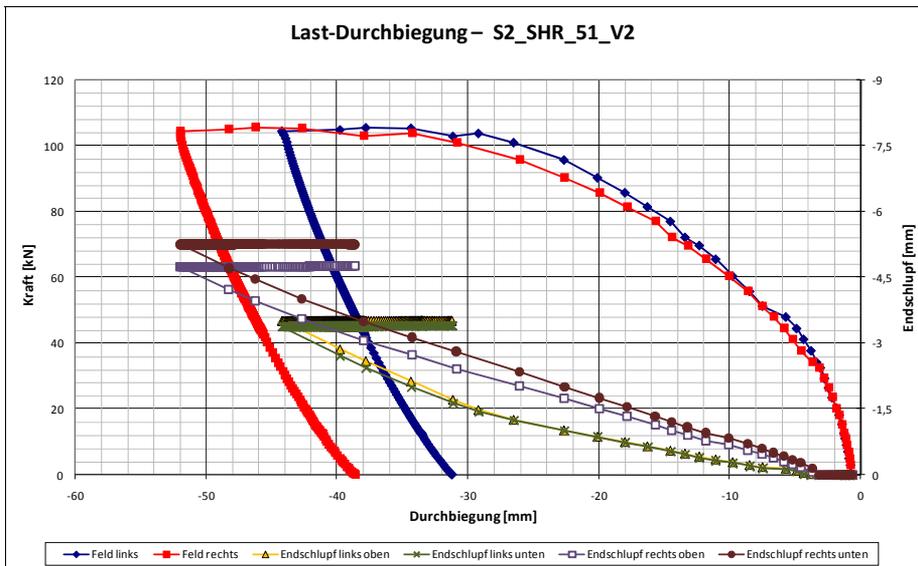


Abb. 9-51: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S2_SHR_51_V2

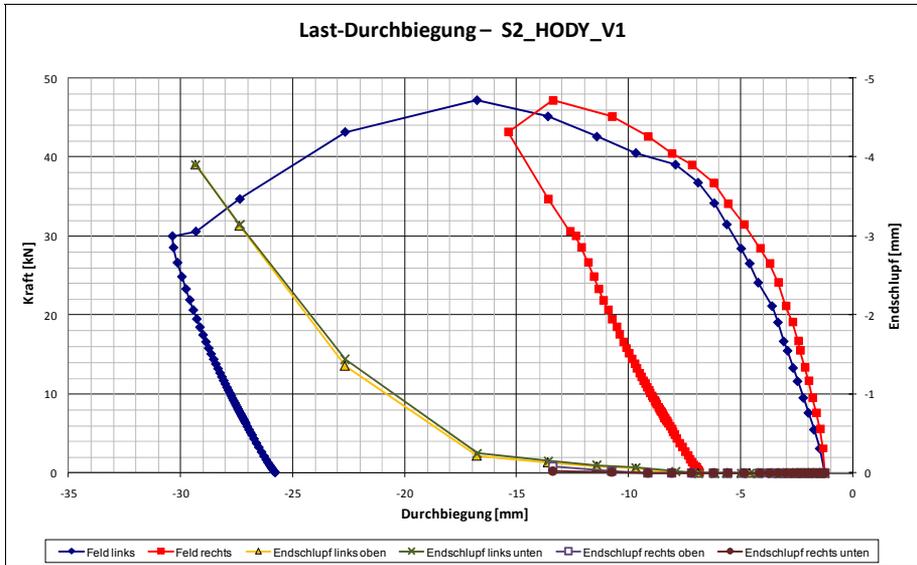


Abb. 9-52: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S2_HODY_V1

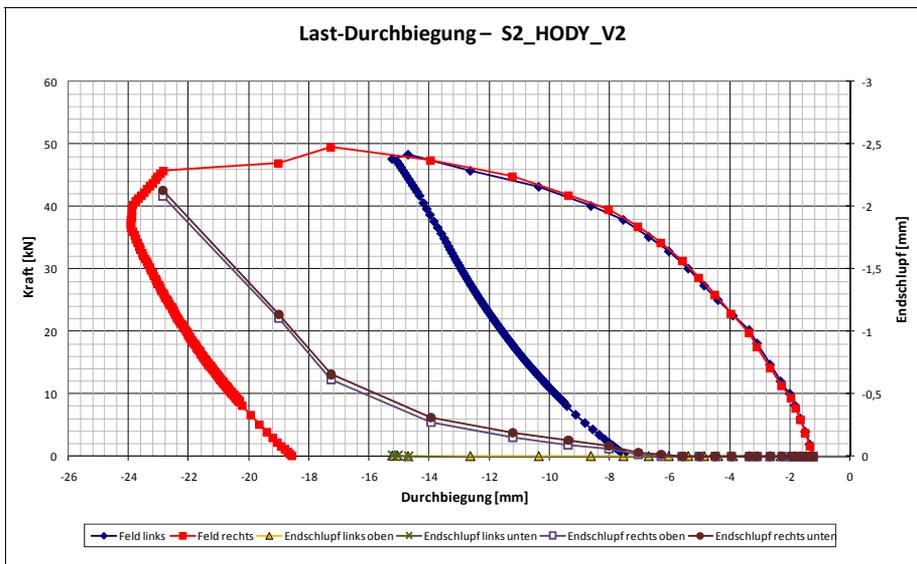


Abb. 9-53: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S2_HODY_V2

9.4.4 Momentendiagramme – Serie S2

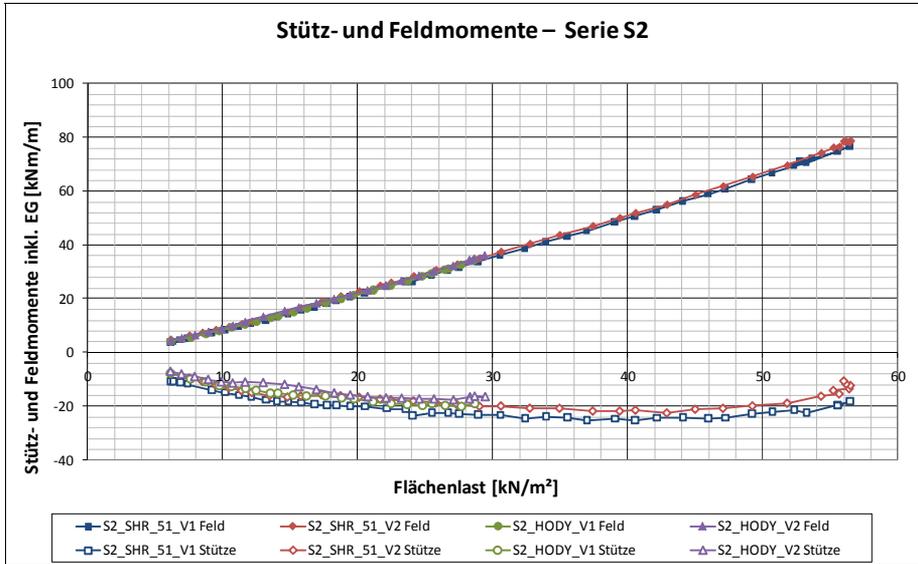


Abb. 9-54: Stütz- und Feldmomente – Serie S2

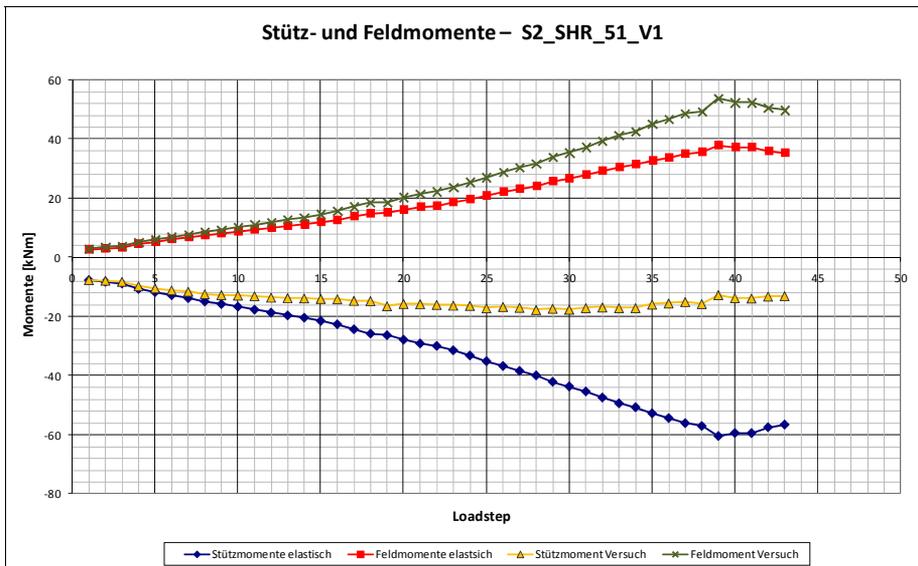


Abb. 9-55: Stütz- und Feldmomente – Versuch S2_SHR_51_V1

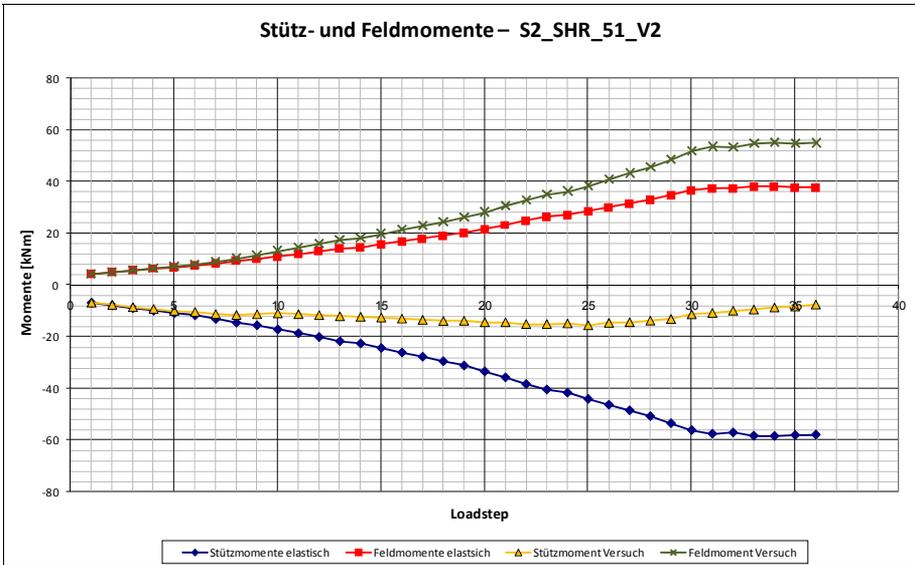


Abb. 9-56: Stütz- und Feldmomente – Versuch S2_SHR_51_V2

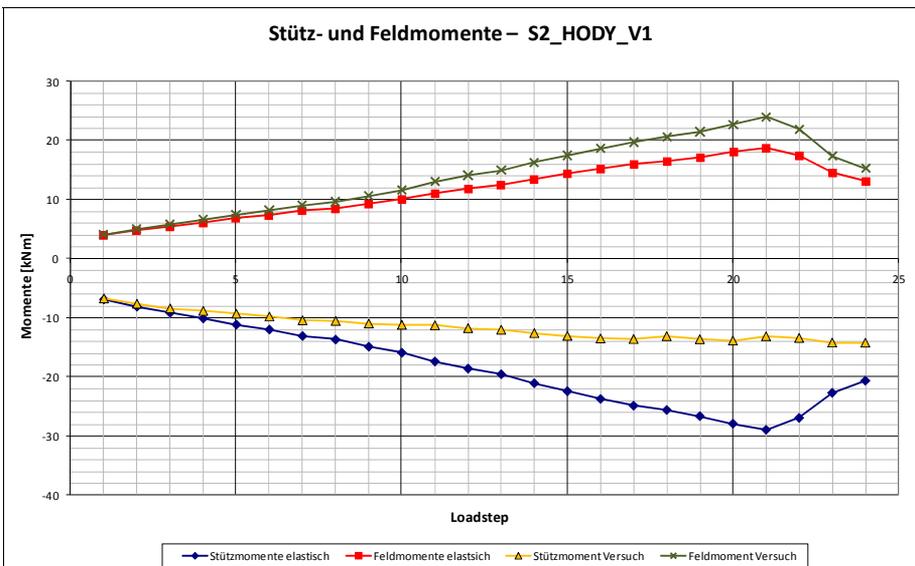


Abb. 9-57: Momentenverlauf – Versuch S2_HODY_V1

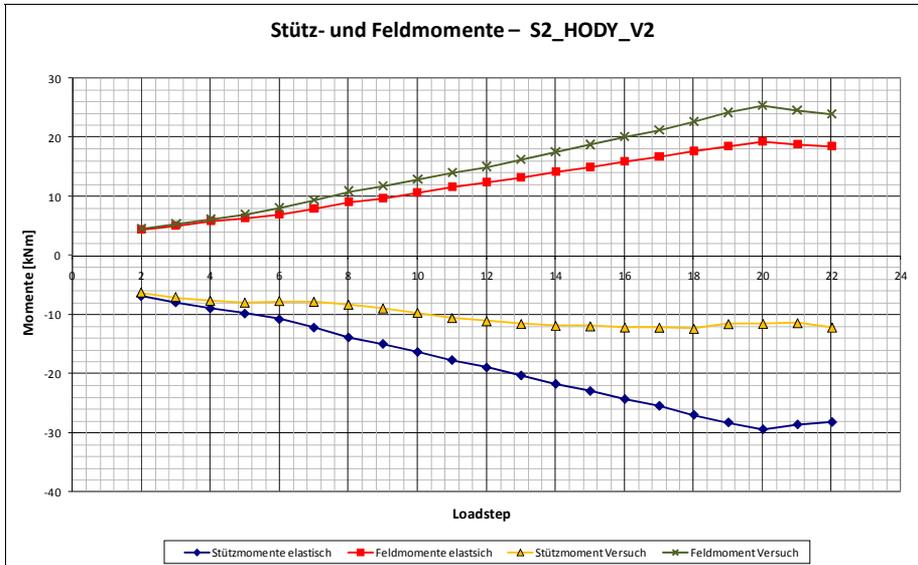


Abb. 9-58: Momentenverlauf – Versuch S2_HODY_V2

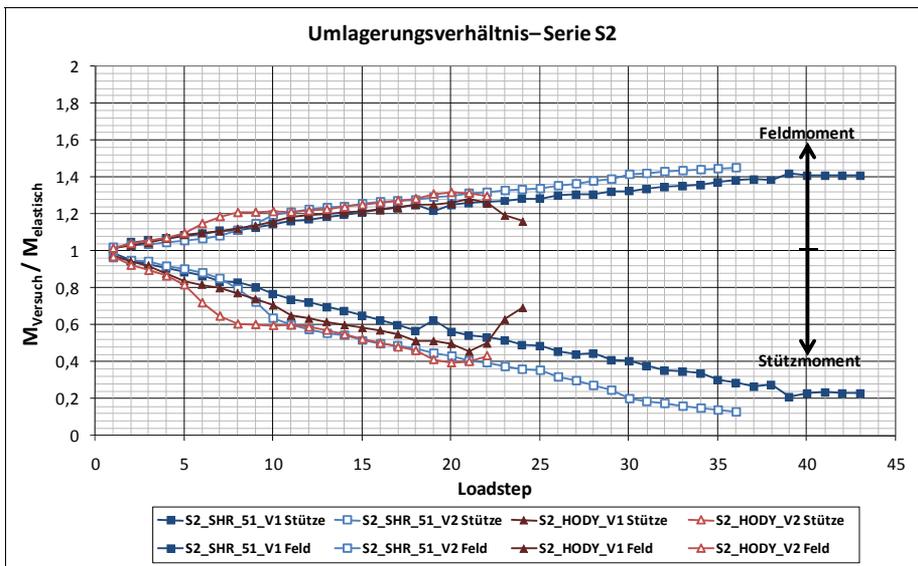


Abb. 9-59: Umlagerungsverhältnis – Serie S2

9.4.5 Rotation – Serie S2

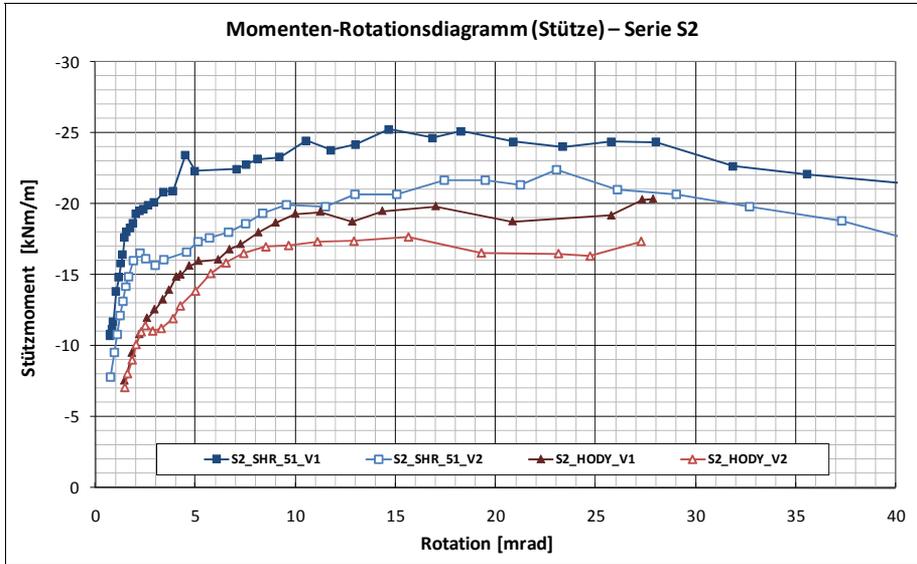


Abb. 9-60: Rotation im Stützbereich – Serie S2

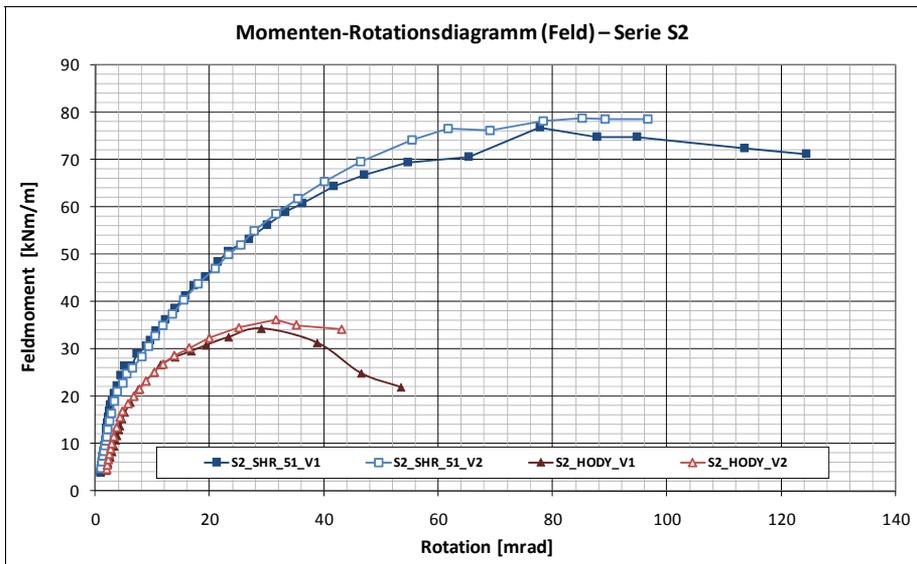


Abb. 9-61: Rotation im Feldbereich – Serie S2

9.4.6 Rissbreiten – Serie S2

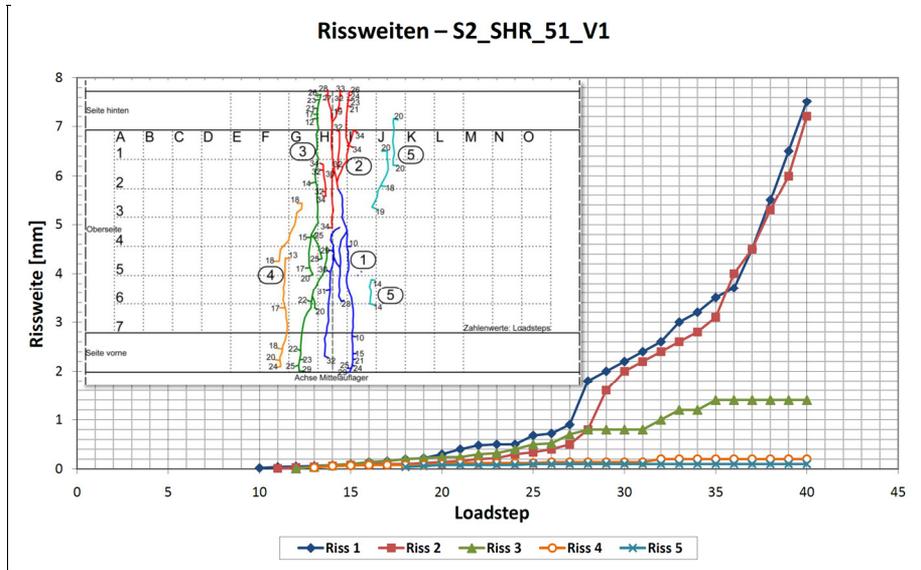


Abb. 9-62: Rissweiten – Versuch S2_SHR_51_V1

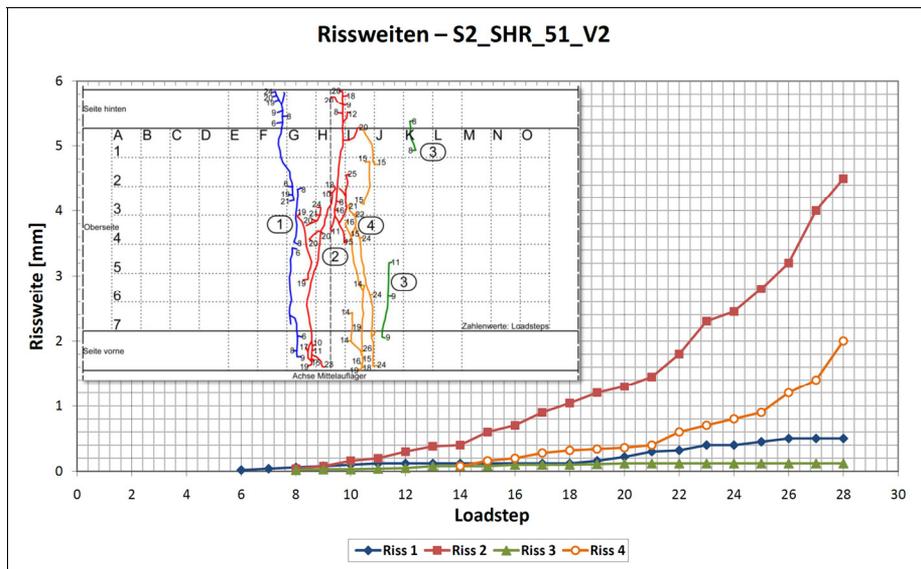


Abb. 9-63: Rissweiten – Versuch S2_SHR_51_V2

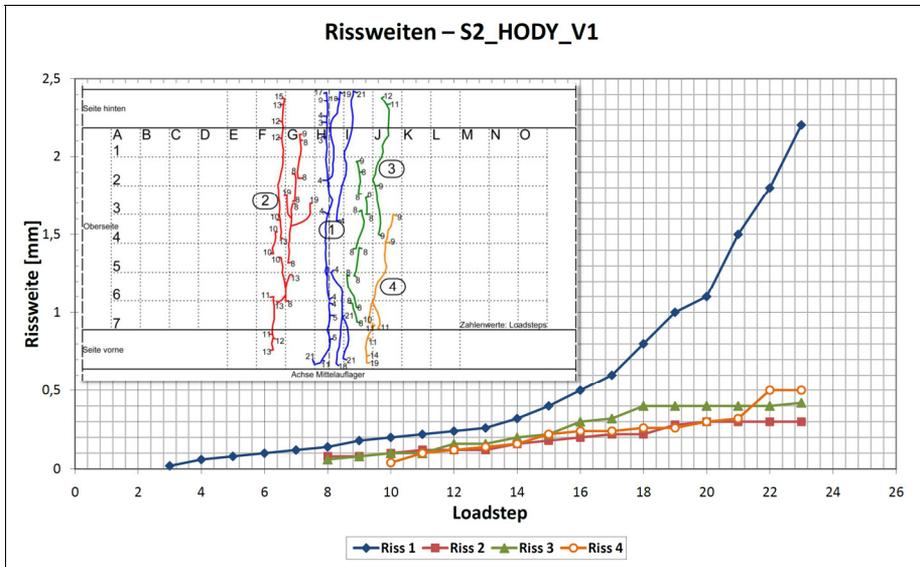


Abb. 9-64: Rissweiten – Versuch S2_HODY_V1

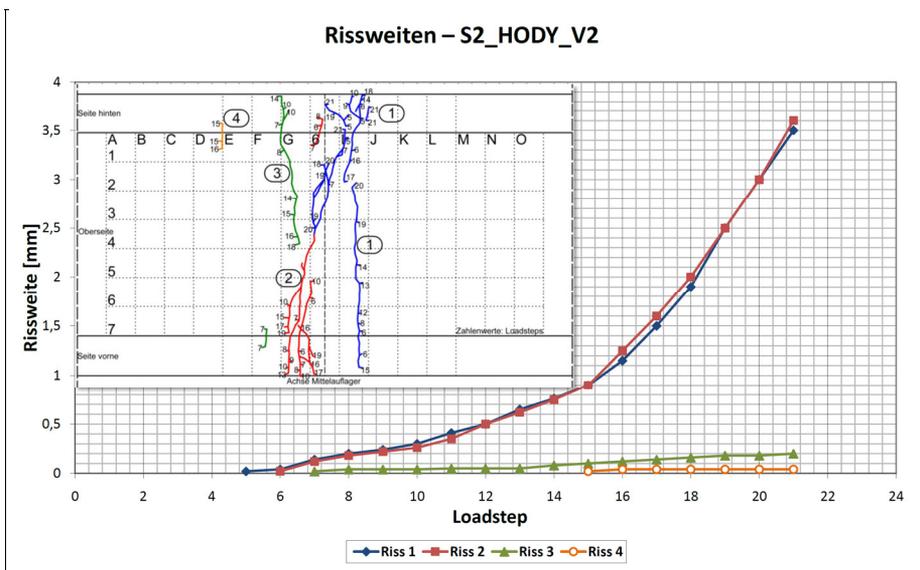


Abb. 9-65: Rissweiten – Versuch S2_HODY_V2

9.5 Versuche – Serie S3

9.5.1 Versuchsstand und Messtechnik

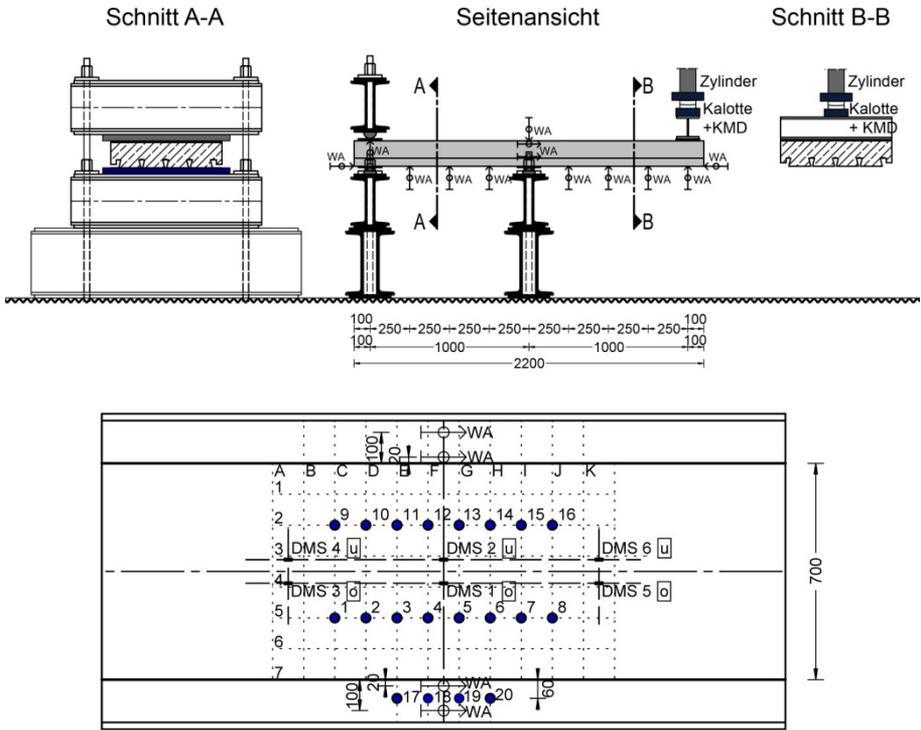


Abb. 9-66: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S3

9.5.2 Last-Zeit-Diagramme – Serie S3

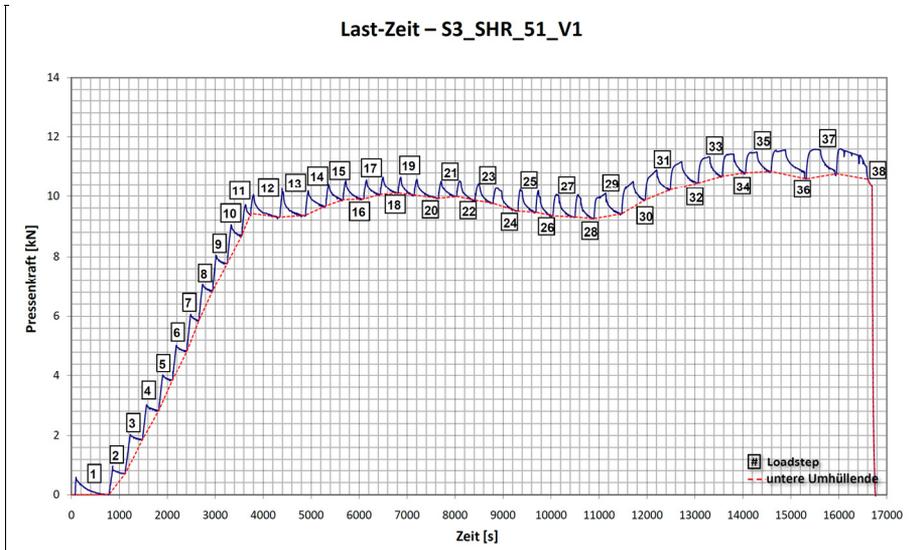


Abb. 9-67: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S3_SHR51_V1

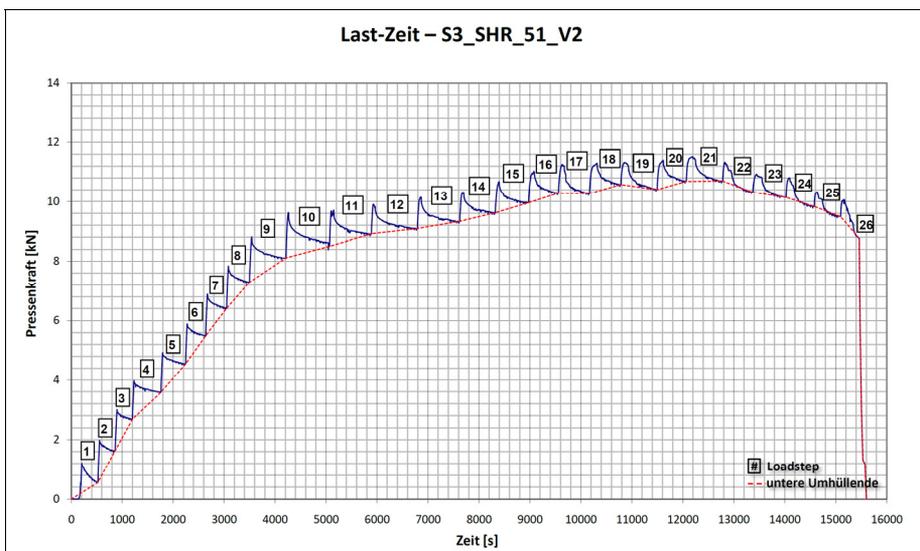


Abb. 9-68: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S3_SHR51_V2

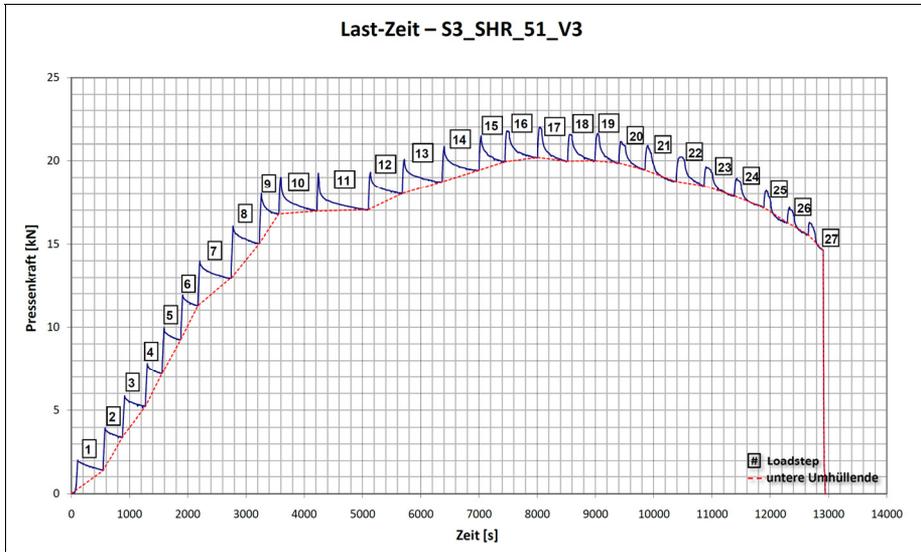


Abb. 9-69: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S3_SHR51_V3

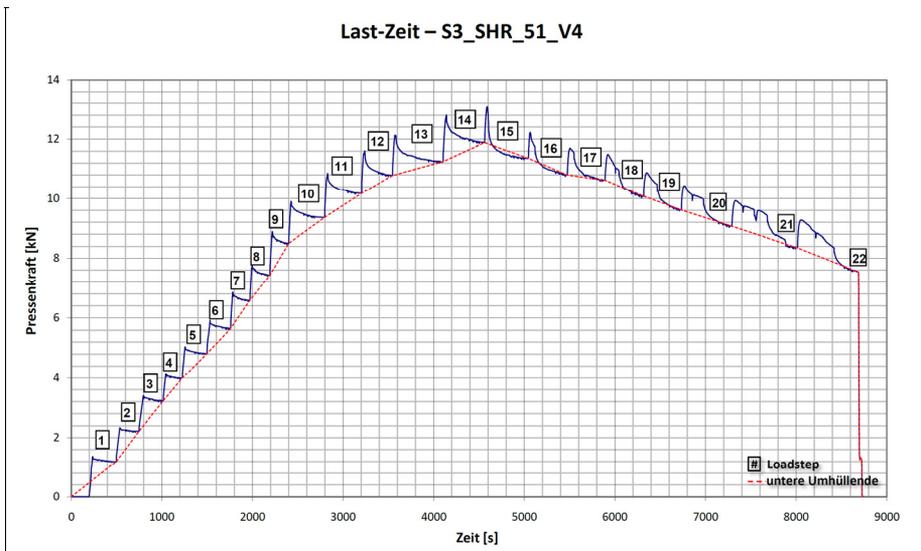


Abb. 9-70: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S3_SHR51_V4

9.5.3 Momentendiagramme – Serie S3

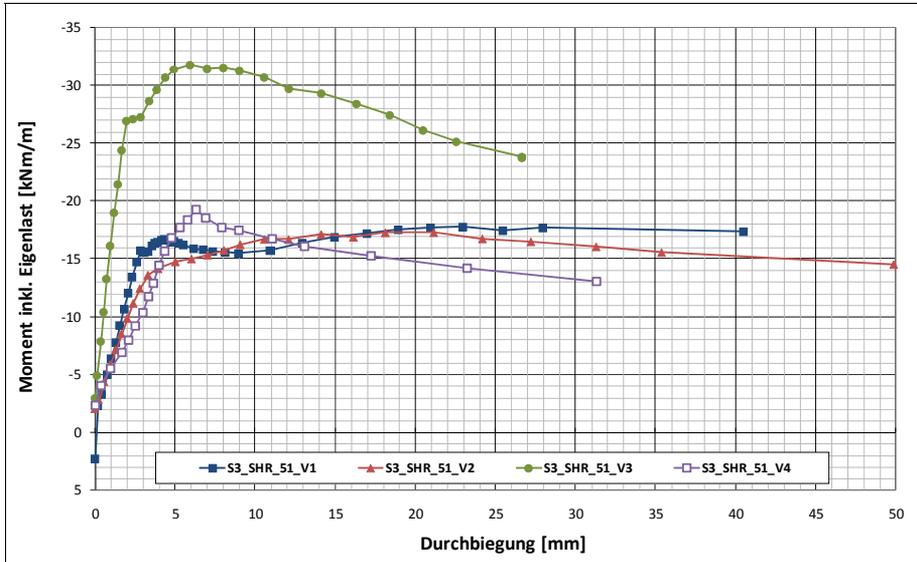


Abb. 9-71: Momenten-Durchbiegungsdiagramme – Serie S3

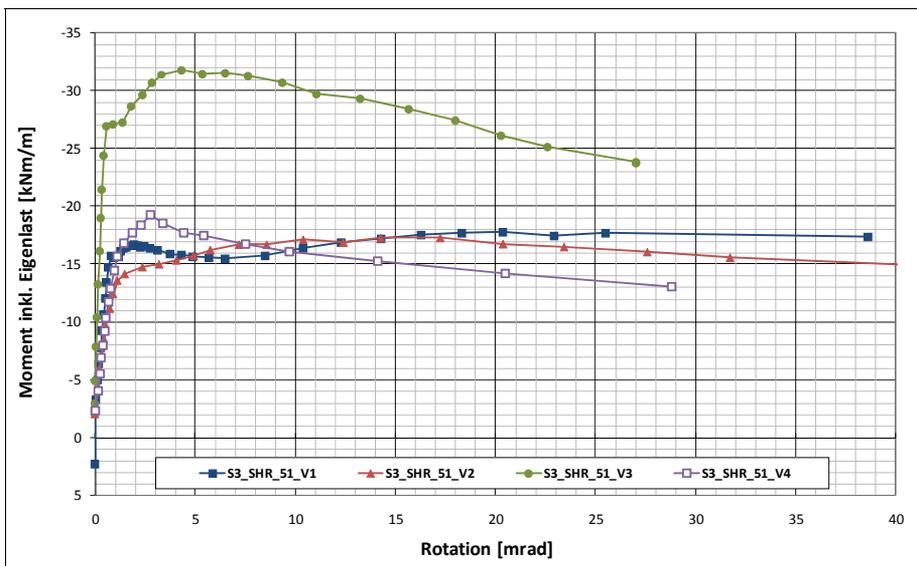


Abb. 9-72: Momenten-Rotationsdiagramme – Serie S3

9.5.4 Rissbreiten – Serie S3

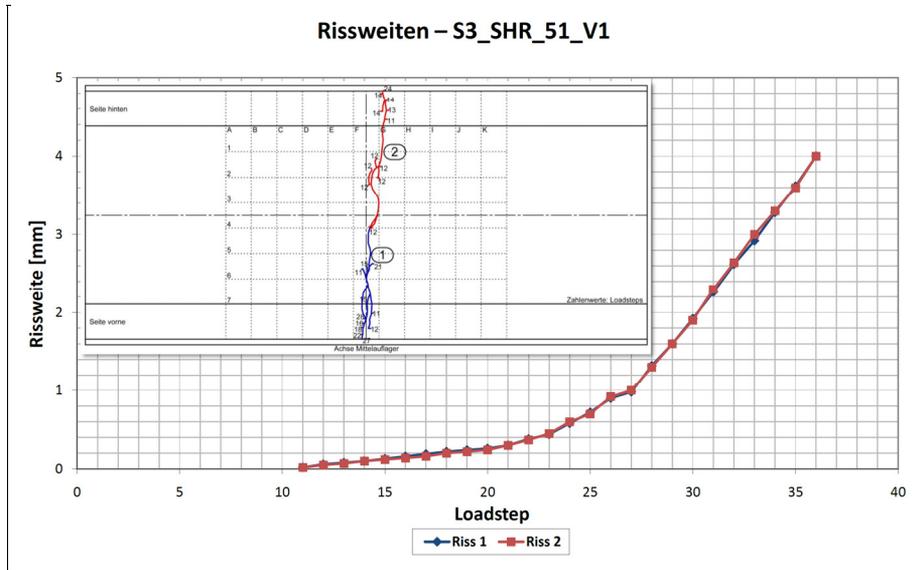


Abb. 9-73: Rissweiten – Versuch S3_SHR_51_V1

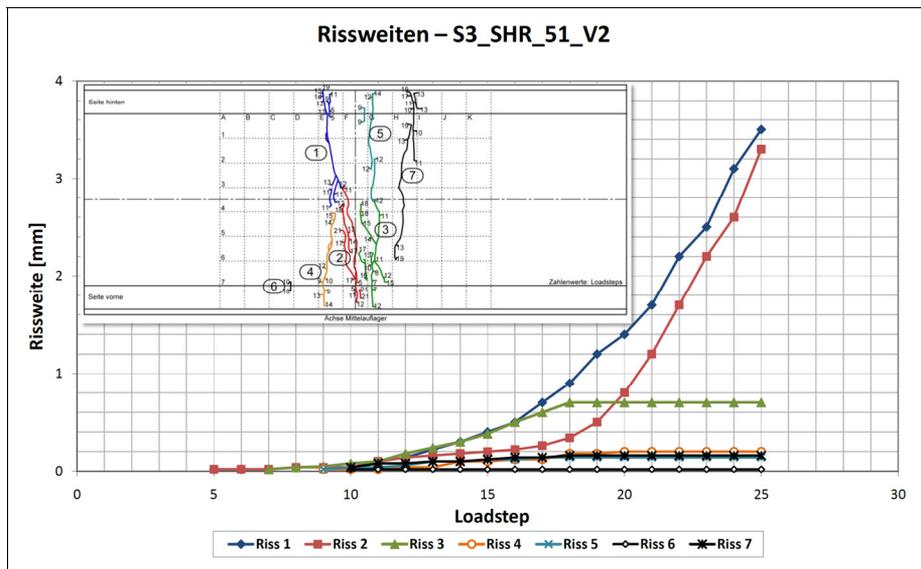


Abb. 9-74: Rissweiten – Versuch S3_SHR_51_V2

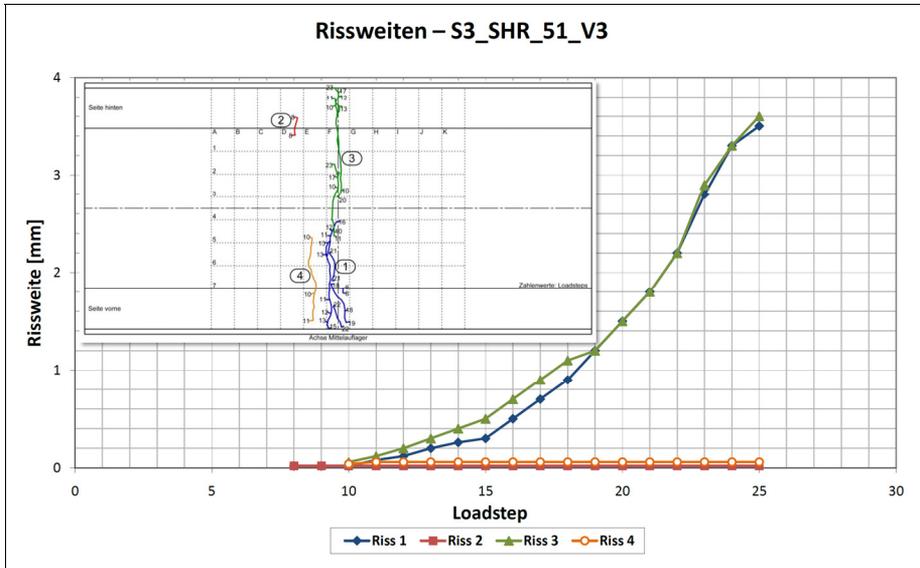


Abb. 9-75: Rissweiten – Versuch S3_SHR_51_V3

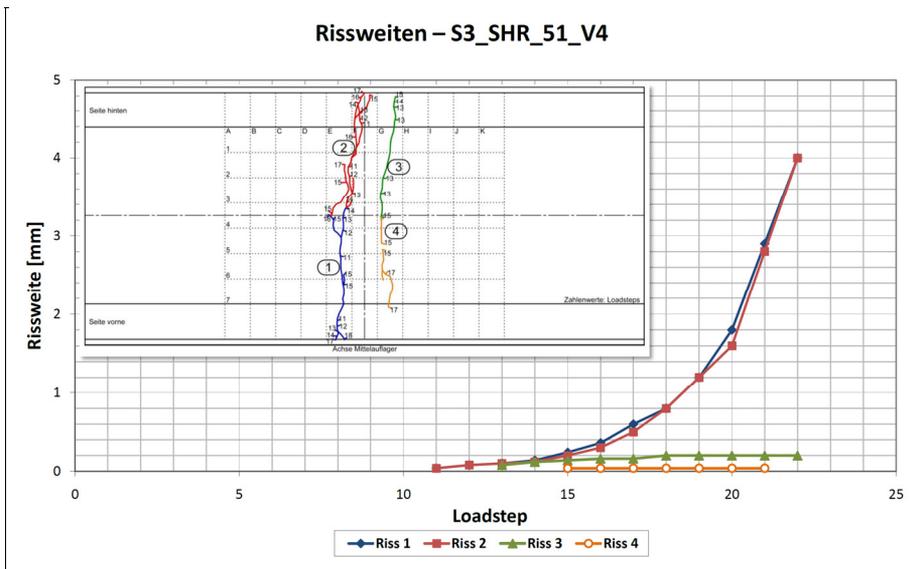


Abb. 9-76: Rissweiten – Versuch S3_SHR_51_V4

9.6 Versuche – Serie S4

9.6.1 Versuchsstand und Messtechnik

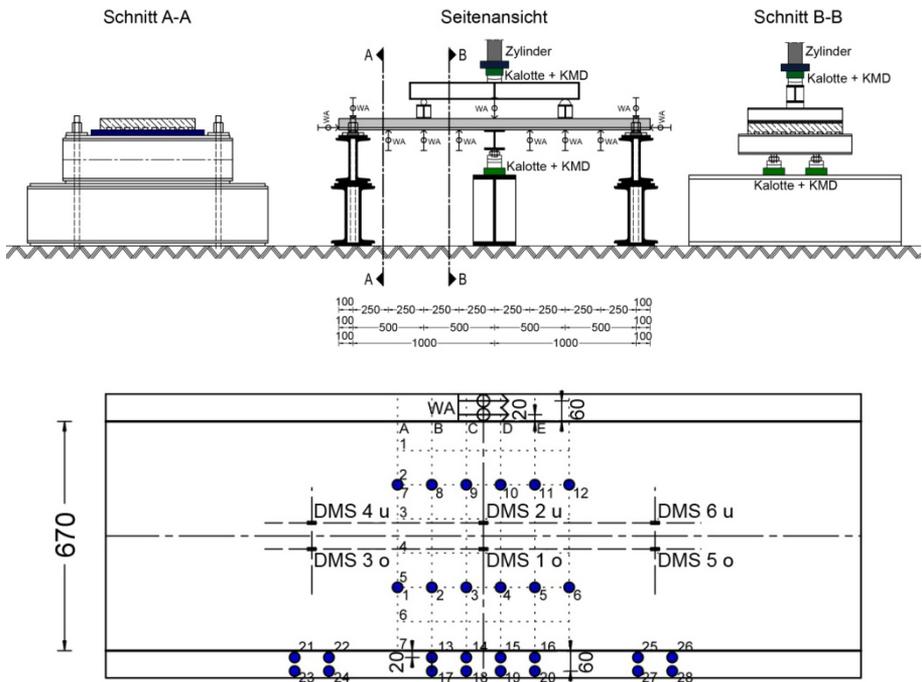


Abb. 9-77: Versuchsstand und Messtechnik – Serie S4

9.6.2 Last-Zeit-Diagramme – Serie S4

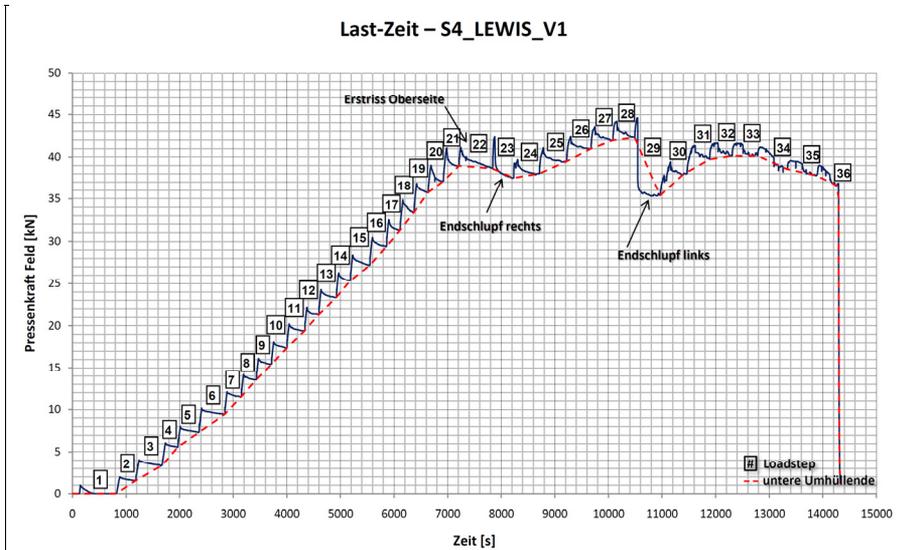


Abb. 9-78: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S4_LEWIS_V1

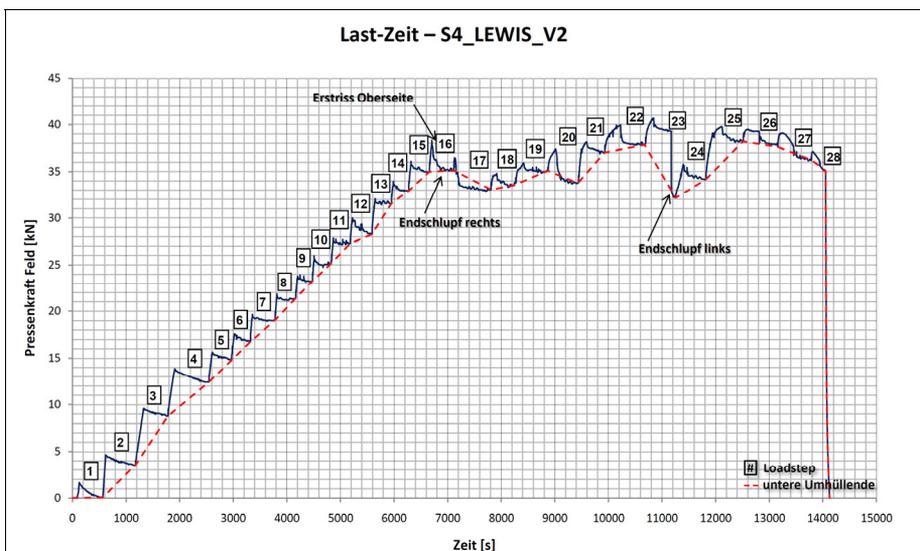


Abb. 9-79: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S4_LEWIS_V2

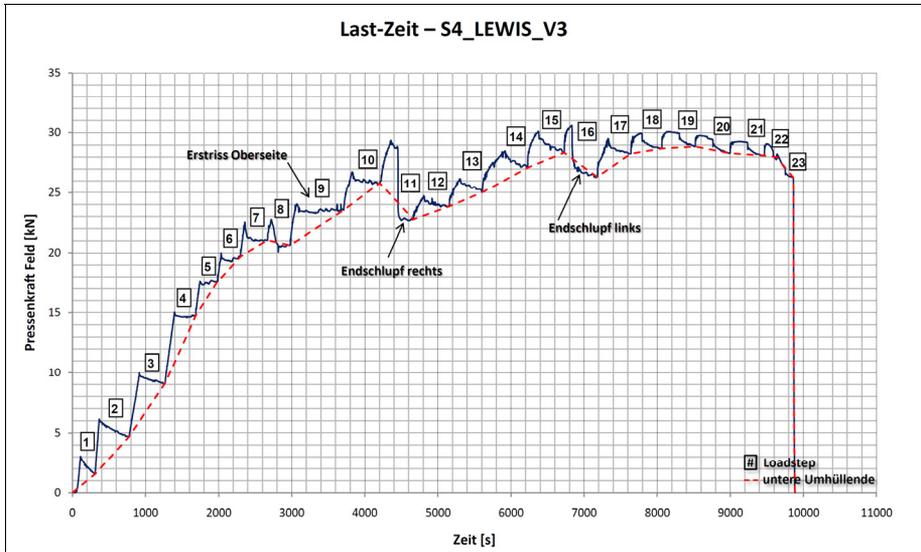


Abb. 9-80: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S4_LEWIS_V3

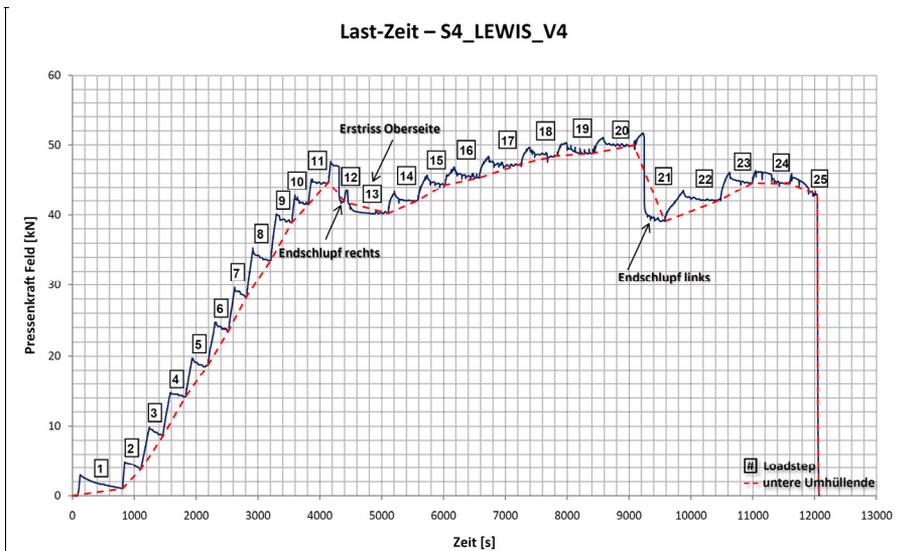


Abb. 9-81: Last-Zeit-Diagramm – Versuch S4_LEWIS_V4

9.6.3 Last-Durchbiegungs-Diagramme inkl. Endschlupf – Serie S4

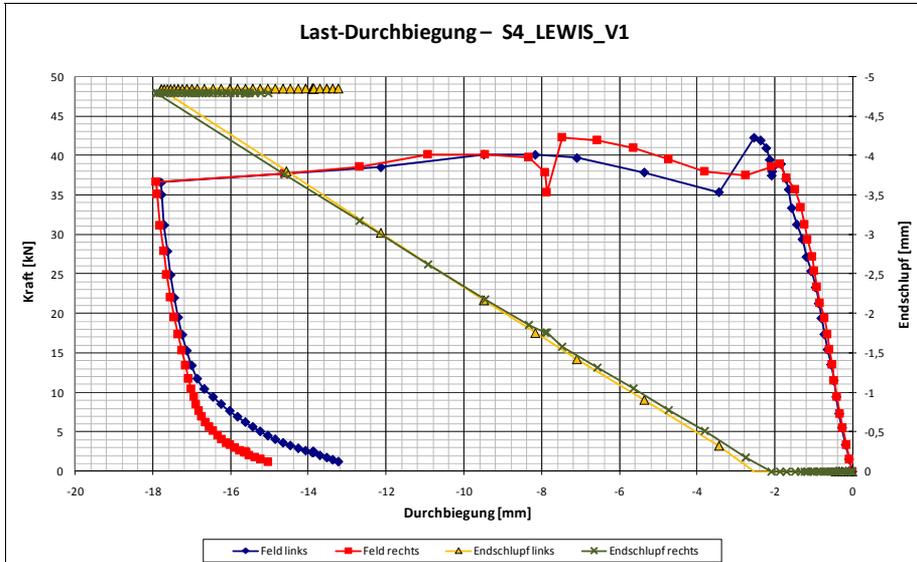


Abb. 9-82: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S4_LEWIS_V1

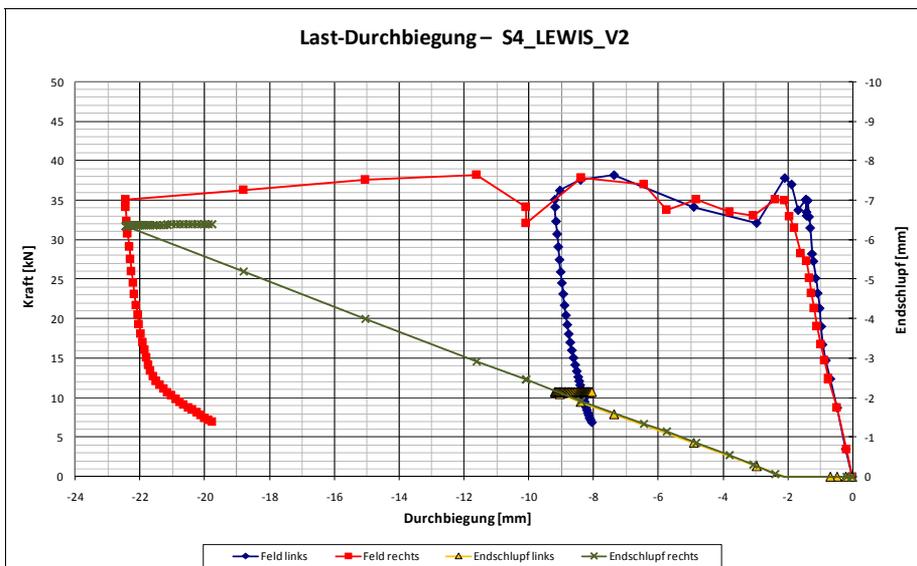


Abb. 9-83: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S4_LEWIS_V2

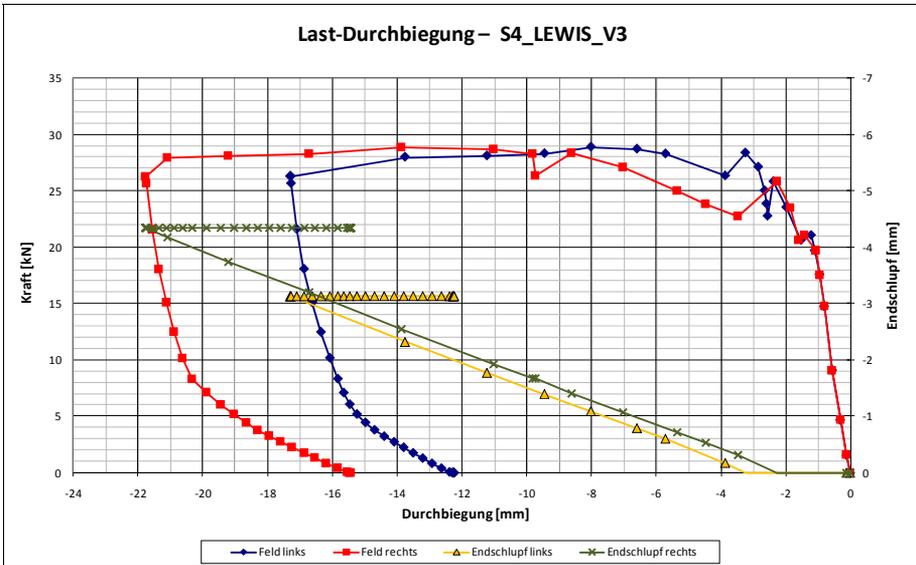


Abb. 9-84: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S4_LEWIS_V3

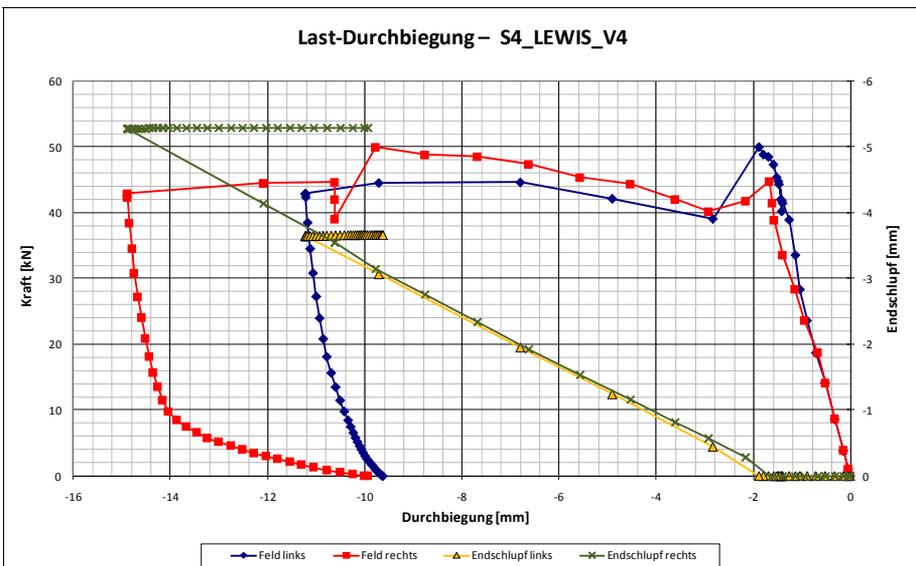


Abb. 9-85: Last-Durchbiegung inkl. Schlupf – Versuch S4_LEWIS_V4

9.6.4 Momentendiagramme – Serie S4

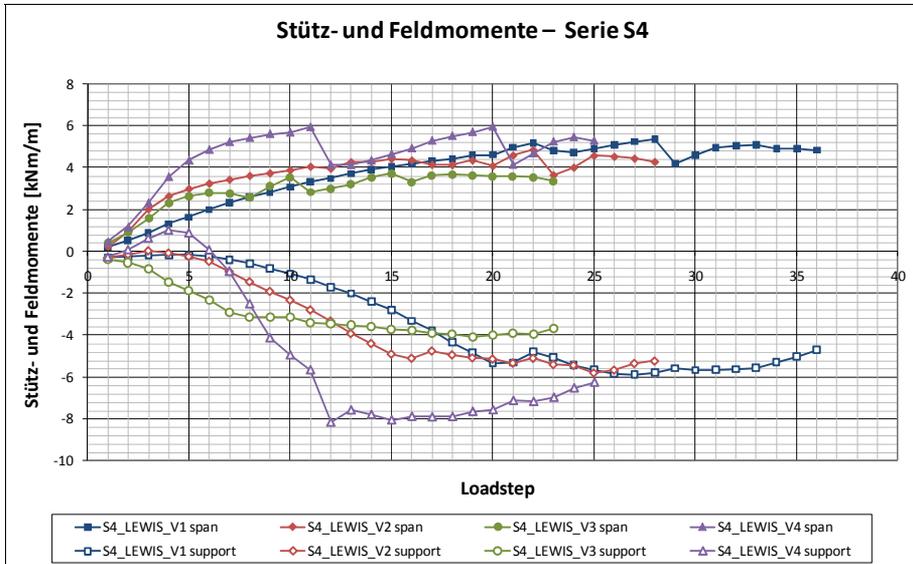


Abb. 9-86: Stütz- und Feldmomente – Serie S4

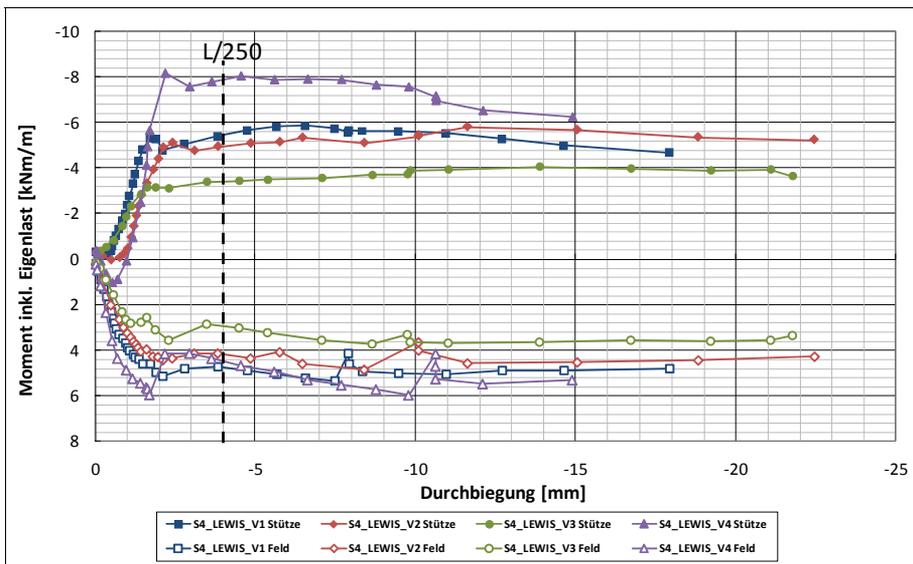


Abb. 9-87: Stütz- und Feldmomente – Serie S4 in Abhängigkeit von der Durchbiegung

9.6.5 Rotation – Serie S4

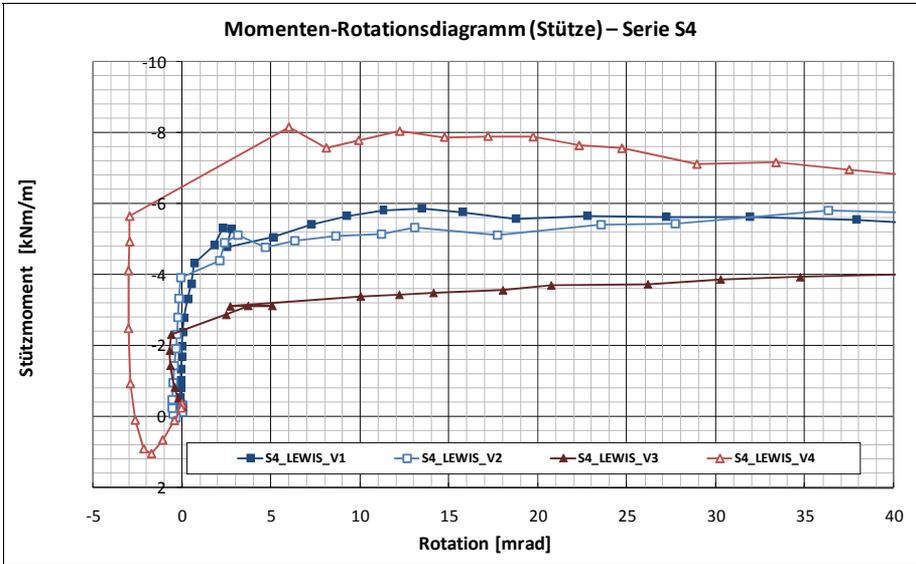


Abb. 9-88: Rotation im Stützbereich – Serie S4

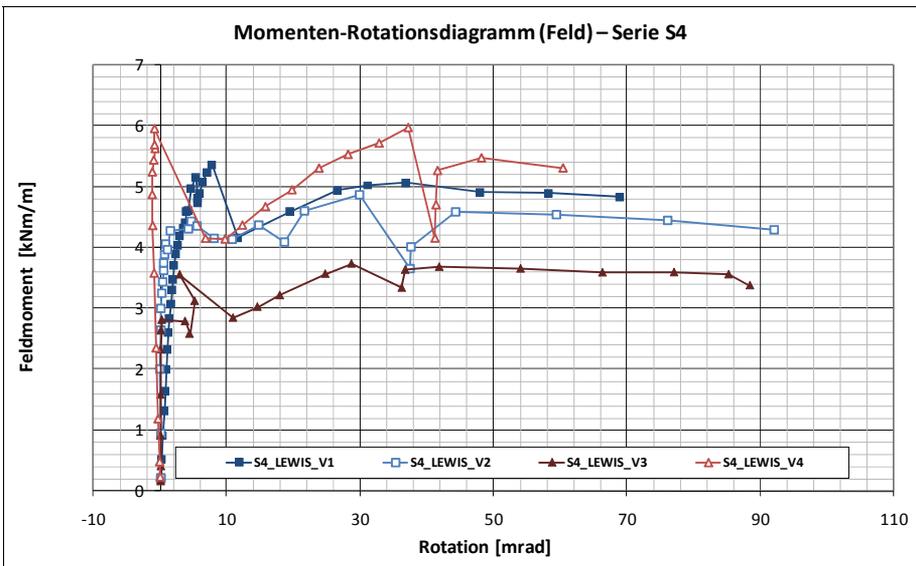


Abb. 9-89: Rotation im Feldbereich – Serie S4

9.6.6 Rissbreiten – Serie S4

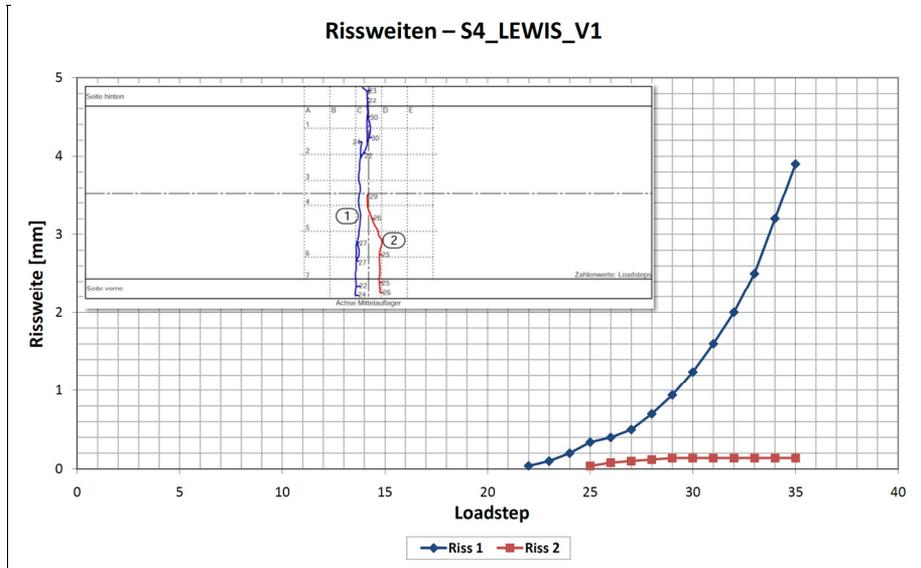


Abb. 9-90: Rissweiten – Versuch S4_LEWIS_V1

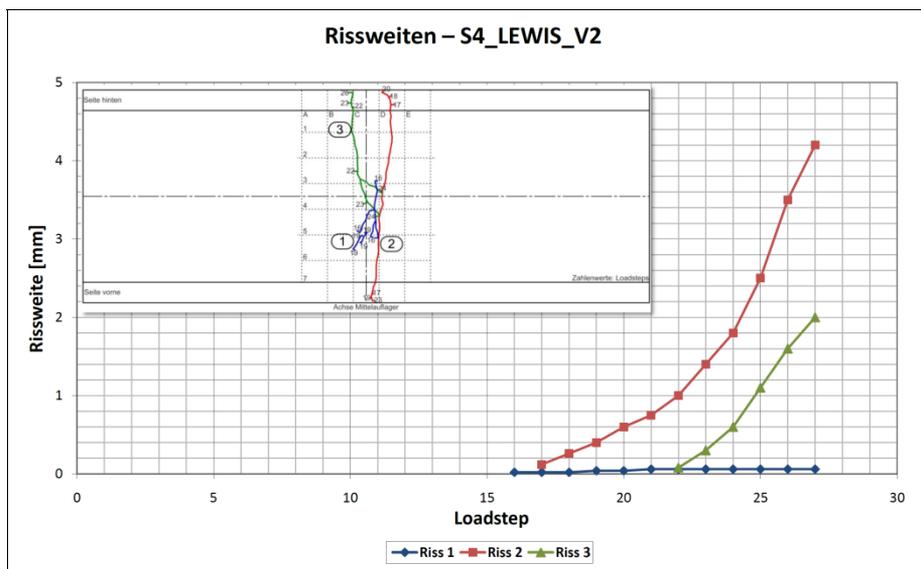


Abb. 9-91: Rissweiten – Versuch S4_LEWIS_V2

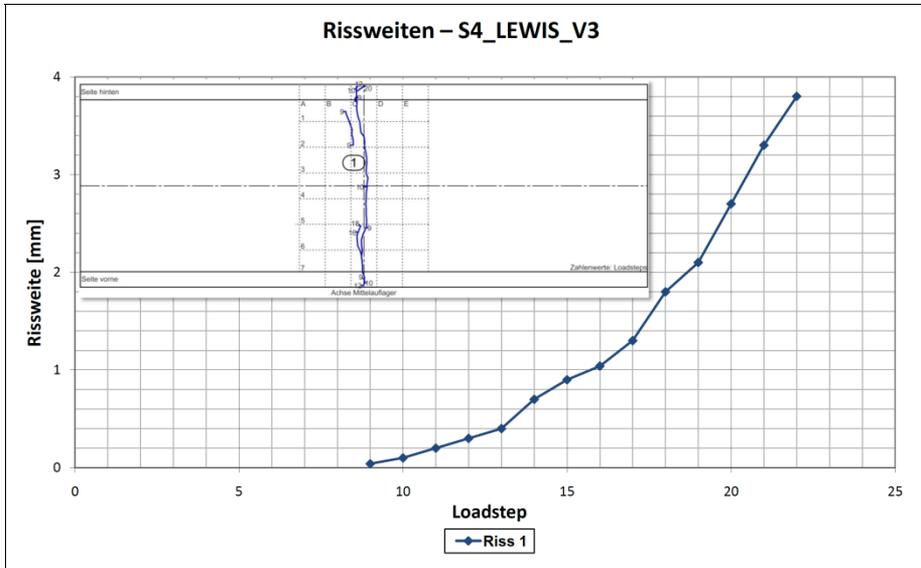


Abb. 9-92: Rissweiten – Versuch S4_LEWIS_V3

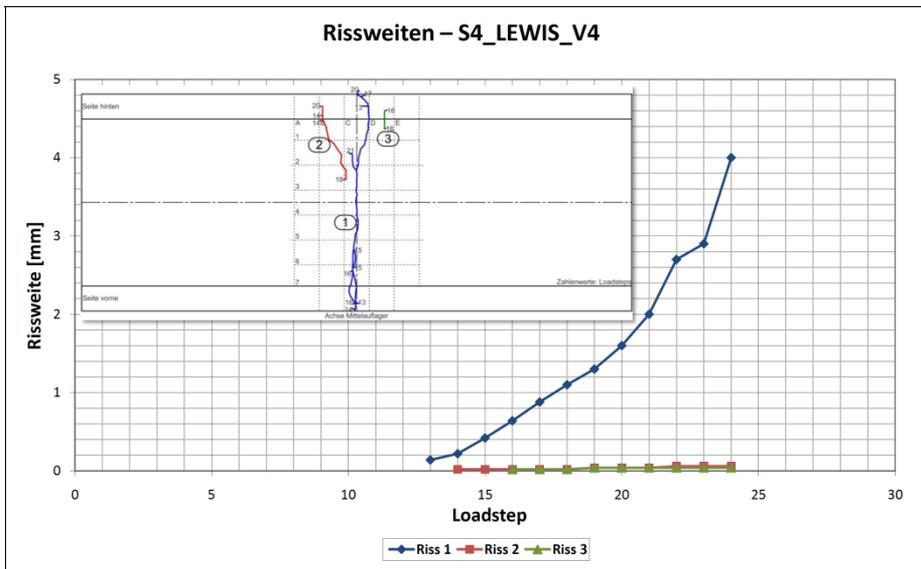


Abb. 9-93: Rissweiten – Versuch S4_LEWIS_V4

9.7 Berechnete Stützmomententragfähigkeit

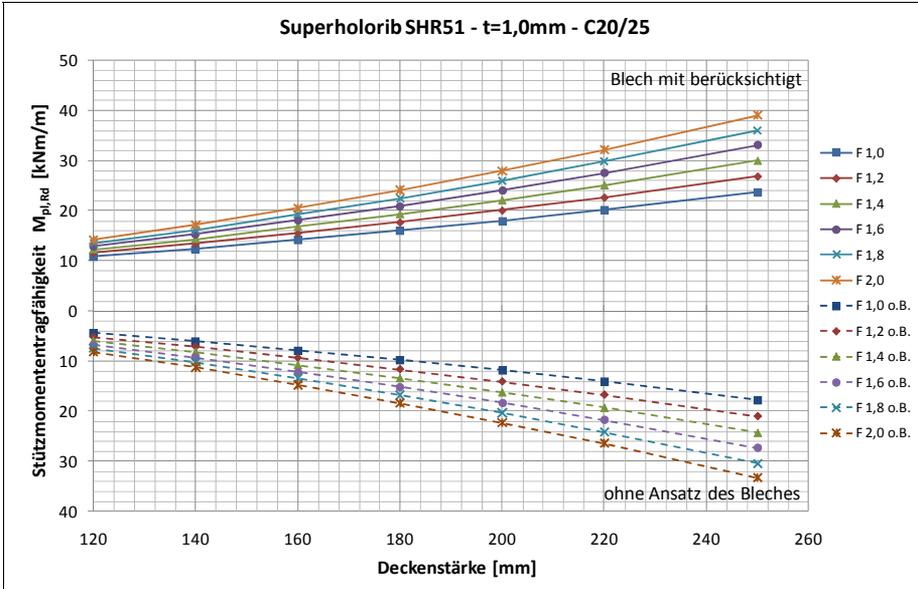


Abb. 9-94: Stützmomententragfähigkeit Superholorib SHR51 – t=1,0mm – C20/25

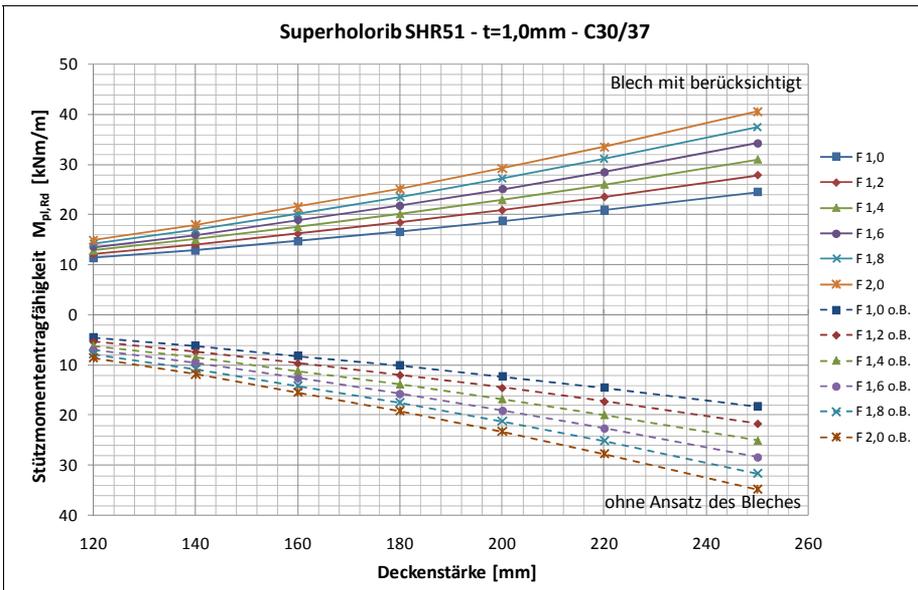


Abb. 9-95: Stützmomententragfähigkeit Superholorib SHR51 – t=1,0mm – C30/37

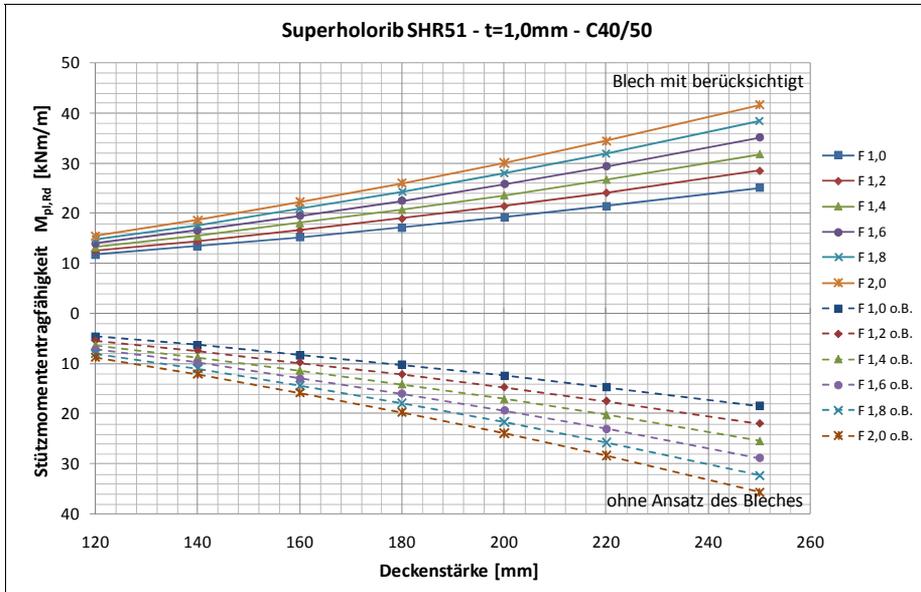


Abb. 9-96: Stützmomententragfähigkeit Superholorib SHR51 – t=1,0mm – C40/50

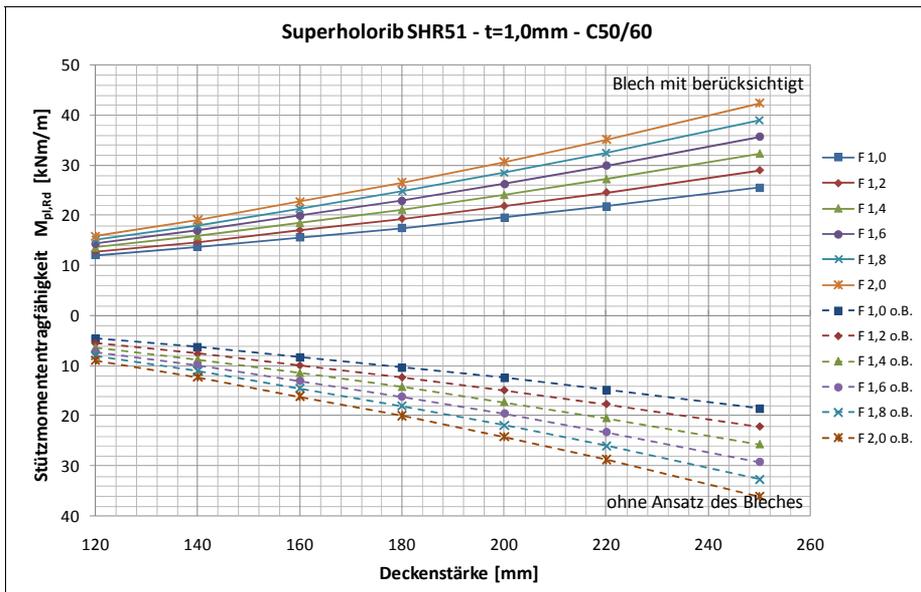


Abb. 9-97: Stützmomententragfähigkeit Superholorib SHR51 – t=1,0mm – C50/60

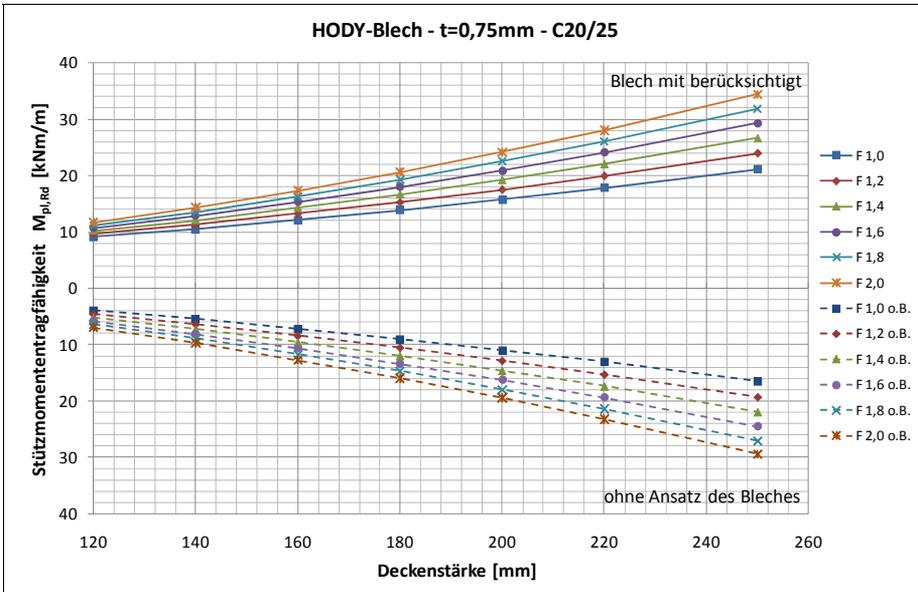


Abb. 9-98: Stützmomententragfähigkeit HODY – t=0,75mm – C20/25

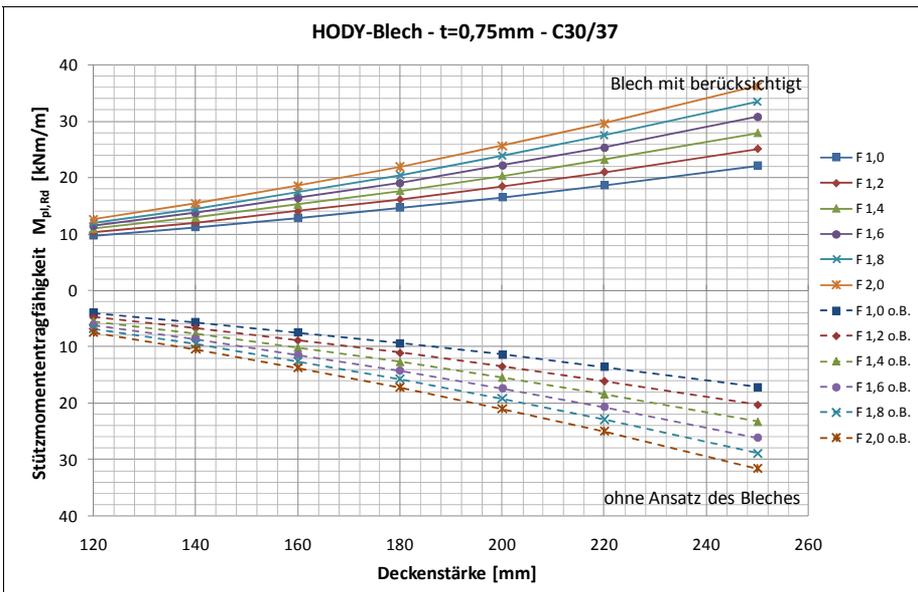


Abb. 9-99: Stützmomententragfähigkeit HODY – t=0,75mm – C30/37

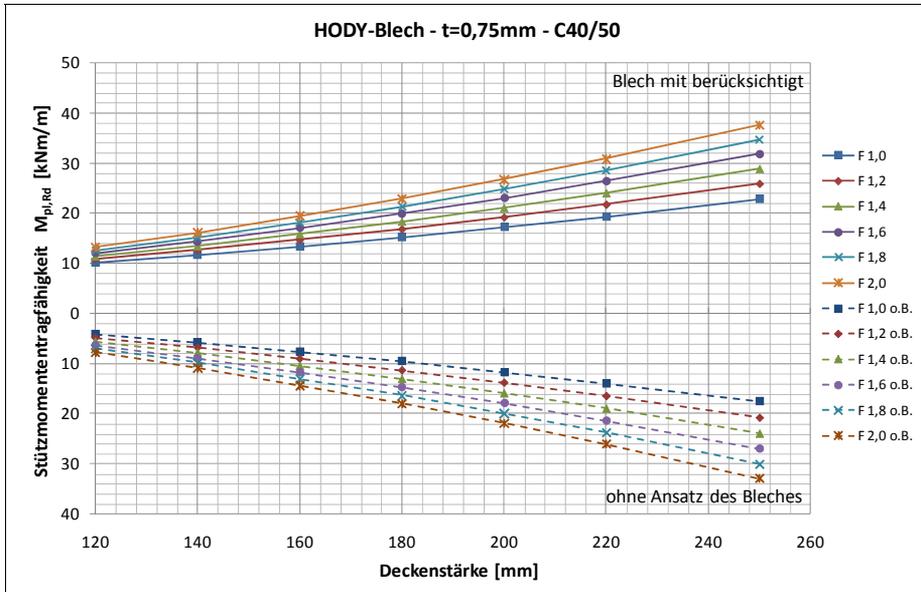


Abb. 9-100: Stützmomententragfähigkeit HODY – t=0,75mm – C40/50

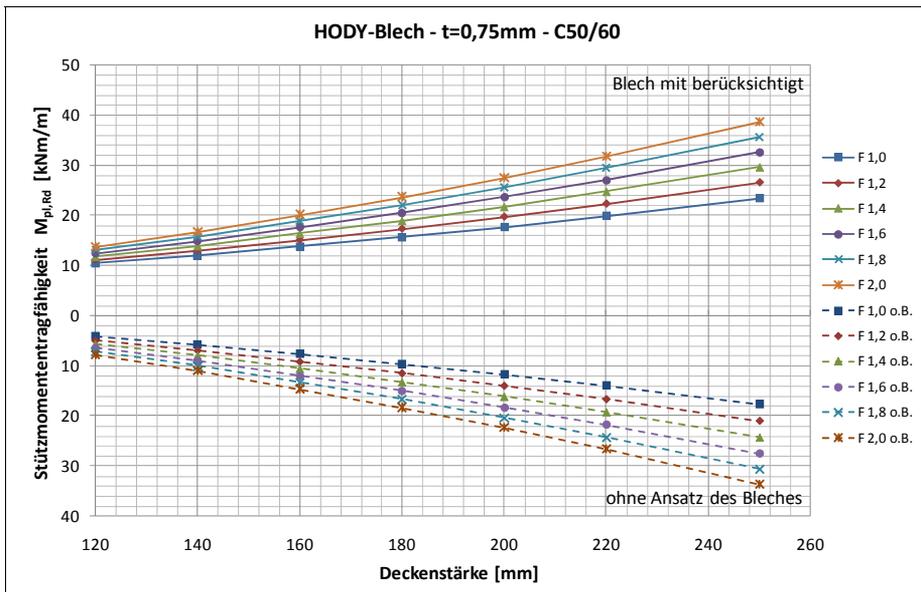


Abb. 9-101: Stützmomententragfähigkeit HODY – t=0,75mm – C50/60

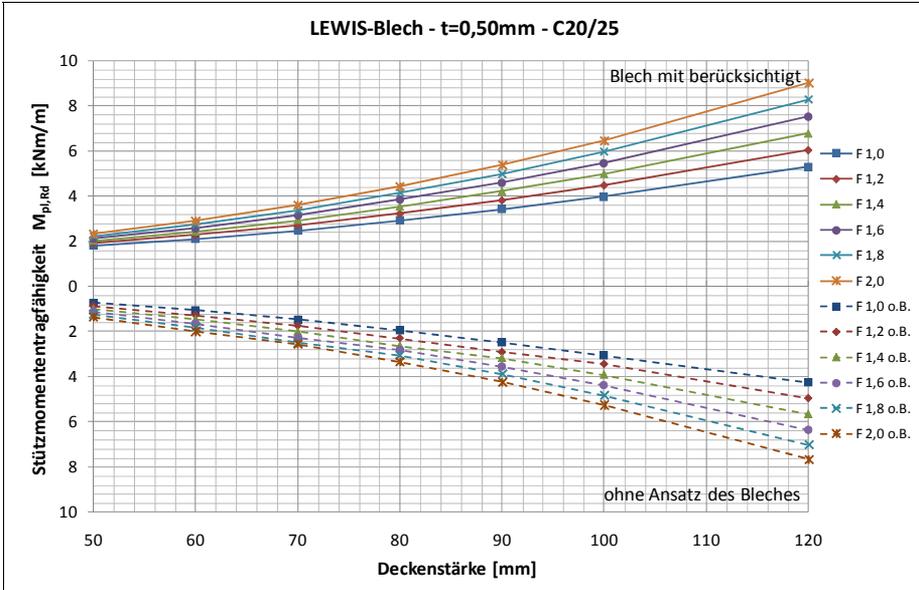


Abb. 9-102: Stützmomententragfähigkeit LEWIS – t=0,50mm – C20/25

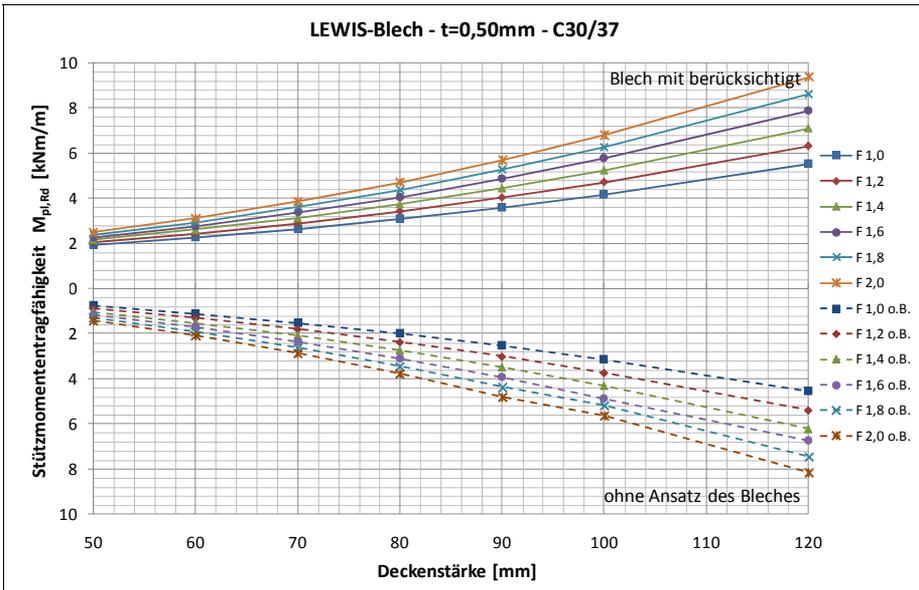


Abb. 9-103: Stützmomententragfähigkeit LEWIS – t=0,50mm – C30/37

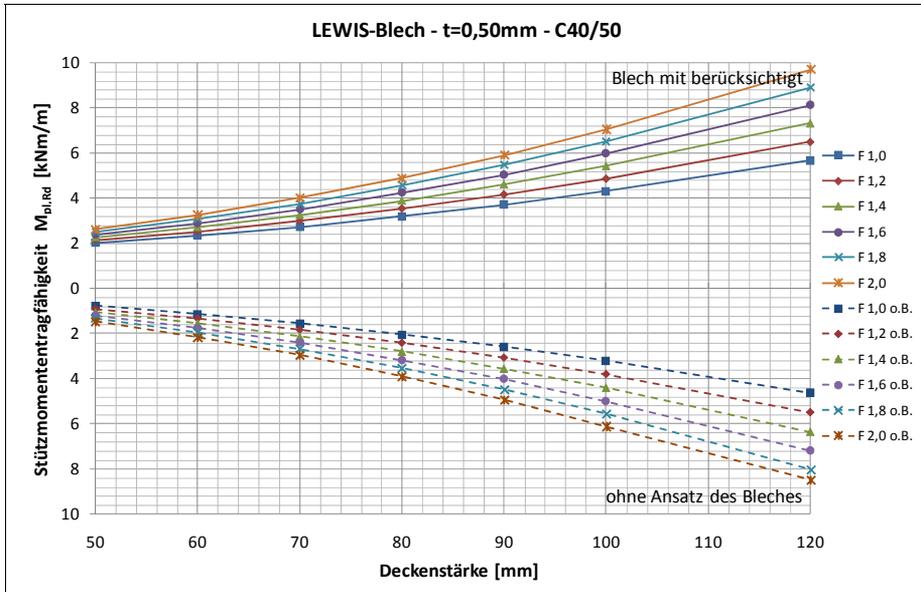


Abb. 9-104: Stützmomententragfähigkeit LEWIS – t=0,50mm – C40/50

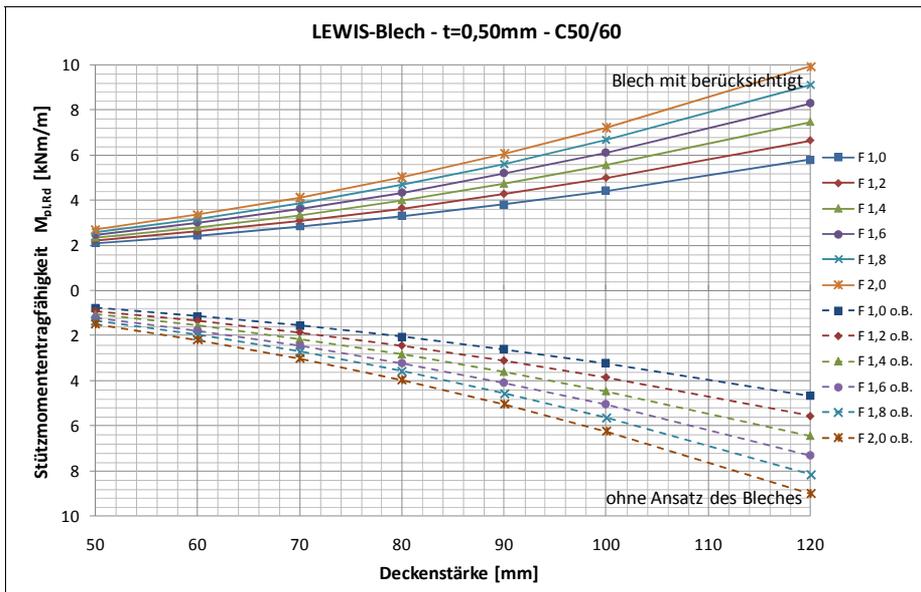


Abb. 9-105: Stützmomententragfähigkeit LEWIS – t=0,50mm – C50/60

		SUPERHOLORIB SHR51 - t = 1,0 mm												
Betón	Deckenstärke [mm]	F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0		
		M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _{pl,d} [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _{pl,d} [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _{pl,d} [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _{pl,d} [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _{pl,d} [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _{pl,d} [-]	
mit Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Bleches	C20/25	120	-10,87	0,15	-11,56	0,16	-12,24	0,16	-12,90	0,17	-13,56	0,18	-14,21	0,18
		140	-12,39	0,13	-13,36	0,14	-14,33	0,15	-15,27	0,15	-16,21	0,16	-17,13	0,17
		160	-14,16	0,12	-15,48	0,13	-16,77	0,14	-18,05	0,14	-19,30	0,15	-20,54	0,16
		180	-16,00	0,11	-17,66	0,12	-19,30	0,13	-20,92	0,13	-22,51	0,14	-24,08	0,15
		200	-18,00	0,11	-20,05	0,11	-22,07	0,12	-24,06	0,12	-26,02	0,13	-27,96	0,14
		220	-20,17	0,10	-22,64	0,10	-25,07	0,11	-27,46	0,12	-29,82	0,12	-32,15	0,13
		250	-23,71	0,09	-26,86	0,10	-29,96	0,10	-33,03	0,11	-36,04	0,12	-39,02	0,12
	C25/30	120	-11,17	0,13	-11,88	0,14	-12,59	0,15	-13,28	0,15	-13,97	0,16	-14,64	0,16
		140	-12,72	0,12	-13,72	0,13	-14,72	0,13	-15,70	0,14	-16,67	0,14	-17,63	0,15
		160	-14,52	0,11	-15,87	0,12	-17,21	0,12	-18,53	0,13	-19,83	0,13	-21,11	0,14
		180	-16,37	0,10	-18,09	0,11	-19,78	0,11	-21,44	0,12	-23,09	0,13	-24,71	0,13
		200	-18,40	0,09	-20,51	0,10	-22,58	0,11	-24,63	0,11	-26,65	0,12	-28,65	0,12
		220	-20,59	0,09	-23,12	0,09	-25,61	0,10	-28,07	0,11	-30,50	0,11	-32,90	0,12
		250	-24,17	0,08	-27,39	0,09	-30,57	0,09	-33,70	0,10	-36,80	0,10	-39,86	0,11
	C30/37	120	-11,41	0,12	-12,15	0,13	-12,87	0,13	-13,59	0,14	-14,30	0,14	-15,00	0,15
		140	-12,98	0,11	-14,01	0,11	-15,04	0,12	-16,05	0,13	-17,04	0,13	-18,03	0,14
		160	-14,80	0,10	-16,19	0,10	-17,56	0,11	-18,91	0,12	-20,25	0,12	-21,57	0,13
		180	-16,68	0,09	-18,43	0,10	-20,16	0,10	-21,87	0,11	-23,55	0,11	-25,22	0,12
		200	-18,73	0,08	-20,87	0,09	-22,99	0,10	-25,09	0,10	-27,16	0,11	-29,21	0,11
		220	-20,94	0,08	-23,51	0,08	-26,05	0,09	-28,57	0,10	-31,05	0,10	-33,51	0,11
		250	-24,54	0,07	-27,82	0,08	-31,05	0,08	-34,25	0,09	-37,41	0,09	-40,54	0,10
	C40/50	120	-11,78	0,10	-12,54	0,11	-13,30	0,11	-14,05	0,12	-14,80	0,12	-15,53	0,12
		140	-13,38	0,09	-14,45	0,10	-15,52	0,10	-16,57	0,10	-17,62	0,11	-18,65	0,11
		160	-15,24	0,08	-16,67	0,09	-18,09	0,09	-19,50	0,10	-20,90	0,10	-22,28	0,11
		180	-17,14	0,08	-18,95	0,08	-20,74	0,09	-22,51	0,09	-24,26	0,09	-26,00	0,10
		200	-19,22	0,07	-21,43	0,08	-23,62	0,08	-25,79	0,08	-27,93	0,09	-30,06	0,09
		220	-21,46	0,07	-24,10	0,07	-26,72	0,08	-29,32	0,08	-31,89	0,08	-34,44	0,09
		250	-25,11	0,06	-28,46	0,07	-31,79	0,07	-35,09	0,07	-38,35	0,08	-41,58	0,08
C50/60	120	-12,04	0,09	-12,83	0,09	-13,61	0,10	-14,39	0,10	-15,16	0,10	-15,93	0,11	
	140	-13,66	0,08	-14,77	0,08	-15,87	0,09	-16,95	0,09	-18,03	0,09	-19,10	0,10	
	160	-15,55	0,07	-17,02	0,08	-18,48	0,08	-19,93	0,08	-21,37	0,09	-22,79	0,09	
	180	-17,47	0,07	-19,32	0,07	-21,16	0,07	-22,97	0,08	-24,78	0,08	-26,56	0,09	
	200	-19,57	0,06	-21,83	0,06	-24,07	0,07	-26,29	0,07	-28,49	0,08	-30,68	0,08	
	220	-21,83	0,06	-24,53	0,06	-27,21	0,06	-29,86	0,07	-32,50	0,07	-35,11	0,08	
	250	-25,51	0,05	-28,93	0,06	-32,32	0,06	-35,69	0,06	-39,03	0,07	-42,34	0,07	
ohne Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Bleches	C20/25	120	-4,41	0,07	-5,21	0,09	-6,00	0,10	-6,76	0,11	-7,51	0,12	-8,23	0,14
		140	-6,05	0,07	-7,15	0,09	-8,23	0,10	-9,28	0,11	-10,29	0,13	-11,28	0,14
		160	-7,93	0,07	-9,39	0,09	-10,80	0,10	-12,17	0,11	-13,50	0,13	-14,79	0,14
		180	-9,85	0,07	-11,66	0,09	-13,41	0,10	-15,11	0,11	-16,77	0,13	-18,38	0,14
		200	-11,93	0,07	-14,12	0,08	-16,24	0,10	-18,31	0,11	-20,32	0,12	-22,27	0,14
		220	-14,16	0,07	-16,76	0,08	-19,29	0,10	-21,75	0,11	-24,14	0,12	-26,46	0,14
		250	-17,79	0,07	-21,06	0,08	-24,24	0,09	-27,34	0,11	-30,34	0,12	-33,27	0,13
	C25/30	120	-4,47	0,06	-5,30	0,07	-6,12	0,08	-6,91	0,09	-7,69	0,10	-8,46	0,11
		140	-6,13	0,06	-7,28	0,07	-8,39	0,08	-9,48	0,09	-10,55	0,10	-11,60	0,11
		160	-8,05	0,06	-9,55	0,07	-11,01	0,08	-12,44	0,09	-13,84	0,10	-15,21	0,11
		180	-9,99	0,06	-11,85	0,07	-13,67	0,08	-15,45	0,09	-17,19	0,10	-18,89	0,11
		200	-12,10	0,06	-14,36	0,07	-16,56	0,08	-18,72	0,09	-20,83	0,10	-22,89	0,11
		220	-14,36	0,06	-17,04	0,07	-19,67	0,08	-22,23	0,09	-24,73	0,10	-27,18	0,11
		250	-18,04	0,06	-21,41	0,07	-24,71	0,08	-27,93	0,09	-31,09	0,10	-34,17	0,11
	C30/37	120	-4,51	0,05	-5,36	0,06	-6,20	0,07	-7,02	0,08	-7,82	0,09	-8,61	0,09
		140	-6,19	0,05	-7,36	0,06	-8,50	0,07	-9,63	0,08	-10,73	0,09	-11,81	0,10
		160	-8,13	0,05	-9,66	0,06	-11,16	0,07	-12,63	0,08	-14,08	0,09	-15,50	0,10
		180	-10,09	0,05	-11,99	0,06	-13,86	0,07	-15,69	0,08	-17,48	0,09	-19,24	0,10
		200	-12,21	0,05	-14,52	0,06	-16,78	0,07	-19,00	0,08	-21,18	0,08	-23,31	0,09
		220	-14,50	0,05	-17,23	0,06	-19,92	0,07	-22,56	0,07	-25,15	0,08	-27,68	0,09
		250	-18,20	0,05	-21,64	0,06	-25,02	0,06	-28,34	0,07	-31,59	0,08	-34,79	0,09
	C40/50	120	-4,56	0,04	-5,44	0,04	-6,30	0,05	-7,15	0,06	-7,98	0,06	-8,81	0,07
		140	-6,27	0,04	-7,46	0,04	-8,65	0,05	-9,81	0,06	-10,96	0,07	-12,09	0,07
		160	-8,23	0,04	-9,80	0,04	-11,35	0,05	-12,88	0,06	-14,38	0,07	-15,87	0,07
		180	-10,21	0,04	-12,16	0,04	-14,09	0,05	-15,99	0,06	-17,86	0,07	-19,70	0,07
		200	-12,36	0,04	-14,72	0,04	-17,06	0,05	-19,36	0,06	-21,62	0,06	-23,86	0,07
		220	-14,67	0,04	-17,48	0,04	-20,25	0,05	-22,98	0,06	-25,67	0,06	-28,33	0,07
		250	-18,41	0,03	-21,94	0,04	-25,42	0,05	-28,86	0,06	-32,24	0,06	-35,58	0,07
C50/60	120	-4,60	0,03	-5,48	0,04	-6,36	0,04	-7,23	0,05	-8,09	0,05	-8,93	0,06	
	140	-6,31	0,03	-7,53	0,04	-8,73	0,04	-9,92	0,05	-11,10	0,05	-12,26	0,06	
	160	-8,29	0,03	-9,89	0,04	-11,47	0,04	-13,03	0,05	-14,57	0,05	-16,10	0,06	
	180	-10,28	0,03	-12,27	0,04	-14,23	0,04	-16,17	0,05	-18,09	0,05	-19,98	0,06	
	200	-12,45	0,03	-14,85	0,04	-17,23	0,04	-19,58	0,05	-21,90	0,05	-24,20	0,06	
	220	-14,77	0,03	-17,62	0,03	-20,45	0,04	-23,24	0,05	-25,99	0,05	-28,72	0,06	
	250	-18,54	0,03	-22,12	0,03	-25,67	0,04	-29,17	0,04	-32,64	0,05	-36,07	0,06	

Tab. 9-5: Tabellarische Zusammenstellung – SUPERHOLORIB SHR51 – t = 1,0 mm

		HODY - t = 0,75 mm												
Beton	Deckenstärke (mm)	F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0		
		M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]	M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]	
mit Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Bleches	C20/25	120	-9,16	0,24	-9,69	0,25	-10,24	0,26	-10,76	0,26	-11,26	0,27	-11,76	0,28
		140	-10,55	0,21	-11,34	0,22	-12,11	0,23	-12,87	0,24	-13,62	0,25	-14,34	0,26
		160	-12,17	0,20	-13,26	0,20	-14,33	0,21	-15,38	0,22	-16,40	0,23	-17,41	0,24
		180	-13,87	0,18	-15,28	0,19	-16,67	0,20	-18,02	0,21	-19,34	0,22	-20,64	0,22
		200	-15,75	0,17	-17,51	0,18	-19,24	0,19	-20,93	0,19	-22,58	0,20	-24,20	0,21
		220	-17,79	0,16	-19,93	0,17	-22,04	0,17	-24,09	0,18	-26,11	0,19	-28,06	0,21
	250	-21,14	0,14	-23,92	0,15	-26,64	0,16	-29,30	0,17	-31,89	0,18	-34,41	0,19	
	C25/30	120	-9,49	0,21	-10,06	0,22	-10,62	0,23	-11,16	0,24	-11,69	0,25	-12,24	0,26
		140	-10,90	0,19	-11,73	0,20	-12,54	0,21	-13,36	0,22	-14,14	0,23	-14,91	0,24
		160	-12,56	0,18	-13,73	0,19	-14,84	0,20	-15,93	0,20	-17,00	0,21	-18,05	0,22
		180	-14,30	0,17	-15,79	0,17	-17,22	0,18	-18,62	0,19	-20,00	0,20	-21,35	0,21
		200	-16,23	0,15	-18,05	0,16	-19,84	0,17	-21,59	0,18	-23,30	0,19	-24,99	0,20
		220	-18,30	0,14	-20,51	0,15	-22,68	0,16	-24,81	0,17	-26,89	0,18	-28,94	0,19
	250	-21,70	0,13	-24,55	0,14	-27,35	0,15	-30,10	0,16	-32,80	0,17	-35,43	0,18	
	C30/37	120	-9,76	0,19	-10,36	0,20	-10,94	0,21	-11,51	0,22	-12,07	0,23	-12,62	0,24
		140	-11,21	0,18	-12,07	0,18	-12,92	0,19	-13,75	0,20	-14,56	0,21	-15,39	0,22
		160	-12,90	0,16	-14,08	0,17	-15,24	0,18	-16,40	0,19	-17,51	0,20	-18,60	0,20
		180	-14,67	0,15	-16,18	0,16	-17,69	0,17	-19,14	0,18	-20,56	0,18	-21,96	0,19
		200	-16,60	0,14	-18,49	0,15	-20,34	0,16	-22,15	0,17	-23,92	0,17	-25,66	0,18
		220	-18,70	0,13	-21,00	0,14	-23,22	0,15	-25,41	0,16	-27,56	0,16	-29,67	0,17
	250	-22,16	0,12	-25,08	0,13	-27,95	0,14	-30,77	0,15	-33,54	0,15	-36,27	0,16	
	C40/50	120	-10,18	0,16	-10,81	0,17	-11,44	0,18	-12,05	0,19	-12,66	0,19	-13,25	0,20
		140	-11,67	0,15	-12,59	0,16	-13,49	0,16	-14,38	0,17	-15,25	0,18	-16,11	0,19
		160	-13,42	0,14	-14,67	0,15	-15,89	0,15	-17,09	0,16	-18,28	0,17	-19,44	0,18
180		-15,23	0,13	-16,82	0,14	-18,38	0,14	-19,92	0,15	-21,42	0,16	-22,94	0,17	
200		-17,21	0,12	-19,18	0,13	-21,11	0,14	-23,00	0,14	-24,90	0,15	-26,74	0,16	
220		-19,36	0,11	-21,73	0,12	-24,05	0,13	-26,39	0,14	-28,63	0,14	-30,85	0,15	
250	-22,86	0,10	-25,89	0,11	-28,88	0,12	-31,85	0,13	-34,74	0,13	-37,59	0,14		
C50/60	120	-10,46	0,14	-11,13	0,14	-11,79	0,15	-12,44	0,16	-13,08	0,17	-13,71	0,17	
	140	-12,00	0,13	-12,96	0,13	-13,91	0,14	-14,84	0,15	-15,75	0,16	-16,66	0,16	
	160	-13,79	0,12	-15,09	0,13	-16,37	0,13	-17,63	0,14	-18,87	0,15	-20,09	0,15	
	180	-15,64	0,11	-17,29	0,12	-18,91	0,12	-20,51	0,13	-22,09	0,14	-23,64	0,15	
	200	-17,66	0,10	-19,69	0,11	-21,69	0,12	-23,66	0,13	-25,60	0,13	-27,51	0,14	
	220	-19,83	0,10	-22,28	0,10	-24,69	0,11	-27,07	0,12	-29,40	0,13	-31,71	0,13	
250	-23,39	0,09	-26,51	0,10	-29,59	0,10	-32,63	0,11	-35,62	0,12	-38,61	0,12		
ohne Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Bleches	C20/25	120	-3,86	0,13	-4,53	0,15	-5,18	0,17	-5,79	0,19	-6,37	0,22	-6,93	0,24
		140	-5,40	0,13	-6,33	0,16	-7,21	0,18	-8,06	0,20	-8,88	0,22	-9,65	0,24
		160	-7,16	0,14	-8,38	0,16	-9,55	0,19	-10,67	0,21	-11,72	0,23	-12,73	0,24
		180	-8,96	0,14	-10,49	0,16	-11,96	0,18	-13,34	0,20	-14,66	0,22	-15,92	0,24
		200	-10,91	0,14	-12,79	0,16	-14,56	0,18	-16,24	0,20	-17,86	0,22	-19,40	0,24
		220	-13,01	0,14	-15,25	0,16	-17,36	0,18	-19,38	0,20	-21,31	0,21	-23,17	0,23
	250	-16,44	0,13	-19,24	0,15	-21,92	0,17	-24,49	0,19	-26,96	0,21	-29,34	0,22	
	C25/30	120	-3,95	0,11	-4,65	0,12	-5,34	0,14	-5,99	0,16	-6,63	0,18	-7,24	0,19
		140	-5,53	0,11	-6,51	0,13	-7,45	0,15	-8,36	0,17	-9,23	0,19	-10,07	0,20
		160	-7,34	0,11	-8,64	0,13	-9,88	0,15	-11,07	0,17	-12,24	0,19	-13,34	0,21
		180	-9,19	0,11	-10,81	0,13	-12,36	0,15	-13,87	0,17	-15,30	0,19	-16,68	0,20
		200	-11,19	0,11	-13,16	0,13	-15,07	0,15	-16,88	0,17	-18,63	0,19	-20,30	0,20
		220	-13,34	0,11	-15,69	0,13	-17,96	0,15	-20,13	0,17	-22,21	0,18	-24,22	0,20
	250	-16,83	0,11	-19,82	0,13	-22,67	0,15	-25,41	0,16	-28,06	0,18	-30,62	0,19	
	C30/37	120	-4,01	0,09	-4,74	0,11	-5,45	0,12	-6,13	0,14	-6,80	0,15	-7,45	0,17
		140	-5,62	0,09	-6,63	0,11	-7,62	0,13	-8,57	0,14	-9,49	0,16	-10,39	0,17
		160	-7,46	0,10	-8,81	0,11	-10,11	0,13	-11,36	0,15	-12,58	0,16	-13,75	0,18
		180	-9,35	0,10	-11,03	0,11	-12,65	0,13	-14,22	0,15	-15,73	0,16	-17,23	0,18
		200	-11,38	0,09	-13,43	0,11	-15,40	0,13	-17,31	0,15	-19,19	0,16	-20,97	0,17
		220	-13,57	0,09	-16,01	0,11	-18,36	0,13	-20,67	0,14	-22,87	0,16	-25,00	0,17
	250	-17,12	0,09	-20,20	0,11	-23,20	0,12	-26,08	0,14	-28,86	0,15	-31,56	0,17	
	C40/50	120	-4,08	0,07	-4,85	0,08	-5,59	0,09	-6,32	0,11	-7,03	0,12	-7,72	0,13
		140	-5,73	0,07	-6,79	0,08	-7,83	0,10	-8,85	0,11	-9,83	0,12	-10,80	0,13
		160	-7,62	0,07	-9,03	0,09	-10,41	0,10	-11,74	0,11	-13,05	0,13	-14,32	0,14
180		-9,55	0,07	-11,31	0,09	-13,03	0,10	-14,70	0,11	-16,33	0,13	-17,92	0,14	
200		-11,63	0,07	-13,78	0,09	-15,87	0,10	-17,91	0,11	-19,89	0,12	-21,82	0,14	
220		-13,87	0,07	-16,43	0,09	-18,92	0,10	-21,35	0,11	-23,71	0,12	-26,01	0,14	
250	-17,49	0,07	-20,72	0,08	-23,87	0,10	-26,94	0,11	-29,96	0,12	-32,87	0,13		
C50/60	120	-4,13	0,06	-4,91	0,07	-5,68	0,08	-6,43	0,09	-7,17	0,10	-7,90	0,11	
	140	-5,80	0,06	-6,89	0,07	-7,96	0,08	-9,02	0,09	-10,05	0,10	-11,06	0,11	
	160	-7,72	0,06	-9,17	0,07	-10,59	0,08	-11,98	0,09	-13,35	0,10	-14,68	0,11	
	180	-9,67	0,06	-11,48	0,07	-13,26	0,08	-15,00	0,09	-16,71	0,10	-18,38	0,11	
	200	-11,78	0,06	-13,99	0,07	-16,16	0,08	-18,28	0,09	-20,35	0,10	-22,38	0,11	
	220	-14,05	0,06	-16,68	0,07	-19,26	0,08	-21,79	0,09	-24,26	0,10	-26,68	0,11	
250	-17,72	0,06	-21,05	0,07	-24,30	0,08	-27,49	0,09	-30,61	0,10	-33,67	0,11		

Tab. 9-6: Tabellarische Zusammenstellung – HODY – t = 0,75 mm

		LEWIS - t = 0,50 mm												
Beton	Decken- stärke (mm)	F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0		
		M _{pl,Rd} [kNm/m]	x _d /d [-]											
mit Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Bleches	C20/25	50	-1,81	0,22	-1,92	0,23	-2,02	0,24	-2,12	0,25	-2,23	0,25	-2,32	0,26
		60	-2,12	0,19	-2,28	0,20	-2,44	0,21	-2,60	0,22	-2,75	0,23	-2,91	0,23
		70	-2,48	0,17	-2,72	0,18	-2,95	0,19	-3,17	0,20	-3,39	0,21	-3,61	0,22
		80	-2,92	0,16	-3,23	0,17	-3,54	0,18	-3,85	0,19	-4,14	0,19	-4,43	0,19
		90	-3,42	0,15	-3,82	0,16	-4,23	0,17	-4,62	0,17	-5,00	0,17	-5,37	0,17
	100	-3,98	0,14	-4,49	0,15	-5,00	0,16	-5,48	0,16	-5,97	0,16	-6,45	0,16	
	C25/30	50	-1,88	0,21	-1,99	0,21	-2,10	0,22	-2,21	0,23	-2,31	0,23	-2,42	0,24
		60	-2,19	0,18	-2,36	0,19	-2,53	0,19	-2,69	0,20	-2,86	0,21	-3,02	0,22
		70	-2,57	0,16	-2,81	0,17	-3,05	0,18	-3,28	0,18	-3,51	0,19	-3,74	0,20
		80	-3,01	0,15	-3,33	0,15	-3,65	0,16	-3,97	0,17	-4,28	0,18	-4,58	0,19
		90	-3,51	0,14	-3,94	0,14	-4,35	0,15	-4,76	0,16	-5,16	0,17	-5,54	0,17
	100	-4,08	0,13	-4,61	0,14	-5,13	0,14	-5,65	0,15	-6,14	0,16	-6,62	0,16	
	C30/37	50	-1,94	0,19	-2,05	0,20	-2,17	0,20	-2,28	0,21	-2,39	0,22	-2,50	0,22
		60	-2,26	0,17	-2,43	0,17	-2,60	0,18	-2,77	0,19	-2,94	0,19	-3,11	0,20
		70	-2,64	0,15	-2,89	0,16	-3,13	0,16	-3,37	0,17	-3,61	0,18	-3,84	0,18
80		-3,08	0,14	-3,42	0,14	-3,75	0,15	-4,07	0,16	-4,39	0,17	-4,70	0,17	
90		-3,60	0,13	-4,03	0,13	-4,45	0,14	-4,87	0,15	-5,28	0,16	-5,69	0,16	
100	-4,17	0,12	-4,71	0,13	-5,25	0,13	-5,77	0,14	-6,29	0,15	-6,80	0,16		
C40/50	50	-2,03	0,17	-2,15	0,17	-2,27	0,18	-2,39	0,18	-2,51	0,19	-2,62	0,19	
	60	-2,36	0,14	-2,54	0,15	-2,72	0,16	-2,90	0,16	-3,08	0,17	-3,25	0,17	
	70	-2,75	0,13	-3,01	0,14	-3,26	0,14	-3,51	0,15	-3,76	0,15	-4,01	0,16	
	80	-3,20	0,12	-3,55	0,12	-3,89	0,13	-4,23	0,14	-4,56	0,14	-4,89	0,15	
	90	-3,72	0,11	-4,17	0,12	-4,61	0,12	-5,05	0,13	-5,48	0,14	-5,91	0,14	
100	-4,31	0,10	-4,87	0,11	-5,43	0,12	-5,97	0,12	-6,51	0,13	-7,04	0,14		
C50/60	50	-2,10	0,15	-2,23	0,15	-2,35	0,16	-2,47	0,16	-2,59	0,17	-2,72	0,17	
	60	-2,43	0,13	-2,62	0,13	-2,81	0,14	-2,99	0,14	-3,18	0,15	-3,36	0,15	
	70	-2,83	0,11	-3,09	0,12	-3,36	0,13	-3,62	0,13	-3,88	0,14	-4,14	0,14	
	80	-3,29	0,10	-3,65	0,11	-4,00	0,12	-4,35	0,12	-4,69	0,13	-5,04	0,13	
	90	-3,82	0,10	-4,28	0,10	-4,73	0,11	-5,18	0,11	-5,63	0,12	-6,07	0,13	
100	-4,42	0,09	-4,99	0,10	-5,56	0,10	-6,12	0,11	-6,68	0,11	-7,23	0,12		
ohne Berücksichtigung der Tragfähigkeit des Bleches	C20/25	50	-0,73	0,11	-0,87	0,13	-1,00	0,15	-1,13	0,17	-1,25	0,19	-1,37	0,22
		60	-1,08	0,11	-1,27	0,14	-1,46	0,16	-1,65	0,18	-1,82	0,21	-2,00	0,23
		70	-1,48	0,12	-1,75	0,14	-2,01	0,17	-2,26	0,20	-2,50	0,22	-2,55	0,24
		80	-1,95	0,12	-2,30	0,15	-2,64	0,18	-2,80	0,20	-3,07	0,21	-3,34	0,22
		90	-2,47	0,13	-2,92	0,16	-3,17	0,18	-3,54	0,19	-3,89	0,20	-4,24	0,21
	100	-3,06	0,13	-3,45	0,16	-3,92	0,17	-4,38	0,18	-4,83	0,19	-5,26	0,20	
	C25/30	50	-0,74	0,09	-0,88	0,10	-1,02	0,12	-1,15	0,14	-1,28	0,15	-1,41	0,17
		60	-1,09	0,09	-1,30	0,11	-1,49	0,13	-1,69	0,15	-1,88	0,17	-2,06	0,18
		70	-1,50	0,10	-1,78	0,11	-2,05	0,13	-2,32	0,15	-2,57	0,17	-2,82	0,20
		80	-1,98	0,10	-2,34	0,12	-2,70	0,14	-3,04	0,16	-3,38	0,18	-3,50	0,20
		90	-2,52	0,10	-2,98	0,12	-3,43	0,15	-3,86	0,17	-4,06	0,18	-4,42	0,19
	100	-3,11	0,10	-3,68	0,13	-4,24	0,15	-4,55	0,17	-5,02	0,17	-5,47	0,18	
	C30/37	50	-0,75	0,07	-0,89	0,09	-1,03	0,10	-1,17	0,11	-1,30	0,13	-1,43	0,14
		60	-1,10	0,08	-1,31	0,09	-1,52	0,11	-1,71	0,12	-1,91	0,14	-2,10	0,15
		70	-1,52	0,08	-1,81	0,10	-2,08	0,11	-2,36	0,13	-2,62	0,14	-2,88	0,16
80		-2,00	0,08	-2,37	0,10	-2,74	0,12	-3,10	0,13	-3,45	0,15	-3,79	0,17	
90		-2,54	0,08	-3,02	0,10	-3,48	0,12	-3,93	0,14	-4,37	0,16	-4,80	0,18	
100	-3,15	0,09	-3,74	0,10	-4,31	0,12	-4,87	0,14	-5,17	0,16	-5,65	0,17		
C40/50	50	-0,76	0,05	-0,90	0,06	-1,05	0,08	-1,19	0,09	-1,33	0,10	-1,47	0,11	
	60	-1,12	0,06	-1,33	0,07	-1,54	0,08	-1,75	0,09	-1,95	0,10	-2,15	0,11	
	70	-1,54	0,06	-1,83	0,07	-2,12	0,08	-2,41	0,10	-2,69	0,11	-2,96	0,12	
	80	-2,03	0,06	-2,41	0,07	-2,79	0,09	-3,17	0,10	-3,53	0,11	-3,89	0,12	
	90	-2,58	0,06	-3,07	0,08	-3,55	0,09	-4,02	0,10	-4,49	0,12	-4,94	0,13	
100	-3,20	0,06	-3,80	0,08	-4,40	0,09	-4,98	0,10	-5,56	0,12	-6,12	0,13		
C50/60	50	-0,76	0,04	-0,91	0,05	-1,06	0,06	-1,20	0,07	-1,35	0,08	-1,49	0,09	
	60	-1,13	0,05	-1,34	0,05	-1,56	0,06	-1,77	0,07	-1,98	0,08	-2,19	0,09	
	70	-1,55	0,05	-1,85	0,06	-2,15	0,07	-2,44	0,08	-2,73	0,09	-3,01	0,10	
	80	-2,04	0,05	-2,44	0,06	-2,83	0,07	-3,21	0,08	-3,59	0,09	-3,96	0,10	
	90	-2,60	0,05	-3,10	0,06	-3,59	0,07	-4,08	0,08	-4,56	0,09	-5,03	0,10	
100	-3,22	0,05	-3,84	0,06	-4,45	0,07	-5,05	0,08	-5,64	0,09	-6,23	0,10		

Tab. 9-7: Tabellarische Zusammenstellung – LEWIS – t = 0,50 mm

9.8 Berechnete Feldmomententragfähigkeit

9.8.1 Feldmomententragfähigkeit ohne Verbund und bei voller Verdübelung

SUPERHOLORIB SHR51 - t = 1,0 mm - Feldmomententragfähigkeit															
Beton	Deckenstärke (mm)	F 0,0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0	
		Kein Verbund	Voller Verbund												
		M _{pl,Rd} [kNm/m]													
C20/25	120	8,81	40,81	12,90	41,75	13,66	41,92	14,39	42,09	15,11	42,26	15,81	42,42	16,49	42,58
	140	8,81	52,01	14,45	53,70	15,48	54,02	16,49	54,32	17,48	54,62	18,43	54,91	19,37	55,20
	160	8,81	63,20	16,24	65,91	17,60	66,41	18,93	66,89	20,23	67,37	21,49	67,83	22,72	68,28
	180	8,81	74,39	18,07	78,28	19,78	79,00	21,44	79,70	23,06	80,38	24,64	81,04	26,18	81,69
	200	8,81	85,59	20,08	90,84	22,15	91,81	24,18	92,76	26,15	93,68	28,08	94,58	29,95	95,46
	220	8,81	96,78	22,24	103,59	24,72	104,85	27,14	106,08	29,49	107,27	31,79	108,44	34,04	109,58
250	8,81	113,57	25,77	123,03	28,91	124,79	31,97	126,50	34,95	128,16	37,87	129,79	40,72	131,38	
C25/30	120	8,81	44,27	12,96	45,66	13,74	45,92	14,50	46,18	15,24	46,43	15,97	46,68	16,69	46,92
	140	8,81	55,46	14,52	57,78	15,59	58,22	16,64	58,65	17,66	59,06	18,66	59,47	19,64	59,87
	160	8,81	66,65	16,34	70,16	17,75	70,82	19,13	71,46	20,47	72,09	21,79	72,71	23,08	73,31
	180	8,81	77,85	18,20	82,69	19,96	83,59	21,68	84,48	23,36	85,35	25,01	86,20	26,62	87,03
	200	8,81	89,04	20,23	95,40	22,37	96,59	24,46	97,76	26,51	98,90	28,52	100,02	30,49	101,12
	220	8,81	100,23	22,41	108,29	24,97	109,80	27,47	111,29	29,91	112,74	32,31	114,16	34,67	115,55
250	8,81	117,02	25,98	127,95	29,21	130,00	32,37	132,02	35,47	133,99	38,51	135,92	41,49	137,82	
C30/37	120	8,81	46,57	13,00	48,33	13,79	48,66	14,57	48,99	15,33	49,31	16,09	49,63	16,82	49,94
	140	8,81	57,76	14,58	60,57	15,67	61,10	16,74	61,62	17,79	62,13	18,82	62,64	19,84	63,13
	160	8,81	68,96	16,41	73,07	17,85	73,84	19,26	74,60	20,64	75,35	22,00	76,09	23,34	76,81
	180	8,81	80,15	18,29	85,69	20,08	86,74	21,84	87,77	23,57	88,78	25,27	89,78	26,94	90,75
	200	8,81	91,34	20,33	98,51	22,51	99,86	24,65	101,19	26,76	102,50	28,83	103,79	30,86	105,06
	220	8,81	102,54	22,53	111,50	25,14	113,20	27,69	114,86	30,21	116,50	32,67	118,12	35,10	119,70
250	8,81	119,33	26,13	131,30	29,42	133,57	32,65	135,80	35,83	138,00	39,95	140,16	42,03	142,29	
C40/50	120	8,81	49,45	13,05	51,74	13,86	52,18	14,66	52,61	15,45	53,04	16,23	53,46	17,00	53,88
	140	8,81	60,64	14,64	64,13	15,76	64,79	16,87	65,45	17,95	66,10	19,03	66,74	20,09	67,38
	160	8,81	71,84	16,50	76,77	17,98	77,72	19,43	78,65	20,86	79,57	22,28	80,48	23,67	81,37
	180	8,81	83,03	18,40	89,53	20,23	90,78	22,05	92,01	23,84	93,22	26,00	94,41	27,34	95,60
	200	8,81	94,22	20,46	102,47	22,70	104,05	24,90	105,61	27,08	107,15	29,23	108,67	31,35	110,17
	220	8,81	105,42	22,69	115,58	25,35	117,54	27,98	119,46	30,58	121,36	33,14	123,24	35,67	125,09
250	8,81	122,21	26,32	135,56	29,68	138,13	33,01	140,67	36,29	143,17	39,53	145,64	42,73	148,08	
C50/60	120	8,81	51,18	13,08	53,83	13,90	54,34	14,72	54,85	15,53	55,35	16,33	55,84	17,12	56,33
	140	8,81	62,37	14,69	66,30	15,82	67,06	16,95	67,81	18,06	68,56	19,16	69,29	20,24	70,02
	160	8,81	73,56	16,56	79,04	18,05	80,10	19,53	81,15	21,00	82,18	22,44	83,20	23,88	84,22
	180	8,81	84,76	18,46	91,88	20,33	93,25	22,18	94,61	24,00	95,96	25,81	97,29	27,59	98,61
	200	8,81	95,95	20,54	104,89	22,81	106,62	25,06	108,33	27,28	110,02	29,47	111,70	31,65	113,36
	220	8,81	107,14	22,78	118,08	25,49	120,20	28,16	122,29	30,81	124,36	33,43	126,41	36,02	128,44
250	8,81	123,93	26,43	138,17	29,85	140,93	33,23	143,66	36,57	146,36	39,88	149,03	43,16	151,68	

Tab. 9-8: Feldmomententragfähigkeit mit und ohne Verbund – SHR51 – t = 1,0 mm

LEWIS - t = 0,50 mm - Feldmomententragfähigkeit															
Beton	Deckenstärke (mm)	F 0,0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0	
		Kein Verbund	Voller Verbund												
		M _{pl,Rd} [kNm/m]													
C20/25	50	1,41	6,43	1,98	6,55	2,08	6,57	2,19	6,59	2,28	6,62	2,38	6,64	2,48	6,66
	60	1,41	8,58	2,27	8,85	2,43	8,90	2,59	8,95	2,74	8,99	2,88	9,04	3,03	9,08
	70	1,41	10,74	2,63	11,21	2,85	11,30	3,07	11,38	3,29	11,47	3,49	11,55	3,69	11,63
	80	1,41	12,89	3,05	13,64	3,35	13,77	3,65	13,91	3,93	14,04	4,21	14,16	4,48	14,29
	90	1,41	15,05	3,54	16,13	3,93	16,32	4,30	16,52	4,67	16,70	5,03	16,89	5,39	17,07
	100	1,41	17,20	4,08	18,68	4,57	18,95	5,05	19,21	5,51	19,47	5,97	19,72	6,41	19,96
C25/30	50	1,41	6,94	1,99	7,12	2,09	7,16	2,20	7,19	2,30	7,23	2,40	7,26	2,50	7,29
	60	1,41	9,09	2,28	9,46	2,45	9,52	2,61	9,59	2,76	9,66	2,92	9,72	3,07	9,78
	70	1,41	11,25	2,65	11,85	2,88	11,96	3,10	12,07	3,33	12,18	3,54	12,29	3,75	12,39
	80	1,41	13,40	3,07	14,31	3,38	14,48	3,69	14,65	3,99	14,81	4,28	14,97	4,56	15,12
	90	1,41	15,56	3,56	16,84	3,97	17,07	4,36	17,31	4,75	17,54	5,12	17,76	5,49	17,98
	100	1,41	17,72	4,12	19,42	4,63	19,74	5,12	20,06	5,60	20,36	6,08	20,66	6,54	20,95
C30/37	50	1,41	7,28	1,99	7,52	2,10	7,56	2,21	7,61	2,32	7,65	2,42	7,69	2,52	7,73
	60	1,41	9,44	2,29	9,87	2,46	9,95	2,62	10,03	2,78	10,11	2,94	10,19	3,10	10,27
	70	1,41	11,59	2,66	12,29	2,89	12,42	3,13	12,55	3,35	12,68	3,58	12,80	3,80	12,93
	80	1,41	13,75	3,09	14,77	3,41	14,97	3,72	15,16	4,02	15,34	4,32	15,53	4,62	15,71
	90	1,41	15,90	3,59	17,32	4,00	17,59	4,40	17,85	4,79	18,11	5,18	18,36	5,56	18,61
	100	1,41	18,06	4,15	19,93	4,66	20,29	5,17	20,64	5,67	20,98	6,15	21,31	6,63	21,64
C40/50	50	1,41	7,71	2,00	8,02	2,11	8,08	2,22	8,14	2,33	8,19	2,44	8,25	2,55	8,31
	60	1,41	9,86	2,30	10,40	2,47	10,50	2,64	10,60	2,81	10,71	2,97	10,80	3,14	10,90
	70	1,41	12,02	2,67	12,85	2,92	13,01	3,15	13,16	3,39	13,32	3,62	13,47	3,85	13,62
	80	1,41	14,17	3,11	15,36	3,43	15,59	3,76	15,81	4,07	16,03	4,38	16,25	4,69	16,47
	90	1,41	16,33	3,61	17,94	4,03	18,25	4,45	18,55	4,86	18,85	5,26	19,15	5,66	19,44
	100	1,41	18,48	4,18	20,58	4,71	20,99	5,23	21,38	5,75	21,77	6,25	22,16	6,75	22,54
C50/60	50	1,41	7,96	2,00	8,32	2,12	8,39	2,23	8,46	2,34	8,53	2,45	8,60	2,56	8,67
	60	1,41	10,12	2,31	10,72	2,48	10,84	2,66	10,96	2,83	11,07	2,99	11,18	3,16	11,30
	70	1,41	12,27	2,68	13,19	2,93	13,37	3,17	13,54	3,41	13,71	3,65	13,89	3,88	14,06
	80	1,41	14,43	3,12	15,72	3,45	15,97	3,78	16,22	4,10	16,46	4,42	16,70	4,74	16,94
	90	1,41	16,59	3,63	18,32	4,05	18,65	4,48	18,99	4,90	19,31	5,31	19,64	5,72	19,96
	100	1,41	18,74	4,20	20,98	4,74	21,42	5,27	21,84	5,79	22,27	6,31	22,69	6,83	23,10

Tab. 9-9: Feldmomententragfähigkeit mit und ohne Verbund – LEWIS – t = 0,50 mm

HODY - t = 0,75 mm - Feldmomenten­trag­fä­hig­keit															
Beton	Decken­stär­ke [mm]	F 0,0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0	
		Kein Verbund	Voller Verbund												
		$M_{pl,Rd}$ [kNm/m]													
C20/25	120	6,20	20,81	8,96	22,16	9,47	22,41	9,97	22,65	10,45	22,89	10,93	23,13	11,39	23,36
	140	6,20	26,28	10,21	28,50	10,96	28,91	11,68	29,31	12,38	29,70	13,07	30,09	13,74	30,46
	160	6,20	31,74	11,72	35,09	12,74	35,71	13,73	36,31	14,70	36,90	15,64	37,47	16,56	38,03
	180	6,20	37,21	13,32	41,83	14,63	42,69	15,91	43,52	17,16	44,33	18,38	45,12	19,56	45,89
	200	6,20	42,68	15,10	48,76	16,74	49,89	18,34	50,98	19,90	52,05	21,42	53,10	22,91	54,12
	220	6,20	48,14	17,04	55,87	19,04	57,30	21,00	58,70	22,90	60,06	24,76	61,38	26,58	62,68
	250	6,20	56,34	20,25	66,86	22,86	68,80	25,39	70,70	27,87	72,56	30,29	74,37	32,66	76,14
C25/30	120	6,20	21,63	8,99	23,24	9,52	23,54	10,03	23,83	10,54	24,13	11,03	24,41	11,52	24,69
	140	6,20	27,10	10,27	29,67	11,03	30,15	11,78	30,62	12,51	31,08	13,23	31,54	13,93	31,98
	160	6,20	32,57	11,80	36,35	12,84	37,06	13,87	37,76	14,87	38,44	15,86	39,11	16,82	39,76
	180	6,20	38,03	13,42	43,18	14,77	44,14	16,09	45,09	17,39	46,01	18,66	46,92	19,90	47,81
	200	6,20	43,50	15,21	50,19	16,90	51,45	18,56	52,68	20,18	53,88	21,77	55,06	23,33	56,22
	220	6,20	48,97	17,18	57,38	19,24	58,96	21,26	60,51	23,24	62,03	25,18	63,52	27,08	64,97
	250	6,20	57,17	20,43	68,49	23,11	70,62	25,73	72,70	28,30	74,75	30,82	76,75	33,29	78,72
C30/37	120	6,20	22,18	9,02	23,97	9,55	24,31	10,08	24,65	10,60	24,98	11,10	25,30	11,60	25,62
	140	6,20	27,65	10,30	30,47	11,08	31,00	11,85	31,52	12,60	32,04	13,33	32,55	14,06	33,05
	160	6,20	33,12	11,85	37,22	12,92	37,99	13,97	38,75	15,00	39,50	16,01	40,24	17,01	40,96
	180	6,20	38,58	13,48	44,10	14,86	45,14	16,21	46,17	17,54	47,18	18,85	48,17	20,14	49,14
	200	6,20	44,05	15,29	51,17	17,02	52,51	18,71	53,84	20,37	55,14	22,01	56,42	23,62	57,68
	220	6,20	49,52	17,28	58,41	19,38	60,10	21,44	61,76	23,47	63,39	25,47	64,99	27,43	66,57
	250	6,20	57,72	20,55	69,60	23,28	71,85	25,96	74,07	28,59	76,26	31,18	78,40	33,73	80,51
C40/50	120	6,20	22,87	9,05	24,91	9,60	25,31	10,14	25,70	10,67	26,08	11,20	26,46	11,72	26,83
	140	6,20	28,34	10,35	31,49	11,15	32,09	11,93	32,69	12,71	33,28	13,48	33,86	14,23	34,43
	160	6,20	33,80	11,91	38,32	13,01	39,18	14,09	40,04	15,16	40,88	16,21	41,71	17,25	42,53
	180	6,20	39,27	13,56	45,27	14,98	46,42	16,37	47,56	17,75	48,68	19,10	49,78	20,44	50,87
	200	6,20	44,74	15,40	52,41	17,16	53,88	18,90	55,34	20,62	56,77	22,32	58,19	23,99	59,58
	220	6,20	50,20	17,40	59,73	19,55	61,55	21,67	63,36	23,77	65,14	25,84	66,90	27,88	68,64
	250	6,20	58,40	20,71	71,01	23,50	73,44	26,25	75,83	28,97	78,20	31,66	80,53	34,31	82,84
C50/60	120	6,20	23,28	9,07	25,49	9,62	25,92	10,17	26,34	10,72	26,76	11,26	27,18	11,79	27,59
	140	6,20	28,75	10,38	32,11	11,19	32,76	11,99	33,40	12,78	34,04	13,56	34,67	14,34	35,29
	160	6,20	34,22	11,95	38,99	13,07	39,91	14,17	40,83	15,25	41,73	16,33	42,62	17,40	43,51
	180	6,20	39,68	13,61	45,99	15,05	47,21	16,47	48,41	17,87	49,60	19,26	50,79	20,63	51,95
	200	6,20	45,15	15,46	53,17	17,25	54,72	19,02	56,26	20,78	57,78	22,51	59,28	24,23	60,77
	220	6,20	50,62	17,47	60,53	19,66	62,45	21,82	64,35	23,95	66,23	26,07	68,09	28,16	69,93
	250	6,20	58,82	20,80	71,88	23,63	74,41	26,43	76,92	29,20	79,40	31,95	81,85	34,66	84,28

Tab. 9-10: Feldmomenten­trag­fä­hig­keit mit und ohne Verbund – HODY – t = 0,75 mm

9.8.2 Feldmomententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung

SUPERHOLORIB SHR51 - t = 1,0 mm - Teilverbund									
Beton	Deckenstärke [mm]	η	F 0,0	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
			$M_{pl,Rd}$ [kNm/m]						
C20/25	120	0	8,81	12,91	13,66	14,39	15,11	15,81	16,49
		0,1	15,13	18,80	19,48	20,13	20,78	21,40	22,01
		0,2	20,72	24,00	24,60	25,19	25,76	26,32	26,86
		0,3	25,60	28,50	29,03	29,55	30,06	30,55	31,04
		0,4	29,76	32,31	32,77	33,23	33,68	34,11	34,54
		0,5	33,20	35,42	35,83	36,22	36,61	36,99	37,36
		0,6	35,92	37,83	38,18	38,53	38,87	39,19	39,51
		0,7	37,92	39,55	39,85	40,15	40,43	40,71	40,99
		0,8	39,27	40,64	40,90	41,15	41,39	41,63	41,86
		0,9	40,22	41,37	41,58	41,79	41,99	42,19	42,38
	1,0	40,81	41,75	41,92	42,09	42,26	42,42	42,58	
	140	0	8,81	14,45	15,48	16,49	17,48	18,44	19,37
		0,1	16,24	21,38	22,33	23,25	24,14	25,02	25,87
		0,2	22,96	27,62	28,48	29,31	30,13	30,92	31,69
		0,3	28,96	33,16	33,94	34,69	35,43	36,14	36,84
		0,4	34,24	38,01	38,71	39,38	40,04	40,69	41,31
		0,5	38,80	42,16	42,78	43,39	43,98	44,55	45,11
		0,6	42,64	45,62	46,17	46,71	47,23	47,74	48,23
		0,7	45,75	48,38	48,87	49,34	49,80	50,25	50,68
		0,8	48,22	50,51	50,94	51,35	51,75	52,14	52,53
		0,9	50,30	52,28	52,65	53,00	53,35	53,69	54,02
	1,0	52,01	53,70	54,02	54,32	54,62	54,91	55,20	
	160	0	8,81	16,24	17,60	18,93	20,23	21,49	22,72
		0,1	17,36	24,21	25,47	26,70	27,89	29,06	30,19
		0,2	25,20	31,50	32,65	33,78	34,88	35,95	36,99
		0,3	32,32	38,08	39,14	40,17	41,18	42,16	43,11
		0,4	38,72	43,97	44,94	45,88	46,79	47,69	48,56
		0,5	44,39	49,16	50,04	50,89	51,73	52,54	53,33
		0,6	49,35	53,66	54,45	55,23	55,98	56,71	57,43
		0,7	53,59	57,46	58,18	58,87	59,55	60,21	60,85
		0,8	57,18	60,64	61,27	61,90	62,50	63,09	63,67
		0,9	60,37	63,44	64,01	64,56	65,10	65,62	66,14
	1,0	63,20	65,91	66,41	66,89	67,37	67,83	68,28	
	180	0	8,81	18,07	19,78	21,44	23,06	24,64	26,18
		0,1	18,48	27,11	28,69	30,24	31,75	33,22	34,65
		0,2	27,44	35,44	36,92	38,35	39,75	41,11	42,44
		0,3	35,68	43,08	44,45	45,77	47,07	48,33	49,56
		0,4	43,19	50,03	51,28	52,51	53,70	54,87	56,00
		0,5	49,99	56,27	57,43	58,56	59,66	60,73	61,77
		0,6	56,07	61,82	62,88	63,92	64,92	65,91	66,86
		0,7	61,43	66,68	67,65	68,59	69,51	70,41	71,28
		0,8	66,13	70,91	71,79	72,64	73,48	74,29	75,09
		0,9	70,44	74,76	75,56	76,34	77,09	77,83	78,55
	1,0	74,39	78,28	79,00	79,70	80,38	81,04	81,69	
	200	0	8,81	20,08	22,16	24,18	26,15	28,08	29,95
		0,1	19,60	30,17	32,12	34,01	35,86	37,67	39,43
		0,2	29,68	39,56	41,38	43,16	44,89	46,58	48,23
		0,3	39,03	48,26	49,96	51,62	53,23	54,81	56,35
0,4		47,67	56,26	57,84	59,39	60,89	62,36	63,79	
0,5		55,59	63,56	65,03	66,47	67,87	69,23	70,56	
0,6		62,78	70,17	71,53	72,86	74,15	75,42	76,65	
0,7		69,26	76,08	77,34	78,56	79,76	80,93	82,06	
0,8		75,09	81,36	82,52	83,65	84,75	85,82	86,87	
0,9		80,52	86,27	87,34	88,37	89,38	90,37	91,33	
1,0	85,59	90,84	91,81	92,76	93,68	94,58	95,46		

Tab. 9-11: Feldmomententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung – SHR51 – t = 1,00 mm

HODY - t = 0,75 mm - Teilverbund									
Beton	Decken- stärke [mm]	η	F 0,0	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
			$M_{pl,Rd}$ [kNm/m]						
C20/25	120	0	6,20	8,96	9,47	9,97	10,45	10,93	11,39
		0,1	8,55	11,15	11,63	12,09	12,55	13,00	13,43
		0,2	10,70	13,14	13,59	14,02	14,45	14,87	15,28
		0,3	12,62	14,90	15,32	15,73	16,13	16,52	16,91
		0,4	14,23	16,36	16,75	17,14	17,51	17,88	18,24
		0,5	15,65	17,63	17,99	18,35	18,70	19,05	19,38
		0,6	16,74	18,60	18,94	19,28	19,61	19,93	20,24
		0,7	17,85	19,58	19,90	20,21	20,52	20,81	21,11
		0,8	18,88	20,48	20,77	21,06	21,35	21,63	21,90
		0,9	19,82	21,30	21,57	21,84	22,11	22,36	22,62
	1,0	20,81	22,16	22,41	22,65	22,89	23,13	23,36	
	140	0	6,20	10,21	10,96	11,68	12,38	13,07	13,74
		0,1	9,10	12,91	13,61	14,30	14,97	15,62	16,26
		0,2	11,80	15,41	16,08	16,73	17,36	17,98	18,58
		0,3	14,26	17,68	18,31	18,93	19,53	20,11	20,68
		0,4	16,42	19,65	20,25	20,83	21,40	21,95	22,49
		0,5	18,38	21,43	21,99	22,54	23,07	23,60	24,11
		0,6	19,97	22,86	23,39	23,91	24,42	24,91	25,40
		0,7	21,62	24,34	24,84	25,33	25,81	26,27	26,73
		0,8	23,18	25,74	26,21	26,67	27,12	27,56	27,99
		0,9	24,66	27,06	27,50	27,94	28,36	28,77	29,17
	1,0	26,28	28,50	28,91	29,31	29,70	30,09	30,46	
	160	0	6,20	11,72	12,74	13,73	14,70	15,64	16,56
		0,1	9,65	14,93	15,90	16,85	17,77	18,67	19,55
		0,2	12,89	17,93	18,86	19,77	20,65	21,51	22,35
		0,3	15,90	20,71	21,60	22,46	23,30	24,13	24,93
		0,4	18,61	23,19	24,04	24,86	25,66	26,45	27,21
		0,5	21,11	25,48	26,28	27,06	27,83	28,57	29,30
		0,6	23,20	27,37	28,14	28,89	29,62	30,33	31,02
		0,7	25,38	29,35	30,08	30,79	31,48	32,16	32,82
		0,8	27,49	31,25	31,94	32,62	33,28	33,92	34,55
		0,9	29,50	33,07	33,73	34,37	35,00	35,61	36,20
	1,0	31,74	35,09	35,71	36,31	36,90	37,47	38,03	
	180	0	6,20	13,32	14,63	15,91	17,16	18,38	19,56
		0,1	10,19	17,04	18,30	19,53	20,73	21,90	23,04
		0,2	13,98	20,56	21,77	22,96	24,11	25,23	26,33
		0,3	17,54	23,86	25,02	26,15	27,26	28,34	29,39
		0,4	20,79	26,85	27,97	29,05	30,12	31,15	32,16
		0,5	23,85	29,65	30,72	31,76	32,78	33,77	34,74
		0,6	26,43	32,00	33,03	34,04	35,01	35,97	36,90
		0,7	29,15	34,49	35,48	36,44	37,37	38,29	39,18
		0,8	31,79	36,90	37,84	38,76	39,65	40,53	41,38
		0,9	34,35	39,23	40,13	41,00	41,86	42,70	43,51
	1,0	37,21	41,83	42,69	43,52	44,33	45,12	45,89	
	200	0	6,20	15,10	16,74	18,34	19,90	21,42	22,91
		0,1	10,74	19,33	20,92	22,47	23,97	25,44	26,88
		0,2	15,08	23,37	24,90	26,39	27,85	29,27	30,65
		0,3	19,18	27,18	28,65	30,09	31,50	32,87	34,20
0,4		22,98	30,69	32,11	33,50	34,85	36,17	37,46	
0,5		26,58	34,00	35,37	36,71	38,01	39,28	40,53	
0,6		29,65	36,83	38,15	39,44	40,70	41,93	43,13	
0,7		32,92	39,82	41,09	42,34	43,55	44,73	45,88	
0,8		36,09	42,73	43,96	45,15	46,32	47,46	48,57	
0,9		39,19	45,57	46,75	47,90	49,02	50,11	51,18	
1,0	42,68	48,76	49,89	50,98	52,05	53,10	54,12		

Tab. 9-12: Feldmomententragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung – HODY – t = 0,75 mm

LEWIS - t = 0,50 mm - Teilverbund									
Beton	Decken- stärke [mm]	η	F 0,0	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
			$M_{pl,Rd}$ [kNm/m]						
C20/25	60	0	1,41	2,27	2,43	2,59	2,74	2,88	3,03
		0,1	2,46	3,24	3,39	3,53	3,67	3,80	3,93
		0,2	3,40	4,11	4,25	4,37	4,50	4,62	4,74
		0,3	4,24	4,89	5,01	5,12	5,23	5,34	5,45
		0,4	5,02	5,60	5,71	5,81	5,91	6,01	6,11
		0,5	5,74	6,26	6,36	6,45	6,54	6,63	6,72
		0,6	6,42	6,88	6,96	7,05	7,13	7,21	7,28
		0,7	7,04	7,44	7,52	7,59	7,66	7,73	7,80
		0,8	7,60	7,96	8,03	8,09	8,15	8,22	8,28
		0,9	8,12	8,43	8,49	8,54	8,60	8,65	8,70
	1,0	8,58	8,85	8,90	8,95	8,99	9,04	9,08	
	80	0	1,41	3,05	3,35	3,65	3,93	4,21	4,48
		0,1	2,89	4,42	4,71	4,98	5,25	5,51	5,76
		0,2	4,26	5,70	5,96	6,21	6,46	6,71	6,94
		0,3	5,53	6,87	7,11	7,35	7,58	7,81	8,03
		0,4	6,74	7,98	8,21	8,43	8,65	8,86	9,06
		0,5	7,90	9,05	9,26	9,46	9,66	9,86	10,05
		0,6	9,00	10,06	10,26	10,45	10,63	10,81	10,99
		0,7	10,05	11,03	11,21	11,38	11,55	11,72	11,88
		0,8	11,05	11,95	12,11	12,27	12,43	12,58	12,73
		0,9	12,00	12,82	12,97	13,11	13,26	13,39	13,53
	1,0	12,89	13,64	13,77	13,91	14,04	14,16	14,29	
	100	0	1,41	4,08	4,57	5,05	5,51	5,97	6,41
		0,1	3,32	5,86	6,32	6,77	7,22	7,65	8,06
		0,2	5,12	7,53	7,97	8,40	8,82	9,22	9,62
		0,3	6,83	9,10	9,52	9,93	10,32	10,71	11,08
		0,4	8,47	10,62	11,01	11,40	11,77	12,13	12,49
		0,5	10,06	12,08	12,46	12,82	13,17	13,51	13,85
		0,6	11,59	13,50	13,85	14,19	14,52	14,85	15,16
		0,7	13,07	14,87	15,20	15,52	15,83	16,14	16,43
		0,8	14,50	16,19	16,50	16,80	17,09	17,38	17,66
		0,9	15,88	17,46	17,75	18,03	18,30	18,57	18,83
	1,0	17,20	18,68	18,95	19,21	19,47	19,72	19,96	
	120	0	1,41	5,37	6,09	6,80	7,49	8,16	8,81
		0,1	3,75	7,54	8,24	8,91	9,57	10,21	10,84
		0,2	5,99	9,61	10,28	10,93	11,56	12,17	12,77
0,3		8,12	11,59	12,23	12,85	13,45	14,04	14,61	
0,4		10,19	13,51	14,11	14,71	15,28	15,84	16,39	
0,5		12,21	15,37	15,95	16,52	17,07	17,60	18,12	
0,6		14,18	17,19	17,74	18,28	18,81	19,32	19,81	
0,7		16,09	18,96	19,49	20,00	20,50	20,98	21,46	
0,8		17,95	20,68	21,18	21,67	22,14	22,60	23,05	
0,9		19,76	22,35	22,83	23,29	23,74	24,18	24,61	
1,0	21,51	23,97	24,42	24,86	25,29	25,71	26,11		

Tab. 9-13: Feldmomenten Tragfähigkeit bei teilweiser Verdübelung – LEWIS – t = 0,50 mm

9.8.3 Ausgewertete Teilverbundkurven der Versuche – Serie S2

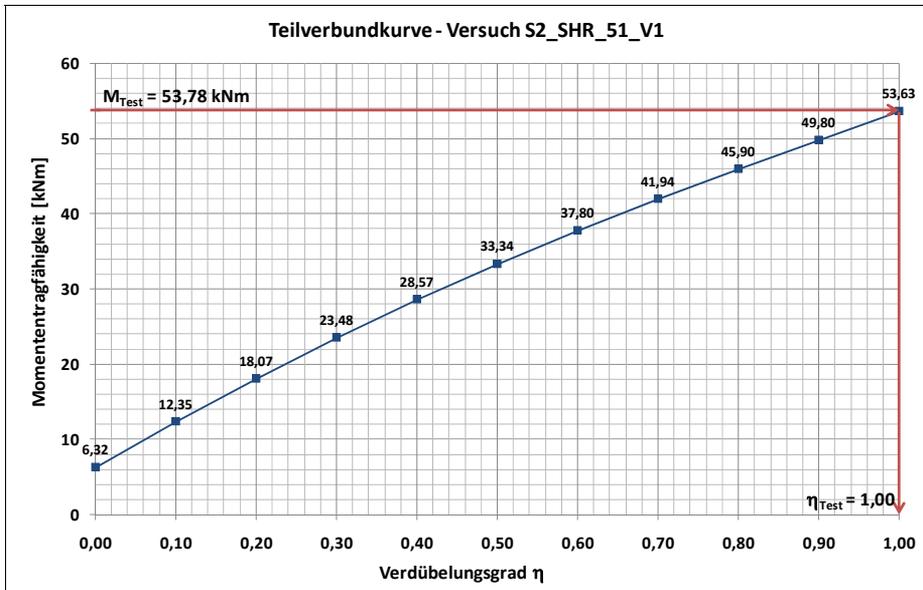


Abb. 9-106: Teilverbundkurve – Versuch S2_SHR_51_V1

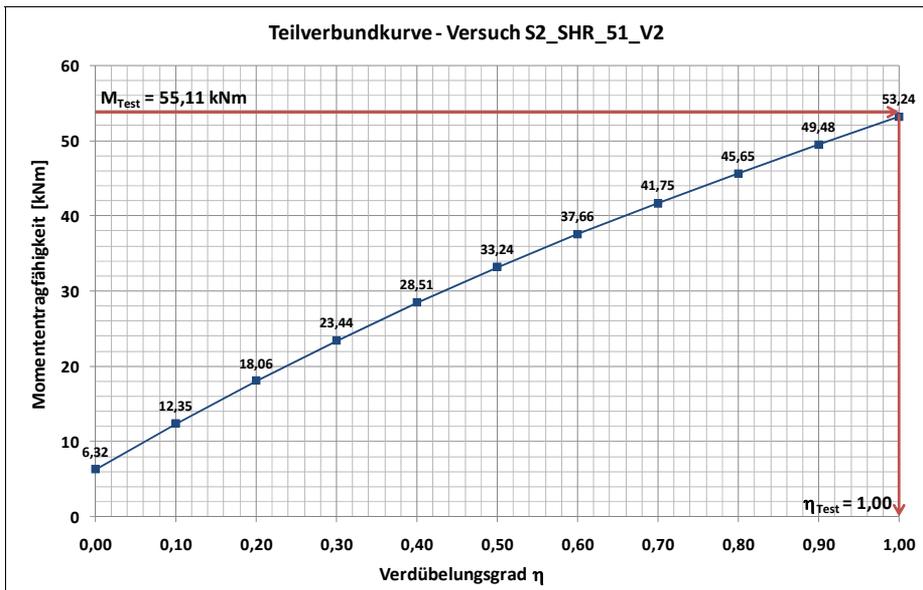


Abb. 9-107: Teilverbundkurve – Versuch S2_SHR_51_V2

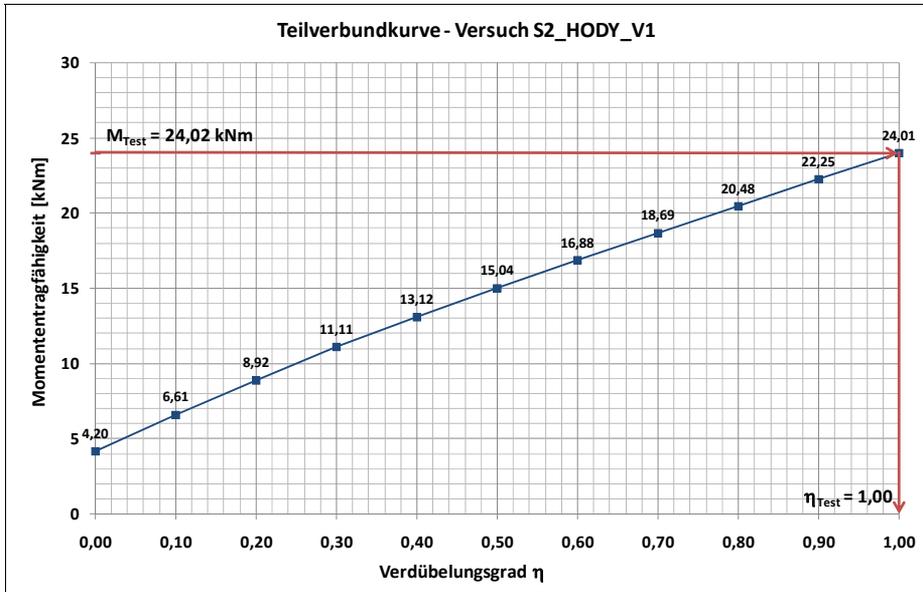


Abb. 9-108: Teilverbundkurve – Versuch S2_HODY_V1

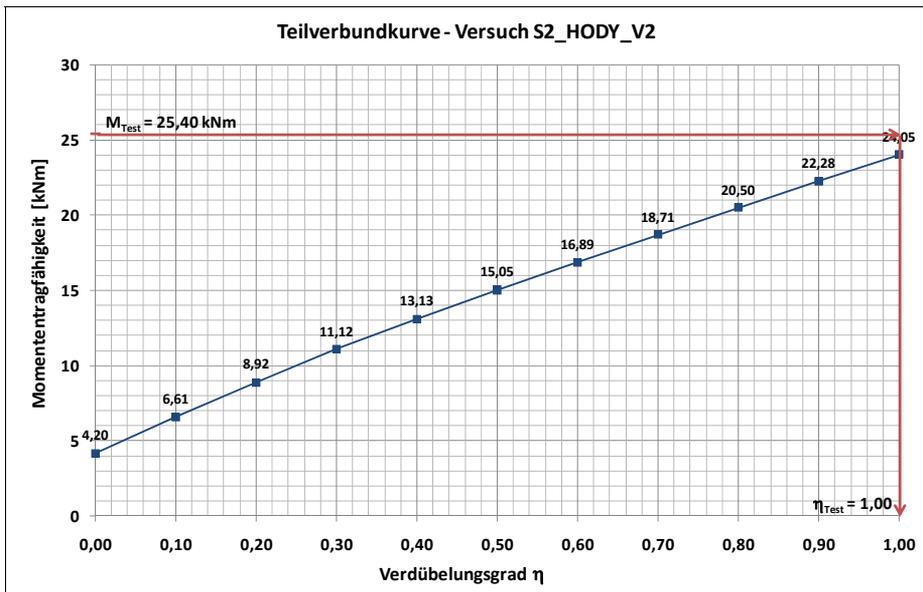


Abb. 9-109: Teilverbundkurve – Versuch S2_HODY_V2

9.9 Feldmomententragfähigkeit bei Faserausfall an der Stütze

SUPERHOLORIB SHR51 - t = 1,0 mm - Faserausfall Stütze - $\gamma = 1,0$															
Beton	Decken- stärke [mm]	F 0,0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0	
		Kein Verbund	Voller Verbund												
		$M_{pl,FA}$ [kNm/m]													
C20/25	120	9,69	49,96	14,87	51,91	15,83	52,28	16,78	52,63	17,70	52,98	18,61	53,33	19,49	53,66
	140	9,69	62,27	16,82	65,45	18,15	66,04	19,45	66,62	20,72	67,19	21,96	67,75	23,18	68,29
	160	9,69	74,59	19,08	79,31	20,83	80,19	22,55	81,05	24,22	81,89	25,86	82,71	27,46	83,52
	180	9,69	86,90	21,40	93,33	23,59	94,54	25,73	95,71	27,82	96,86	29,86	97,99	31,86	99,09
	200	9,69	99,21	23,93	107,60	26,59	109,16	29,20	110,70	31,74	112,20	34,24	113,67	36,68	115,11
	220	9,69	111,52	26,66	122,08	29,83	124,06	32,94	125,99	35,98	127,88	38,96	129,74	41,88	131,55
250	9,69	129,99	31,11	144,20	35,13	146,87	39,06	149,48	42,91	152,03	46,68	154,53	50,38	156,99	
C25/30	120	9,69	52,75	14,93	55,24	15,92	55,71	16,89	56,18	17,85	56,63	18,79	57,08	19,71	57,52
	140	9,69	65,06	16,90	68,94	18,26	69,67	19,60	70,39	20,92	71,10	22,21	71,80	23,47	72,48
	160	9,69	77,37	19,19	82,96	20,99	84,02	22,75	85,05	24,48	86,07	26,18	87,07	27,85	88,06
	180	9,69	89,69	21,54	97,13	23,78	98,54	25,98	99,93	28,14	101,28	30,26	102,62	32,35	103,93
	200	9,69	102,00	24,09	111,54	26,82	113,34	29,50	115,12	32,13	116,86	34,71	118,57	37,26	120,26
	220	9,69	114,31	26,85	126,16	30,10	128,40	33,29	130,61	36,44	132,78	39,52	134,91	42,56	137,01
250	9,69	132,78	31,34	148,48	35,45	151,46	39,49	154,39	43,47	157,27	47,37	160,11	51,22	162,89	
C30/37	120	9,69	54,61	14,97	57,50	15,98	58,06	16,97	58,60	17,95	59,14	18,91	59,67	19,86	60,19
	140	9,69	66,92	16,96	71,31	18,34	72,15	19,71	72,98	21,05	73,79	22,38	74,59	23,68	75,38
	160	9,69	79,23	19,27	85,45	21,09	86,63	22,89	87,80	24,66	88,95	26,41	90,08	28,13	91,20
	180	9,69	91,54	21,63	99,71	23,91	101,27	26,15	102,81	28,36	104,32	30,54	105,81	32,68	107,28
	200	9,69	103,86	24,20	114,21	26,97	116,19	29,70	118,14	32,39	120,06	35,04	121,95	37,66	123,82
	220	9,69	116,17	26,97	128,93	30,28	131,37	33,54	133,77	36,75	136,14	39,91	138,47	43,03	140,77
250	9,69	134,64	31,50	151,38	35,67	154,59	39,79	157,75	43,85	160,87	47,85	163,94	51,79	166,97	
C40/50	120	9,69	56,93	15,02	60,39	16,05	61,05	17,07	61,71	18,07	62,37	19,07	63,01	20,05	63,65
	140	9,69	69,24	17,03	74,33	18,44	75,32	19,84	76,29	21,23	77,25	22,60	78,20	23,95	79,14
	160	9,69	81,55	19,36	88,61	21,23	89,67	23,07	91,32	24,90	92,65	26,70	93,96	28,48	95,26
	180	9,69	93,87	21,74	103,00	24,07	104,76	26,37	106,51	28,65	108,23	30,89	109,93	33,12	111,62
	200	9,69	106,18	24,34	117,61	27,17	119,82	29,97	122,01	32,73	124,17	35,47	126,30	38,18	128,42
	220	9,69	118,49	27,14	132,45	30,51	135,14	33,84	137,81	37,14	140,45	40,41	143,06	43,63	145,64
250	9,69	136,96	31,70	155,07	35,95	158,58	40,17	162,04	44,33	165,47	48,46	168,87	52,54	172,22	
C50/60	120	9,69	58,32	15,05	62,14	16,09	62,88	17,13	63,62	18,15	64,35	19,16	65,07	20,17	65,79
	140	9,69	70,63	17,07	76,18	18,51	77,25	19,93	78,32	21,34	79,38	22,73	80,42	24,11	81,46
	160	9,69	82,95	19,42	90,54	21,31	92,01	23,18	93,47	25,04	94,92	26,88	96,35	28,70	97,77
	180	9,69	95,26	21,81	105,00	24,17	106,89	26,51	108,77	28,82	110,63	31,11	112,47	33,39	114,30
	200	9,69	107,57	24,42	119,69	27,29	122,04	30,13	124,38	32,94	126,69	35,73	128,99	38,50	131,26
	220	9,69	119,89	27,23	134,59	30,65	137,45	33,43	140,29	37,39	143,10	40,71	145,88	44,01	148,64
250	9,69	138,35	31,82	157,32	36,13	161,01	40,40	164,67	44,63	168,30	48,83	171,90	53,00	175,47	

Tab. 9-14: Feldmomententragfähigkeit bei Faserausfall – SHR51

HODY - t = 0,75 mm - Faserausfall Stütze - $\gamma = 1,0$															
Beton	Decken- stärke [mm]	F 0,0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0	
		Kein Verbund	Voller Verbund												
		$M_{pl,FA}$ [kNm/m]													
C20/25	120	6,82	24,10	10,31	26,20	10,96	26,60	11,60	26,99	12,22	27,37	12,84	27,74	13,44	28,11
	140	6,82	30,11	11,89	33,45	12,84	34,08	13,77	34,69	14,68	35,29	15,57	35,88	16,44	36,45
	160	6,82	36,13	13,80	41,02	15,10	41,93	16,38	42,83	17,63	43,70	18,85	44,56	20,04	45,40
	180	6,82	42,14	15,82	48,75	17,50	49,99	19,15	51,20	20,76	52,39	22,33	53,54	23,88	54,68
	200	6,82	48,15	18,06	56,72	20,17	58,33	22,22	59,90	24,24	61,43	26,21	62,94	28,14	64,41
	220	6,82	54,17	20,52	64,91	23,08	66,93	25,59	68,90	28,05	70,83	30,45	72,72	32,81	74,57
250	6,82	63,19	24,57	77,59	27,90	80,29	31,16	82,94	34,35	85,53	37,48	88,07	40,55	90,56	
C25/30	120	6,82	24,76	10,34	27,14	11,01	27,59	11,67	28,03	12,32	28,47	12,95	28,90	13,58	29,32
	140	6,82	30,78	11,95	34,47	12,92	35,17	13,88	35,86	14,82	36,54	15,74	37,21	16,65	37,86
	160	6,82	36,79	13,88	42,13	15,22	43,14	16,53	44,13	17,82	45,11	19,08	46,07	20,33	47,01
	180	6,82	42,80	15,92	49,94	17,65	51,30	19,34	52,63	21,00	53,93	22,64	55,21	24,24	56,48
	200	6,82	48,82	18,19	57,99	20,34	59,73	22,46	61,44	24,54	63,12	26,58	64,77	28,59	66,39
	220	6,82	54,83	20,66	66,26	23,29	68,43	25,87	70,56	28,41	72,66	30,90	74,72	33,56	76,74
250	6,82	63,85	24,76	79,06	28,17	81,95	31,52	84,79	34,81	87,58	38,05	90,33	41,24	93,03	
C30/37	120	6,82	25,21	10,37	27,77	11,05	28,23	11,72	28,75	12,38	29,23	13,03	29,70	13,67	30,17
	140	6,82	31,23	11,99	35,17	12,98	35,92	13,95	36,67	14,91	37,40	15,86	38,12	16,79	38,83
	160	6,82	37,23	13,93	42,88	15,29	43,96	16,63	45,03	17,95	46,07	19,25	47,11	20,53	48,12
	180	6,82	43,25	15,99	50,75	17,74	52,19	19,47	53,60	21,17	54,99	22,84	56,37	24,50	57,72
	200	6,82	49,26	18,27	58,86	20,46	60,69	22,62	62,50	24,74	64,28	26,86	66,03	28,90	67,76
	220	6,82	55,27	20,77	67,18	23,43	69,45	26,06	71,70	28,66	73,91	31,21	76,09	33,73	78,24
250	6,82	64,29	24,89	80,05	28,35	83,07	31,76	86,05	35,12	88,98	38,44	91,87	41,71	94,73	
C40/50	120	6,82	25,76	10,40	28,58	11,10	29,13	11,78	29,67	12,46	30,20	13,13	30,73	13,79	31,26
	140	6,82	31,77	12,04	36,05	13,05	36,88	14,05	37,69	15,03	38,50	16,01	39,30	16,97	40,09
	160	6,82	37,79	14,00	43,85	15,39	45,02	16,76	46,17	18,12	47,32	19,46	48,45	20,78	49,57
	180	6,82	43,80	16,08	51,78	17,87	53,33	19,64	54,85	21,38	56,36	23,11	57,85	24,82	59,32
	200	6,82	49,81	18,38	59,95	20,61	61,91	22,82	63,85	25,01	65,77	27,17	67,66	29,31	69,54
	220	6,82	55,83	20,90	68,34	23,62	70,76	26,31	73,16	28,97	75,52	31,67	77,86	34,21	80,18
250	6,82	64,85	25,05	81,32	28,58	84,50	32,07	87,66	35,53	90,78	38,94	93,86	42,32	96,92	
C50/60	120	6,82	26,09	10,42	29,08	11,12	29,66	11,82	30,23	12,51	30,80	13,19	31,37	13,87	31,93
	140	6,82	32,11	12,07	36,59	13,09	37,46	14,10	38,33	15,11	39,18	16,10	40,03	17,08	40,87
	160	6,82	38,12	14,04	44,43	15,45	45,66	16,84	46,88	18,22	48,08	19,59	49,27	20,94	50,46
	180	6,82	44,13	16,13	52,41	17,94	54,02	19,74	55,62	21,52	57,20	23,28	58,76	25,03	60,32
	200	6,82	50,15	18,45	60,62	20,71	62,66	22,95	64,68	25,17	66,68	27,37	68,66	29,56	70,63
	220	6,82	56,16	20,97	69,05	23,73	71,56	26,46	74,05	29,17	76,51	31,85	78,96	34,51	81,38
250	6,82	65,18	25,15	82,09	28,72	85,38									

LEWIS - t = 0,50 mm - Faserausfall Stütze - $\gamma = 1,0$															
Beton	Deckenstärke [mm]	F 0,0		F 1,0		F 1,2		F 1,4		F 1,6		F 1,8		F 2,0	
		Kein Verbund	Voller Verbund												
		$M_{pl,FA}$ [kNm/m]													
C20/25	50	1,55	7,82	2,27	8,08	2,40	8,13	2,54	8,18	2,66	8,23	2,79	8,27	2,91	8,32
	60	1,55	10,19	2,64	10,68	2,85	10,78	3,04	10,87	3,24	10,96	3,43	11,04	3,61	11,13
	70	1,55	12,56	3,09	13,37	3,38	13,52	3,66	13,67	3,94	13,81	4,21	13,95	4,47	14,09
	80	1,55	14,93	3,63	16,13	4,01	16,36	4,39	16,57	4,76	16,79	5,12	17,00	5,47	17,20
	90	1,55	17,30	4,24	18,98	4,74	19,29	5,23	19,59	5,70	19,89	6,17	20,18	6,63	20,46
	100	1,55	19,68	4,93	21,90	5,56	22,31	6,17	22,72	6,77	23,11	7,36	23,50	7,94	23,88
C25/30	50	1,55	8,23	2,28	8,57	2,42	8,63	2,55	8,70	2,68	8,76	2,81	8,82	2,94	8,88
	60	1,55	10,60	2,65	11,20	2,86	11,32	3,07	11,43	3,27	11,54	3,47	11,65	3,66	11,75
	70	1,55	12,98	3,11	13,92	3,41	14,10	3,70	14,27	3,98	14,45	4,26	14,62	4,53	14,78
	80	1,55	15,35	3,65	16,72	4,05	16,98	4,44	17,23	4,82	17,48	5,19	17,72	5,56	17,96
	90	1,55	17,72	4,27	19,59	4,78	19,95	5,29	20,30	5,78	20,64	6,27	20,97	6,74	21,30
	100	1,55	20,09	4,97	22,55	5,62	23,02	6,25	23,47	6,87	23,92	7,48	24,36	8,08	24,79
C30/37	50	1,55	8,51	2,28	8,90	2,42	8,98	2,56	9,05	2,70	9,12	2,83	9,20	2,96	9,27
	60	1,55	10,88	2,66	11,56	2,88	11,69	3,08	11,82	3,29	11,94	3,49	12,06	3,69	12,19
	70	1,55	13,25	3,12	14,30	3,42	14,49	3,72	14,69	4,01	14,88	4,30	15,07	4,58	15,26
	80	1,55	15,62	3,67	17,11	4,07	17,40	4,47	17,68	4,86	17,95	5,24	18,23	5,62	18,49
	90	1,55	17,99	4,29	20,01	4,81	20,40	5,33	20,78	5,83	21,15	6,33	21,52	6,82	21,88
	100	1,55	20,36	5,00	23,00	5,65	23,50	6,30	23,99	6,94	24,48	7,56	24,96	8,18	25,43
C40/50	50	1,55	8,85	2,29	9,33	2,43	9,42	2,57	9,51	2,71	9,60	2,85	9,68	2,99	9,77
	60	1,55	11,22	2,67	12,01	2,89	12,16	3,10	12,31	3,32	12,46	3,53	12,60	3,73	12,75
	70	1,55	13,60	3,14	14,77	3,45	15,00	3,75	15,22	4,05	15,45	4,34	15,67	4,64	15,88
	80	1,55	15,97	3,69	17,62	4,10	17,94	4,51	18,25	4,91	18,57	5,31	18,87	5,70	19,18
	90	1,55	18,34	4,32	20,55	4,85	20,98	5,38	21,40	5,90	21,82	6,42	22,23	6,92	22,63
	100	1,55	20,71	5,03	23,56	5,70	24,11	6,37	24,66	7,02	25,19	7,67	25,72	8,31	26,25
C50/60	50	1,55	9,06	2,30	9,58	2,44	9,69	2,58	9,79	2,72	9,89	2,87	9,99	3,00	10,08
	60	1,55	11,43	2,68	12,28	2,90	12,45	3,12	12,61	3,33	12,77	3,55	12,94	3,76	13,09
	70	1,55	13,80	3,15	15,06	3,46	15,31	3,77	15,55	4,07	15,79	4,37	16,03	4,67	16,27
	80	1,55	16,17	3,70	17,93	4,12	18,27	4,53	18,61	4,94	18,94	5,35	19,27	5,75	19,60
	90	1,55	18,54	4,34	20,88	4,88	21,33	5,41	21,78	5,94	22,22	6,47	22,66	6,99	23,10
	100	1,55	20,92	5,05	23,91	5,73	24,49	6,41	25,06	7,07	25,63	7,73	26,20	8,39	26,76

Tab. 9-16: Feldmomententragfähigkeit bei Faserausfall – LEWIS

LEWIS - t = 0,50 mm - Faserausfall Stütze - C20/25 maximal aufnehmbare Last (globale Sicherheit 1,3)								
Stützweite	Deckenstärke [mm]	F 0,0	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
		$q_{R,FA}$ [kN/m]						
L=1,25m	50	17,07	19,54	20,03	20,49	20,89	21,29	21,68
	60	20,69	24,88	25,64	26,32	27,01	27,65	28,28
	70	24,20	30,52	31,61	32,64	33,65	34,62	35,54
	80	27,63	36,53	38,02	39,44	40,83	42,16	43,42
	90	30,99	42,89	44,86	46,74	48,53	50,29	51,97
	100	34,31	49,60	52,11	54,50	56,79	59,02	61,18
L=1,50m	50	13,20	14,92	15,22	15,53	15,80	16,07	16,34
	60	16,15	19,06	19,59	20,05	20,53	20,96	21,39
	70	19,02	23,45	24,20	24,92	25,61	26,27	26,91
	80	21,82	28,10	29,14	30,12	31,09	32,00	32,87
	90	24,57	33,00	34,38	35,69	36,93	38,15	39,31
	100	27,29	38,16	39,91	41,58	43,17	44,72	46,21
L=1,75m	50	10,66	11,91	12,12	12,35	12,54	12,73	12,92
	60	13,15	15,29	15,67	16,01	16,35	16,66	16,97
	70	15,57	18,85	19,40	19,93	20,43	20,91	21,37
	80	17,93	22,61	23,38	24,10	24,81	25,47	26,11
	90	20,25	26,56	27,58	28,54	29,46	30,35	31,19
	100	22,55	30,70	32,00	33,23	34,40	35,54	36,63
L=2,00m	50	8,89	9,83	9,99	10,16	10,30	10,44	10,58
	60	11,04	12,67	12,96	13,22	13,47	13,71	13,94
	70	13,12	15,66	16,08	16,48	16,86	17,22	17,57
	80	15,16	18,79	19,38	19,93	20,47	20,98	21,46
	90	17,17	22,08	22,86	23,60	24,30	24,98	25,62
	100	19,16	25,52	26,51	27,46	28,36	29,23	30,06

Tab. 9-17: max. aufnehmbare Last (globale Sicherheit 1,3) – LEWIS – t=0,50m

SUPERHOLORIB SHR51 - t = 1,0 mm - Faserausfall Stütze - C20/25 maximal aufnehmbare Last (globale Sicherheit 1,3)								
Stütz- weite	Decken- stärke [mm]	F 0,0	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
		q _{R,FA} [kN/m]						
L=3,0 m	120	30,64	33,54	34,03	34,48	34,92	35,34	35,73
	140	37,07	41,69	42,44	43,15	43,83	44,48	45,10
	160	43,37	50,07	51,15	52,17	53,14	54,05	54,93
	180	49,54	58,55	59,98	61,33	62,61	63,83	64,99
	200	55,63	67,22	69,03	70,76	72,38	73,93	75,41
	220	61,66	76,08	78,32	80,43	82,44	84,35	86,17
	250	70,59	89,71	92,66	95,42	98,05	100,54	102,94
L=3,5 m	120	25,10	26,08	26,26	26,44	26,61	26,79	29,96
	140	30,54	32,88	33,18	33,47	33,75	34,03	34,31
	160	35,85	39,84	40,28	40,72	41,14	41,55	41,96
	180	41,08	46,89	47,49	48,08	48,66	49,23	49,78
	200	46,23	54,05	54,84	55,61	56,36	57,10	57,83
	220	51,33	61,33	62,32	63,29	64,24	65,18	66,08
	250	58,90	72,44	73,78	75,09	76,37	77,63	78,86
L=4,0 m	120	19,22	19,97	20,11	20,24	20,38	20,51	20,64
	140	23,95	25,17	25,40	25,62	25,84	26,06	26,27
	160	28,69	30,50	30,84	31,17	31,50	31,81	32,12
	180	33,42	35,90	36,36	36,81	37,25	37,69	38,11
	200	38,16	41,39	41,98	42,58	43,15	43,72	44,27
	220	42,89	46,95	47,72	48,46	49,18	49,90	50,60
	250	50,00	55,46	56,49	57,49	58,47	59,43	60,38
L=4,5 m	120	15,18	17,78	15,89	15,99	16,10	16,21	16,31
	140	18,92	19,89	20,07	20,25	20,42	20,59	20,75
	160	22,67	24,10	24,37	24,63	24,89	25,14	25,38
	180	26,41	28,36	28,73	29,09	29,44	29,78	30,11
	200	30,15	32,70	33,17	33,64	34,10	34,54	34,98
	220	33,89	37,10	37,70	38,29	38,86	39,43	39,98
	250	39,50	43,82	44,63	45,43	46,20	46,96	47,71
L=5,0 m	120	12,30	12,78	12,87	12,96	13,04	13,13	13,21
	140	15,33	16,11	16,26	16,40	16,54	16,68	16,81
	160	18,36	19,52	19,74	19,95	20,16	20,36	20,56
	180	21,39	22,97	23,27	23,56	23,84	24,12	24,39
	200	24,42	26,49	26,87	27,25	27,62	27,98	28,33
	220	27,45	30,05	30,54	31,01	31,48	31,94	32,38
	250	32,00	35,50	36,15	36,80	37,42	38,04	38,64

Tab. 9-18: max. aufnehmbare Last (globale Sicherheit 1,3) – SUPERHOLORIB SHR51 –
t=1,0mm

HODY - t = 0,75 mm - Faserausfall Stütze - C20/25 maximal aufnehmbare Last (globale Sicherheit 1,3)								
Stütz- weite	Decken- stärke [mm]	F 0,0	F 1,0	F 1,2	F 1,4	F 1,6	F 1,8	F 2,0
		q _{R,FA} [kN/m]						
L=3,0 m	120	14,06	16,15	16,52	16,88	17,22	17,55	17,88
	140	16,91	20,28	20,86	21,42	21,95	22,47	22,97
	160	19,69	24,64	25,47	26,28	27,05	27,80	28,51
	180	22,40	29,10	30,22	31,30	32,33	33,32	34,28
	200	25,07	33,75	35,19	36,57	37,89	39,16	40,39
	220	27,70	38,58	40,36	42,07	43,71	45,29	46,81
	250	31,58	46,13	48,48	50,74	52,90	54,99	57,01
L=3,5 m	120	11,34	12,86	13,12	13,38	13,62	13,86	14,09
	140	13,75	16,22	16,64	17,04	17,43	17,81	18,16
	160	16,09	19,75	20,36	20,95	21,51	22,05	22,57
	180	18,38	23,36	24,19	24,98	25,73	26,45	27,16
	200	20,63	27,11	28,18	29,19	30,16	31,09	31,99
	220	22,85	31,00	32,32	33,58	34,79	35,95	37,06
	250	26,13	37,06	38,81	40,48	42,08	43,61	45,09
L=4,0 m	120	9,27	10,08	10,23	10,38	10,53	10,67	10,81
	140	11,52	12,87	13,11	13,34	13,57	13,80	14,02
	160	13,54	15,78	16,13	16,47	16,81	17,14	17,46
	180	15,52	18,75	19,23	19,69	20,15	20,59	21,03
	200	17,46	21,82	22,43	23,04	23,63	24,21	24,77
	220	19,38	24,97	25,74	26,50	27,24	27,97	28,68
	250	22,22	29,84	30,88	31,90	32,90	33,87	34,83
L=4,5 m	120	7,32	7,96	8,08	8,20	8,32	8,43	8,54
	140	9,15	10,17	10,36	10,54	10,72	10,90	11,08
	160	10,98	12,47	12,74	13,02	13,28	13,54	13,80
	180	12,81	14,81	15,19	15,56	15,92	16,27	16,62
	200	14,63	17,24	17,73	18,20	18,67	19,13	19,57
	220	16,46	19,73	20,34	20,94	21,52	22,10	22,66
	250	19,20	23,58	24,40	25,50	25,99	26,76	27,57
L=5,0 m	120	5,93	6,45	6,55	6,64	6,74	6,83	6,92
	140	7,41	8,23	8,39	8,54	8,69	8,83	8,97
	160	8,89	10,10	10,32	10,54	10,76	10,97	11,18
	180	10,37	12,00	12,31	12,60	12,90	13,18	13,46
	200	11,85	13,96	14,36	14,74	15,12	15,49	15,85
	220	13,33	15,98	16,48	16,96	17,44	17,90	18,36
	250	15,55	19,10	19,76	20,42	21,05	21,68	22,29

Tab. 9-19: max. aufnehmbare Last (globale Sicherheit 1,3) – HODY – t=0,75mm

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Florian Peter Ackermann
Geboren: am 4. April 1978 in Saarlouis
Familienstand: ledig
Staatsangehörigkeit: deutsch

Berufliche Laufbahn

seit 04/2009 Tragwerksplaner bei HOCHTIEF Consult IKS Energy in Frankfurt am Main
11/2004 – 03/2009 Wissenschaftlicher Mitarbeiter mit Promotionsziel im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell an der Technischen Universität Kaiserslautern
04/2005 – 09/2007 Gesellschafter bei der HOFA-Systembauhandels-GmbH in Rothselberg
02/2002 – 06/2004 Freie Mitarbeit im Ingenieurbüro Bode, Ramm und Partner in Kaiserslautern

Hochschulausbildung

10/1998 – 10/2004 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern:
Auszeichnung als Jahrgangsbester Absolvent
Auszeichnung mit dem Conrad-Freytag-Preis
Diplomarbeit im Fach Stahlbau,
Thema: „Untersuchungen zu geklemmten Stahl-Glas-Verbindungen“
Während des Studiums:
von 07/2001 – 12/2002 Wissenschaftliche Hilfskraft im Fachgebiet Baubetrieb und Bauproduktion bei Prof. Dr. rer. pol. Dipl.-Ing. Rolf Fillibeck
von 07/2002 – 09/2004 Wissenschaftliche Hilfskraft im Fachgebiet Stahlbau bei Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann

Schulausbildung

06/1997 Abitur am Gymnasium am Stefansberg in Merzig