Carbonbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung

Carbon concrete under uniaxial compression load

Von der
Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden
Zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. Jakob Bochmann
Geboren am 04.09.1989 in Chemnitz

Gutachter:
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach
Prof. Dr. sc. techn. Mike Schlaich
Dr.-Ing. Frank Jesse

eingereicht am: 01. Februar 2019
verteidigt am: 07. Juni 2019

Danksagung

Meinem Doktorvater und Erstgutachter Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach gilt mein besonderer Dank für die Möglichkeit, meine Dissertation am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden schreiben zu dürfen. Neben der Forschungsarbeit durfte ich stets mein Wissen in anderen Themengebieten erweitern, wofür ich ebenfalls dankbar bin. Ein weiterer Dank geht an Herrn Prof. Dr. sc. Techn. Mike Schlaich und Herrn Dr.-Ing. Frank Jesse, die als Gutachter für diese Arbeit fungierten. Dabei sei noch ein besonderer Dank an Herrn Dr.-Ing. Frank Jesse ausgesprochen, der den bewilligten Antrag, der die Grundlage für diese Dissertation war, verfasst hatte. Für den Beisitz in der Prüfungskommission sei auch noch Herrn Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine und Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle für den Vorsitz gedankt. Ein großer Dank geht an alle Kolleginnen und Kollegen vom Institut für Massivbau, die ein sehr angenehmes Arbeiten am Institut ermöglichten und mich immer mit Rat und Tat unterstützt haben. Besonders möchte ich mich an dieser Stelle bei Kerstin Speck bedanken, die als Mentorin und Forschungsgruppenleiterin stets ein offenes Ohr für meine Probleme hatte und mit vielen Denkanstößen zum Gelingen der Dissertation beitrug. Dank geht außerdem an Philipp Riegelmann und Jakob Sitter, die mich während ihrer HIWI-Zeit am Institut bei den Versuchen und deren Auswertung umfassend unterstützt haben. Bei Silvia Haubold, aber auch bei Henriette Barschel, möchte ich mich für den Zeitaufwand beim Lektorat bedanken. Der größte Dank geht an meine Familie und meine Freunde, die mich stets unterstützt und für die nötige Ablenkung neben der Forschungsarbeit gesorgt haben. Besonders möchte ich noch meiner Freundin Charly und meinen beiden Kindern danken, die zu jeder Zeit für mich da waren und mir die nötige Motivation gegeben haben. Ein weiterer Dank geht an die Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), ohne deren finanzielle Unterstützung diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielstellung	3
1.3	Aufbau	4
2	Stand des Wissens	7
2.1	Durchführung einaxialer Druckversuche	7
2.1.1	Allgemein	7
2.1.2	Probekörpergröße	7
2.1.3	Probekörperform	8
2.1.4	Toleranzen bei Druckversuchen	9
2.1.5	Lasteinleitung	10
2.2	Textilbeton	12
2.2.1	Allgemein	12
2.2.2	Betonmatrix	13
2.2.3	Textile Bewehrung	14
2.2.4	Herstellung	16
2.2.5	Tragverhalten von Textilbeton unter Zugbeanspruchung	16
2.2.6	Tragverhalten unter Querkzugbeanspruchung	19
2.2.7	Tragverhalten von Textilbeton unter Druckbeanspruchung	20
2.2.8	Verbundverhalten von Textilbeton	25
2.3	Tragverhalten von Beton unter Druck - Heterogenität	27
2.3.1	Allgemein	27
2.3.2	Normalbeton	28
2.3.3	Leichtbeton	31
2.3.4	Faserbeton	34
2.3.5	Beton mit Einlagen	37
2.3.6	Gerissener Stahlbeton - zweiaxiale Belastung	41
2.4	Vergleichsmodell - Anisotropes Gestein unter Druckbeanspruchung	42
2.4.1	Schulter-Typ Gesteinsmodelle	44
2.4.2	U-Typ Gesteinsmodelle	46
2.5	Zusammenfassung	50
3	Experimentelle Methodik	53
3.1	Materialien	53
3.1.1	Betone	53
3.1.2	Textilien	55
3.2	Probekörper	56
3.2.1	Probekörpergeometrie	56
3.2.2	Herstellung	57
3.2.3	Qualitätskontrolle	59
3.3	Versuchsstand	63
3.3.1	Vorbetrachtungen	63
3.3.2	Prüfapparatur	66

Inhaltsverzeichnis

3.3.3	Messtechnik	67
3.3.4	Versuchsdurchführung	68
3.4	Versuchsprogramm	69
3.5	Auswertung	71
4	Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung	73
4.1	Referenzserie	73
4.2	Unbewehrte laminierte Versuche	74
4.2.1	Tragverhalten in Längsrichtung	74
4.2.2	Tragverhalten in Querrichtung	75
4.2.3	Bruchbilder	76
4.2.4	Charakteristische Punkte	78
4.2.5	Elastizitätsmodul	79
4.3	Bewehrte laminierte Versuche	81
4.3.1	Tragverhalten in Längsrichtung	81
4.3.2	Tragverhalten in Querrichtung	82
4.3.3	Versagenstypen	84
4.3.4	Charakteristische Punkte	88
4.3.5	Elastizitätsmodul	91
4.4	Bewehrte gegossene Versuche	93
4.4.1	Tragverhalten in Längsrichtung	93
4.4.2	Tragverhalten in Querrichtung	94
4.4.3	Versagenstypen	96
4.4.4	Charakteristische Punkte	98
4.4.5	Elastizitätsmodul	101
4.5	Zusammenfassung zum Tragverhalten	101
5	Numerische Untersuchungen	105
5.1	Modell	105
5.1.1	Materialmodell - Beton	105
5.1.2	Materialmodell - EP	106
5.1.3	Modellbildung	106
5.2	Untersuchungsergebnisse	108
5.2.1	Referenzserie	108
5.2.2	Bewehrte Serien - Öffnungen	108
5.2.3	Bewehrte Serien - gefüllte Öffnungen	113
5.3	Erkenntnisse zum Tragverhalten	114
6	Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton	115
6.1	Bezugssystem der Auswertung	115
6.2	Herstellung	117
6.2.1	Einfluss des Handlaminierverfahrens	117
6.2.2	Einfluss des Gießverfahrens	119
6.3	Lagenabstand	121
6.3.1	Bewehrte laminierte Serien	121
6.3.2	Bewehrte gegossene Serien	123
6.4	Maschenweite	125
6.4.1	Bewehrte laminierte Serien	125
6.4.2	Bewehrte gegossene Serien	126
6.5	Garnstärke	127
6.6	Effektiver Flächenanteil $k_{A,eff}$	128

6.7	Anordnung	130
6.7.1	Versetzte Anordnung der Textilebenen	130
6.7.2	Verdrehte Anordnung in der Textilebene	131
6.8	Tränkung	131
6.9	Festigkeit	132
6.10	Zusammenfassung der Haupteinflussparameter	133
7	Berechnungsmodell und Bemessungsvorschlag	135
7.1	Allgemein	135
7.2	Berechnungsmodell für Festigkeiten	136
7.2.1	Allgemein	136
7.2.2	Herleitung	136
7.2.3	Kritik	138
7.3	Vorschlag für Bemessungsmodell	142
7.3.1	Allgemein	142
7.3.2	Herleitung	144
7.3.3	Kritik	148
8	Zusammenfassung und Ausblick	153
8.1	Zusammenfassung	153
8.2	Ausblick	156
	Literaturverzeichnis	159
	A1 Verwendete Textilien	A1-1
	A2 Erläuterung zur Auswertung der Einzelversuche	A2-5
	A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien	A3-9
	A4 Ergebnisse der numerischen Berechnungen	A4-77
	A5 Untersuchte Gesteinsmodellen	A5-81

Symbolverzeichnis und Definitionen

Abkürzungen

2D	-	Zweidimensional
AbZ	-	Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
ALWA	-	Leichtbeton mit ausschließlich Leichtzuschlag (all lightweight aggregates)
AR	-	Alkaliresistent
BB	-	Belastungsbürste
CSH	-	Calciumsilicathydrat
DD1	-	Dehnungsaufnehmer (Extensometer)
DMS	-	Dehnmessstreifen
DP	-	Starre Druckplatte
E-Modul	-	Elastizitätsmodul
EC2	-	DIN EN 1992 [4]
FD	-	Flüssigkeitsdruck
FE	-	Finite Elemente
EP	-	Epoxidharz-Tränkung
geg.	-	gegossen
GS	-	Gleitschicht
IWA	-	Induktive Wegaufnehmer
lam.	-	hand-laminiert
MC 2010	-	fib Model Code 2010 [7]
MC 90	-	fib Model Code 1990 [1]
MW	-	Mittelwert
NB	-	Normalbeton
PK	-	Probekörper
RVE	-	repräsentativen Volumeneinheit
SBR	-	Styrolbutadien-Tränkung
SLWA	-	Leichtbeton mit ausschließlich leichten Grobzuschlägen (semi lightweight aggregates)
SS	-	Stempelsystem
TU	-	Technische Universität

Griechische Großbuchstaben

$\Delta\epsilon$	-	Querdehnungsdifferenz
$\Delta\epsilon_{\text{Riss}}$	-	Querdehnungsdifferenz bei Rissspannung
$\Delta\epsilon_{\text{krit}}$	-	Querdehnungsdifferenz bei kritischer Spannung
Δf_{β}	-	Festigkeitsabfall der Gesteinsfestigkeit bei beliebigen β
Δf_{90}	-	Festigkeitsabfall der Gesteinsfestigkeit bei $\beta = 90^\circ$
$\Delta\sigma$	-	Spannungsdifferenz
Δs	-	Höhendifferenz

Symbolverzeichnis und Definitionen

ΔT	-	Temperaturdifferenz
ΔV	-	Volumenänderung

Griechische Kleinbuchstaben

α	-	Winkel (Bewehrungsrichtung)
β	-	Winkel der Klüftungsebenen bei Gesteinen
γ	-	Winkel zwischen Textilbewehrungs-Ebene und Lastrichtung
$\gamma_{\min}$	-	Winkel γ bei minimaler Tragfähigkeit
δ	-	Geometrische Faktor zur Bestimmung des Flächenanteils von Hüllrohren in Stegen
ϵ	-	Dehnungen
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	-	Dehnungen in Hauptrichtungen
ϵ_{krit}	-	Dehnungen bei kritischer Spannung
ϵ_l	-	Dehnungen in Längsrichtung der Versuchsserien
$\epsilon_{\max}$	-	Dehnungen bei maximaler Spannung
ϵ_{Q1}	-	Dehnungen in Querrichtung 1 der Versuchsserien
ϵ_{Q2}	-	Dehnungen in Querrichtung 2 der Versuchsserien
ϵ_{Riss}	-	Dehnungen bei Rissspannung
ϵ_S	-	Stahldehnung
ϵ_u	-	Maximale Textildehnung
η_D	-	Reduktionsfaktor der Betondruckfestigkeit bei Hüllrohren
κ	-	Abminderungsfaktor der Druckfestigkeit
λ	-	Schlankheit
μ_t	-	Reibungskoeffizient bei Gesteinen
ν'	-	Abminderungsfaktor der Druckfestigkeit bei gerissener Druckzone
ρ	-	Bewehrungsgrad
ρ_{tex}	-	Textilvolumen im PK
$\rho_{\text{tex,Rechnung}}$	-	Berechnetes Textilvolumen im PK
σ	-	Spannungen
σ_3	-	Zelldruck in Triaxialzelle
σ_{krit}	-	Kritische Spannung
$\sigma_{\max}$	-	Maximal aufnehmbare Spannung
$\sigma_{\text{Rd,max}}$	-	Bemessungsdruckfestigkeit von Beton bei gerissener Druckzone
σ_{Riss}	-	Rissspannung
σ_T	-	Textilspannung
$\sigma_{T,u}$	-	Maximale Textilspannung
τ	-	Zwang in Grenzfläche zwischen PK und Lasteinleitung
ν	-	Querdehnzahl
ϕ	-	Reibungswinkel intakter Gesteine

Lateinische Großbuchstaben

A	-	Fläche
A_m	-	Matrixfläche
A_{Gesamt}	-	Matrixfläche zur Berechnung ungestörter Bereiche
A_{Matrix}	-	Gesamtfläche
$A_{\text{überd.}}$	-	Überdeckte Betonfläche bei bewehrten Proben

B	-	Bindemittelmenge
D	-	Größtkorndurchmesser
E	-	Statisches Elastizitätsmodul
E_m	-	Mittleres statisches Elastizitätsmodul
F	-	Kraft
H	-	Eingangsparameter für Modell von NASSERI et al. [129]
H_{lam}	-	Eingangsparameter für Rechenmodell laminiertter Serien
H_{geg}	-	Eingangsparameter für Rechenmodell gegossener Serien
J_f	-	Gesteinsschichtungen je Meter
O	-	Eingangsparameter für Modell von NASSERI et al. [129]
O_{lam}	-	Eingangsparameter für Rechenmodell laminiertter Serien
O_{geg}	-	Eingangsparameter für Rechenmodell gegossener Serien
$S_{1,90^\circ}$	-	Gesteinsfestigkeit bei $\beta = 90^\circ$ und beliebigen σ_3
$S_{1,0^\circ}$	-	Gesteinsfestigkeit bei $\beta = 0^\circ$ und beliebigen σ_3
V	-	Volumen
V_{Tex}	-	Textilvolumen pro Flächeneinheit
V_{Wasser}	-	Wasservolumen im Überlaufbehältnis
$V_{Wasser,1}$	-	Wasservolumen im Auffangbehälter
$V_{Wasser,2}$	-	Wasservolumen im Überlaufbehältnis nach Textil-Zugabe
W	-	Wassermenge
X_C	-	Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit in Schichtrichtung s_1
X_i	-	Anzahl der Einzelwerte unterhalb der Bemessungskurve
X_{ges}	-	Gesamtzahl der Einzelwerte
X_T	-	Einaxiale Gesteinszugfestigkeit in Schichtrichtung s_1
Y_C	-	Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit in Schichtrichtung s_2
Y_T	-	Einaxiale Gesteinszugfestigkeit in Schichtrichtung s_2

Lateinische Kleinbuchstaben

a_i	-	Lagenabstand der Textillagen im PK
b_i	-	Variablen
b	-	Garnbreite
b_0	-	Lochbreite
b_w	-	Stegbreite
b_{PK}	-	Probekörperbreite
c	-	Kohäsion
d	-	Statische Nutzhöhe
d_0	-	Lochdurchmesser oder Lochhöhe
e_x	-	Lastausmitte in x-Richtung
e_y	-	Lastausmitte in y-Richtung
f_0	-	Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit bei $\beta=0$
f_{90}	-	Einaxiale Gesteinsdruckfestigkeit bei $\beta=90$
f_c	-	Einaxiale Druckfestigkeit
f_{cj}	-	Gesteinsfestigkeit bei beliebiger Schichtorientierung β
$f_{c,Würfel}$	-	Einaxiale Druckfestigkeit am Würfel
$f_{c,Zylinder}$	-	Einaxiale Druckfestigkeit am Zylinder
f_{cm}	-	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit
$f_{cm,28d}$	-	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen

Symbolverzeichnis und Definitionen

$f_{cm,B}$	-	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit, ermittelt am Würfel mit Druckbürsten
$f_{cm,i}$	-	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen, ermittelt am liegenden Prisma mit Druckplatten [6]
$f_{cm,tex}$	-	Mittlere abgeminderte einaxiale Druckfestigkeit von Carbonbeton
$f_{cm,Pris}$	-	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit, ermittelt am liegenden Prisma mit Druckplatten [6]
$f_{cm,P}$	-	Mittlere einaxiale Druckfestigkeit, ermittelt am Würfel mit Druckplatten
f_{cr}	-	Rissmoment oder Elastizitätsgrenze
f_{cri}	-	Kritische Spannung
f_{ct}	-	Zentrische Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct,fl}$	-	Biegezugfestigkeit von Beton
$f_{ctm,fl}$	-	Mittlere Biegezugfestigkeit von Beton
$f_{exp.}$	-	Experimentell ermittelte Druckfestigkeit
f_G	-	Gesteinsfestigkeit bei horizontalen Druck (Triaxialzelle)
$f_{G,1}$	-	Einaxiale Festigkeit von intakten Gestein
$f_{tex,at}$	-	Querzugtragfähigkeit von Textilbeton
h	-	Höhe
h_{PK}	-	Probekörperhöhe
k_0	-	Abminderungsfaktor bei Dehnkörperversuchen mit gedrehter Bewehrung
$k_{A,eff}$	-	Wirksame Flächenanteil
k_L	-	Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit von Installationsdecken
n	-	Faktor zur Beschreibung der Orientierung der Gesteinsschichtung
r	-	Parameter zur Beschreibung der Festigkeit der Gesteinsschichtung
r_i	-	Randabstand der Garne einer Textillage
t	-	Zeit
t_{PK}	-	Probekörpertiefe

Definition der Serienbezeichnung

Abb. 0.1: Erklärung zur Bezeichnung der einzelnen Versuchsserien

Bezeichnung am Probekörper

Abb. 0.2: Richtungsdefinitionen am Probekörper

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Idee, die fehlende Zugtragfähigkeit des Betons durch das Einlegen von stählernen Bewehrungselementen zu verbessern, stammt aus der Mitte des 19. Jahrhunderts. Zu dieser Zeit begannen mehrere Personen unabhängig voneinander die Grundlage für den heutigen Verbundwerkstoff Stahlbeton zu legen und stießen somit eine Revolution im Bauwesen an. Mithilfe des „Eisenbetons“, wie der Verbundwerkstoff aus Beton und stählernen Einlagen zu Beginn genannt wurde, konnten vor allem tragfähigere und größere Konstruktionen gebaut werden. Gleichzeitig führte diese Bauweise dazu, dass Bauwerke schneller und preiswerter errichtet werden konnten. Diese umfassenden Vorteile trugen zur Entwicklung von Stahlbeton zu einem der erfolgreichsten Baustoffe der letzten 150 Jahre bei. Die stetige Weiterentwicklung dieses Werkstoffes auch hin zum Spannbeton führt dazu, dass die Kombination von Beton und Stahlbewehrung aus heutiger Sicht aus der Bauwirtschaft nicht mehr wegzudenken ist.

Neben all den Vorteilen, die den Stahlbeton so erfolgreich machen, existiert ein entscheidender Nachteil: Die Bewehrungselemente aus Stahl sind im alternden Beton korrosionsanfällig. Dies führt in vielen Fällen, trotz hoher Betondeckungen und guter Ausführung, mit fortschreitender Lebensdauer zu korrodierender Bewehrung in Bauteilen. Die Korrosion der Bewehrung führt letztendlich zum Verlust der Tragfähigkeit der Konstruktion und somit zu reduzierten Lebensdauern von ca. 40 bis 80 Jahren, LORENZ [115]. Dieser Fakt führt zu einem hohen Bedarf an Instandsetzungsmaßnahmen, um die Lebensdauer von z. B. Infrastrukturprojekten oder auch Gebäuden zu verlängern, welche zumeist sehr aufwendig und teuer sind. Wie bereits erwähnt, führt der planmäßige Schutz vor Bewehrungskorrosion außerdem zu sehr großen Betondeckungen, was aus statischer Sicht zu unnötig dicken Bauteilen führt, welche den Materialaufwand an Beton erhöhen. Damit einher geht eine Steigerung des Zementbedarfs, dessen Herstellung für einen verhältnismäßig großen Teil der weltweit freigesetzten Kohlenstoffdioxid-Belastung verantwortlich ist.

(a) Verstärkung einer Tonnenschale in Zwickau [159] (b) Textilbetonfußgängerbrücke in Albstadt [153]

Abb. 1.1: Erste baupraktische Anwendungen von Textilbeton

1 Einleitung

Die Korrosionsanfälligkeit von Stahl und ökologische Gesichtspunkte führten Mitte der 1990er Jahre zu der Überlegung, die Stahlbewehrung durch textile Gelege aus Endlosfasern zu ersetzen. In diesem Zusammenhang sind Fasermaterialien wie alkaliresistentes Glas, Basalt oder Carbon von großer Bedeutung, da diese eine sehr hohe Tragfähigkeit und Korrosionsbeständigkeit aufweisen. Im Bereich der Flugzeug- oder Automobilindustrie werden mit Hilfe vergleichbarer Materialien bereits erfolgreich leichte, hoch tragfähige und korrosionsbeständige Bauteile konstruiert und eingesetzt. Die Grundlagenforschung für den Einsatz von textilen Strukturen als Bewehrungselemente wurde in zwei Sonderforschungsbereichen an der Technischen Universität Dresden (SFB 528: Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung) und der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen (SFB 532: Textilbewehrter Beton - Grundlagen für die Entwicklung einer neuen Technologie) vorangetrieben. Daraus hervor ging ein hochleistungsfähiger Verbundwerkstoff aus Beton und textilen Strukturen, welche lastorientiert eingebaut werden können. Mit diesem so genannten Textilbeton ist es möglich, extrem dünne, frei formbare und sehr tragfähige Konstruktionen zu entwerfen und zu bauen. Auch die Anwendbarkeit in der Baupraxis konnte anhand von Neubauten, wie z. B. in Abbildung 1.1b dargestellt oder als Verstärkungsschichten bei Instandsetzungsmaßnahmen, siehe Abbildung 1.1a, nachgewiesen werden. Im Anschluss an die Sonderforschungsbereiche wurde, im Rahmen des C³ - Carbon Concrete Composite - Projektes, die Forschung vorwiegend an mit Carbon bewehrten Konstruktionen, dem sogenannten Carbonbeton, hinsichtlich einer breiten Markteinführung des innovativen Baustoffes vorangetrieben.

Abb. 1.2: Beispiele zum Auftreten von textiler Bewehrung in auf Druck belasteten Zonen im Bauteil (Balken und Stütze)

Grundlegend sind verschiedene Lastarten bei der Bemessung von Stahlbeton und so auch bei Carbonbeton zu beachten. So müssen je nach Bauteil Nachweise für Biegung, Querkraft, Torsion, Normalkraft und Interaktionen zwischen diesen Lastarten in Betracht gezogen werden. Bis zum jetzigen Zeitpunkt konzentrierte sich die Forschung auf das Tragverhalten von Textilbeton unter einaxialer oder zweiachialer Zugbeanspruchung ([91], [90], [127], [192]), Querkraft ([35], [127], [192]), Torsion ([162]) und dem Verbundverhalten von textilen Strukturen und Beton ([115]). Diese Studien trugen zu einem Grundverständnis zum Tragverhalten von Textilbeton bei und entwickelten erste Bemessungsansätze für die Bemessung verschiedener Konstruktionen, welche sich an den Modellen des Stahlbetons orientieren. Jedoch gab es in diesem Zusammenhang noch keine systematischen Untersuchungen zum Tragverhalten von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung, obwohl an dieser Stelle ein entscheidender Unterschied zwischen dem Materialverhalten von Stahlbeton und Textilbeton existiert. Im Stahlbeton werden die Druck-

spannungen über die Bewehrungsstäbe weitergeleitet bzw. gebündelt, da der Elastizitätsmodul von Stahl in dessen Längs- und Querrichtung höher als der des Betons ist. Im Gegensatz dazu weisen textile Bewehrungen senkrecht zu ihrer Haupttragrichtung (Querrichtung) wesentlich geringere Elastizitätsmodule auf (vergleiche z. B. [88]), womit die Druckspannungen nur zu einem geringen Anteil über die Bewehrung abgetragen werden. Es ist somit davon auszugehen, dass die textilen Garne als Störstellen im Beton wirken und die Druckspannungen um diese herum fließen müssen. Dieses abweichende Tragverhalten von Textilbeton im Gegensatz zu Stahlbeton gilt es gesondert zu untersuchen, da es voraussichtlich zu geringeren Druckfestigkeiten führt und in verschiedenen Regionen unterschiedlicher Bauteile von Bedeutung ist, vergleiche hierzu z. B. Abbildung 1.2. Am Beispiel eines auf Biegung belasteten Balkens stehen z. B. Bewehrungselemente in der Druckzone parallel zu ihrer Ebene unter Druck. Gleiches gilt für Regionen der Druckstreben bei dem Fachwerkmodell zur Querkraftbemessung oder auch Torsionsbemessung. Des Weiteren wird die Bewehrung im Balken an den Knotenpunkten zwischen Biege- und Querkraftbewehrung senkrecht zu deren Ebene auf Druck belastet. Hinzu kommen, bei der Bemessung des Auflagerbereichs oder von Fachwerkknoten, Bereiche, bei denen die Bewehrungsebene und die Richtung der Druckbelastung einen Winkel ungleich von 0° und 90° annehmen können. Ähnliche Fälle können auch in einer Stütze gefunden werden, vergleiche ebenfalls Abbildung 1.2. Das Verhalten von Carbonbeton in diesem genannten Bereich ist zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht umfassend und zusammenhängend untersucht. Allerdings konnten z. B. MOLTER [127] und VOSS [192], bei ihren Querkraftversuchen an textilbewehrten Balken, ein verfrühtes Versagen der Druckstreben im Steg der Balken beobachten, was sie auf die Existenz der weichen Textilbewehrung zurückführten. Auch bei der Verstärkung von Stützen mit Textilbeton, siehe z. B. ORTLEPP [141], wurden ähnliche Effekte vermutet, allerdings nicht explizit untersucht. Auf Basis dieser Erkenntnisse führten JESSE et al. [93] erste wenige Untersuchungen zum Verhalten von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung durch, wobei hier die Bewehrungsebene senkrecht und parallel zur Druckbeanspruchung eine Rolle spielte. Umfangreiche Studien hinsichtlich der Winkelabhängigkeit zwischen Bewehrungslagen und Druckkraft sowie Modelle zur Vorhersage des Einflusses von Carbonbewehrung auf die Druckfestigkeit des Betons sind zum aktuellen Zeitpunkt nicht vorhanden.

1.2 Zielstellung

Das Hauptziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Tragverhalten von Carbonbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung grundlegend zu untersuchen und die Haupteinflussparameter herauszustellen. Ein Schwerpunkt liegt dabei in der Ermittlung der maßgebenden Versagenstypen und in der Ergründung der Tragmechanismen von Carbonbeton unter Druck. Zur Klärung dieser Punkte sollen umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen angestellt werden. Die Variation der Textilparameter, des Bewehrungsgrades und des Winkels zwischen Bewehrungsebene und Druckbeanspruchung soll hierbei eine übergeordnete Rolle spielen. Ergänzend wird angestrebt, die experimentellen Ergebnisse durch numerische Untersuchungen zu validieren. Auf Grundlage der experimentellen Parameterstudie und dem Verständnis zum Tragverhalten soll letztendlich ein Ansatz gefunden werden, der es z. B. erlaubt, die maximalen Festigkeiten, in Abhängigkeit von ermittelten Haupteinflussparametern auf Materialebene, mittels einer mathematischen Formulierung zu beschreiben. Zusätzliche Bestrebungen gelten einem Bemessungsansatz, welcher Abminderungsfaktoren für die Druckfestigkeit von carbonbewehrtem Beton in Abhängigkeit der Haupteinflussparameter ermittelt und so die Grundlage für eine sichere Bemessung von Carbonbeton bildet. Zum Erreichen dieser Ziele werden folgende Teilziele definiert:

1 Einleitung

1. Entwicklung eines geeigneten Versuchsstandes und eines optimierten Herstellungsprozesses für Probekörper zur qualitativ hochwertigen Untersuchung des Tragverhaltens von Carbonbeton unter einaxialer Druckbelastung
2. Systematische Untersuchung von unbewehrten Probekörpern, hergestellt im Handlaminierverfahren unter der Variation des Winkels zwischen Laminierebene und Belastungsrichtung zur Klärung des Einflusses der Herstellung mittels Aufnahme der Spannungs-Dehnungs-Linien
3. Umfangreiche systematische Untersuchung von carbonbewehrten Proben mit variierenden Textilien, Herstellungsarten und Winkeln zwischen Textilebene und Belastungsrichtung zur Herausstellung der Haupteinflussparameter mittels Aufnahme der Spannungs-Dehnungs-Linie
4. Analyse des Tragverhaltens des Carbonbetons auf Basis der experimentellen und numerischen Untersuchungen
5. Aufstellung eines mathematischen Ansatzes zur Beschreibung von Festigkeitswerten in Abhängigkeit von den ermittelten Haupteinflussparametern
6. Herleitung eines Bemessungsansatzes zur Ermittlung von Abminderungsfaktoren für die Betonfestigkeit auf der Grundlage vorangegangener Erkenntnisse

Zum Abschluss soll mit den gewonnenen Erkenntnissen ein Ausblick gegeben werden, wie zukünftige Untersuchungen das Tragverhalten von Carbonbeton unter Druck allumfassend und nicht nur im einaxialen Fall betrachten können.

1.3 Aufbau

Die Arbeit ist in acht Kapitel gegliedert, mit dem inhaltlichen Schwerpunkt in den Kapiteln 3 bis 7. Zu Beginn der Arbeit wird der Stand des Wissens dargestellt. Dabei wird zum einen auf Carbonbeton im Allgemeinen und im Speziellen auf die wenigen Erkenntnisse zum Tragverhalten unter Druck eingegangen. Zum anderen werden Phänomene von Normalbeton mit gerichteten und ungerichteten Diskontinuitäten diskutiert.

In Kapitel 3 wird die experimentelle Methodik beschrieben. Zuerst wird auf die verwendeten Materialien, wie Beton und Textilien eingegangen. Im Anschluss wird der Optimierungsprozess der Probekörperherstellung dargestellt und die durchgeführten Qualitätskontrollen präsentiert. Der nächste Punkt ist die Betrachtung der Entwicklung des Versuchsstandes und der Messtechnik zur Untersuchung der Feinbetonwürfel unter einaxialer Druckbelastung und Aufnahme einer vollständigen Spannungs-Dehnungs-Linie in Längs- und Querrichtung. Letztendlich wird das Versuchsprogramm vorgestellt und der Auswerteprozess der experimentell erhaltenen Rohdaten dargelegt.

In Kapitel 4 und 5 wird anhand der experimentellen und numerischen Untersuchungen das Tragverhalten von Carbonbeton unter einaxialer Druckbelastung ergründet. Hierzu werden zuerst die Versuchsergebnisse der unbewehrten, der laminierten bewehrten und der gegossenen bewehrten Versuchsserien dargestellt. Auf deren Grundlage werden die Tragmechanismen zur Klärung des spezifischen Materialverhaltens erklärt, welches mittels numerischer Untersuchungen in Kapitel 5 bestätigt wird. Außerdem wird auf die charakteristischen Punkte jeder Versuchsserie und das Steifigkeitsverhalten von Carbonbeton unter Berücksichtigung verschiedener Parameter eingegangen.

Im anschließenden Kapitel 6 werden die Haupteinflussparameter mittels Gegenüberstellungen von geeigneten Versuchsserien herausgestellt. Diese Parameterstudie umfasst den Einfluss der

Herstellung der unbewehrten und bewehrten Proben, des Bewehrungsgrades in Form des Lagenabstandes der Textillagen, der Maschenweite einzelner Textilien und der Garnstärke. Hinzu kommt die Untersuchung von Parametern wie der Anordnung der Textilien in den Probekörpern, des Tränkungssystems und der Betondruckfestigkeit. Aus der Betrachtung all dieser Parameter werden in einem zusammenfassenden Unterkapitel die Haupteinflussgrößen benannt. Aufbauend auf all den gewonnenen Erkenntnissen werden in Kapitel 7 zwei mathematische Ansätze zur Beschreibung der auftretenden Festigkeitsreduktionen vorgestellt. Der erste Ansatz wird in Anlehnung an ein Modell für geklüftete Gesteine hergeleitet und bildet das anisotrope Verhalten des Carbonbetons ab. Mit dem zweiten Ansatz wird eine mögliche Bemessungsvariante diskutiert, welche Abminderungsfaktoren für die Betondruckfestigkeit festlegt.

In einem abschließenden Kapitel wird die Arbeit zusammengefasst und für weitere Forschungsarbeit ein Ausblick gegeben.

Dem Literaturverzeichnis schließen sich fünf Anhänge an, welche die verwendeten Textilien, die Versuchsergebnisse, den Auswerteprozess, die numerischen Ergebnisse und die untersuchten Gesteinsmodelle ausführlich darstellen.

2 Stand des Wissens

Das folgende Kapitel stellt den für die vorliegende Arbeit relevanten Stand der Forschung dar. Dabei ist vor allem das Tragverhalten von Beton im Allgemeinen und von Beton mit gerichteten und ungerichteten Störungen bzw. Störebene unter Druckbeanspruchung ein Thema. Außerdem wird auf den aktuellen Stand der Forschung zum Thema Carbonbeton und im Speziellen auf dessen Tragverhalten unter Druckbeanspruchung eingegangen.

2.1 Durchführung einaxialer Druckversuche

2.1.1 Allgemein

Druckversuche an erhärteten Betonen werden schon seit vielen Jahrzehnten durchgeführt. Am Anfang der Betonnutzung waren sie ausschließlich ein einfaches Mittel, die maximale Tragfähigkeit des Materials zu bestimmen. Schnell wurde jedoch deutlich, dass alleine die Versuchsdurchführung und der Versuchsaufbau erhebliche Einflüsse auf die gemessene Druckfestigkeit haben. Daraufhin wurden viele Studien durchgeführt, die den Einfluss der Betonierrichtung, der Lasteinleitung, der Probekörpergeometrie und vieles mehr untersuchten. Mit diesen Erkenntnissen konnte das Material Beton sehr viel genauer studiert werden. Um rechnerische Vorhersagen für die Tragfähigkeit von Betonbauwerken treffen zu können, wurde es notwendig, genaue Untersuchung des nichtlinearen und mehraxialen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Beton durchzuführen zu können, um daraus ein Materialmodell entwickeln zu können. Zur Ergründung des vollständigen Materialverhaltens heterogenen Betons wurden im Laufe der Zeit ebenfalls unzählige Studien ([29], [151], [133], [109], [196], [55], [70], [178] u. v. a. m.) durchgeführt. Dabei wurden zentrische aber auch exzentrische Druckversuche an Betonen unternommen.

Die Vielzahl an Forschungsvorhaben führte zu einem reichhaltigen Wissensschatz über die Handhabung von Druckversuchen an Beton. Verschiedenste Probekörperformen, Lasteinleitungsvarianten oder auch Messmethodiken wurden präsentiert. Somit soll auf die verschiedensten Versuchsdurchführungen und deren Einfluss auf die Versuchswerte eingegangen werden, damit die präsentierten Ergebnisse richtig eingeordnet werden können. Dabei wird bei den folgenden Abhandlungen ausschließlich ein Auszug aus den unzähligen Forschungsarbeiten zu der beschriebenen Thematik dargestellt.

2.1.2 Probekörpergröße

Die Größe der Probekörper (PK) spielt bei der Untersuchung der betontypischen Eigenschaften eine wichtige Rolle, da es sich um ein heterogenes Material handelt. Zur realistischen Abbildung der Eigenschaften ist ein genügend großer PK notwendig. FREUDENTHAL [64] prägt aus diesem Gedanken heraus den Begriff der repräsentativen Volumeneinheit RVE. Die grundlegende Überlegung dahinter ist, dass der zu prüfende Betonkörper, bestehend aus Zementstein und Zuschlag, den gleichen statistischen Gesetzmäßigkeiten wie ein vergleichbares normales Betongefüge im Bauteil folgt und somit die experimentellen Ergebnisse auf das reale Verhalten im Bauteil übertragen werden kann. In diesem Zusammenhang gibt z. B. NEWMAN [133] eine unter Grenze bezogen auf den Größtkorndurchmesser für die RVE mit $(4D)^3$ an. Ähnliche

Abb. 2.1: Einfluss der Probekörpergröße auf die Druckfestigkeit von Feinbeton, aus [34]

Überlegungen wurden von EILB/IVÁNYI [55] angestellt. Sie kommen zu der Erkenntnis, dass die Probekörperdicke nicht kleiner als $3D$ sein darf.

Neben der Mindestgröße spielt natürlich auch der Größeneffekt bei Betonen eine Rolle. Anders als in der Kontinuumsmechanik, wo von größenunabhängigen Festigkeiten ausgegangen wird, zeigt die Realität, dass mit steigenden Probekörperdimensionen die Festigkeiten abnehmen. Nach BROCKMANN [37] war die allgemeine Meinung bis ca. 1980, dass der Größeneffekt ausschließlich der Theorie von WEIBULL [194] folgt und somit auf statistische Effekte zurückzuführen ist. Aber in den folgenden Jahren beobachteten mehrere Studien an Beton, Gesteinen, Keramik oder Eis (z. B. [107], [193]) einen wesentlich ausgeprägteren Größeneffekt, welcher nicht alleine mit der Theorie von WEIBULL erklärbar ist. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse entwickelten z.B. BAZANT [18] oder CARPINTERI et al. [45] neue Modelle zur Beschreibung des Größeneffekts, welche nicht auf dem statistischen Ansatz beruhten. Einen guten Überblick der Erklärungsansätze geben die Werke von BAZANT [19] und BROCKMANN [37]. BROCKMANN resümiert, dass die beiden genannten Modelle in ihren Grenzen gültig sind, aber die Übertragbarkeit auf große Strukturen fraglich ist. Aus diesem Grund gibt es zum aktuellen Zeitpunkt noch viele Studien zur Klärung des Größeneffekts. BROCKMANN selbst stellt in [34] fest, dass für Feinbeton kein Größeneffekt bis 20 mm Probengröße (unabhängig von der Schlankheit λ) und bis 40 mm lediglich ein geringer Festigkeitsabfall (6-15 %) im Vergleich zu Normalbeton (bis 50 %) erkennbar ist.

2.1.3 Probekörperform

Die Probekörperform bzw. die damit verbundene Schlankheit spielt bei Druckversuchen eine übergeordnete Rolle ZILCH/ZEHETMAIER [204], da diese je nach Prüfvorrichtung einen Einfluss auf die erreichbare Druckfestigkeit bzw. den Spannungszustand im PK hat. BONZEL [29] trug zu diesem Sachverhalt Forschungsergebnisse vieler historischer Studien zusammen und konnte so die Abhängigkeit der Druckfestigkeiten von der Schlankheit aufzeigen. Grundsätzlich ist bei Standardversuchen mit Druckplatten zu erkennen, dass mit steigender Schlankheit geringere Festigkeiten gemessen werden, was größtenteils mit der Querdehnungsbehinderung durch die Druckplatten in Zusammenhang gesetzt werden kann, vergleiche hierzu z. B. [191] oder [57]. Viele weitere Studien, wie z. B. [70], [86], [109], [142], [172] und [197] führten letztendlich zu standardisierten Prüfkörpern. DIN EN 1992-1-1 (EC2) [4] bzw. DIN EN 12390-1 [5] definieren drei mögliche Probekörperformen und entsprechende Abmessungen. Möglichkeiten sind Würfel mit Abmessungen von 100 bis 300 mm, Zylinder mit einem Durchmesser von 100 bis 300 mm und entsprechender Schlankheit von $\lambda = 2$, sowie Prismen mit quadratischer Grund-

Abb. 2.2: Einfluss der Querdehnungsbehinderung auf die Druckfestigkeit mit Standardkörpern, nach ZILCH/ZEHETMAIER [204]

fläche von 100 bis 300 mm mit $\lambda \geq 3,5$. Dabei ist davon auszugehen, dass die Würfelfestigkeiten stets über den Zylinderfestigkeiten bei Standardtests liegen. Bei Würfelversuchen ($\lambda = 1,0$) ist die gesamte Probenhöhe durch die Querdehnungsbehinderung beeinflusst, vergleiche Abb. 2.2. In den beeinflussten Bereichen bildet sich ein mehraxialer Druckspannungszustand aus, welcher zu höheren Festigkeit führt. Dahingegen gibt es bei Zylindern (2.2, rechts) mittig einen ungestörten Bereich (einaxialer Spannungszustand), welcher zu realistischeren und kleineren Druckfestigkeiten führt. Zu umgehen ist dieser Effekt z. B. durch die Nutzung von Belastungsbürsten (Abbildung 2.2, links). Genauere Erläuterungen zu Lasteinleitungssystemen sind in Abschnitt 2.1.5 dargestellt.

Die Betonierrichtung verglichen mit der Belastungsrichtung wirkt sich ebenfalls auf die Ergebnisse der Druckprüfung aus. In der Regel werden Zylinder parallel zur Belastungsrichtung betoniert und Würfel senkrecht dazu, siehe auch DIN EN 12390-3 [3]. Z. B. stellte OZYILDIRIM/CARINO [142] fest, dass bei parallel zur Betonierrichtung belasteten normalfesten Betonproben im Mittel ca. 8 % größere Festigkeiten als bei senkrecht belasteten PK festgestellt werden konnten. Zurückzuführen ist dies wohl auf die Umverteilung des Wassers im Frischbeton, wodurch geringer feste Verbundzonen unterhalb der Körnung entstehen, welche ein verfrühtes Versagen verursachen. HUGHES/ASH [86], YI [203] und TARRANT [178] bestätigen diese Beobachtungen für Normalbeton. Dahingegen stellen CHIN et al. [48] fest, dass der beschriebene Effekt bei hochfesten Betonen reduziert bzw. stellenweise gänzlich irrelevant ist. Ein zusätzlicher Einfluss auf dieses Phänomen bildet die Aufhängung der oberen Druckplatte, siehe NEVILLE [130] und TARRANT [178]. Ist diese beweglich gelagert, werden z. B. bei Würfeln (Belastung senkrecht zur Betonagerichtung) geringere Festigkeiten gemessen als bei durchgängig fixierten Druckplatten.

2.1.4 Toleranzen bei Druckversuchen

Die Toleranzen beziehen sich zum einen auf die Abmessungen und Formhaltigkeit der Probekörper und zum anderen auf die Platzierung der Proben in der Prüfeinrichtung. Die erlaubten Abweichungen von den vorgegebenen Geometrien sind in DIN EN 12390-1 [5] geregelt. Dabei sind Vorgaben für die Grundmaße, die Ebenheit der Belastungsflächen und die Rechtwinkligkeit der Seitenflächen festgesetzt. Eine Zusammenstellung der Toleranzen ist z. B. in BOCHMANN et al. [28] zu finden. Für qualitativ hochwertige Versuchsergebnisse ist vor allem die Planparallelität der Lasteinleitungsflächen von Bedeutung, siehe hierzu WESTLEY [196]. DIN EN 12390-1 gibt eine maximale Abweichung von der Rechtwinkligkeit bei Würfeln von 0,5 mm und bei Zylindern von 0,007 mal den Durchmesser an. BROCKMANN [37] definiert für Proben mit kleineren Dimensionen (< 100 mm) eine maximale Abweichung von $0,095^\circ$ von der Planparallelität.

Für die Platzierung der Proben zwischen dem Lasteinleitungssystem ist eine zentrische Anordnung anzustreben, vergleiche z. B. LESSARD et al. [109]. In der Realität existieren allerdings zwei mögliche Exzentrizitäten, welche betrachtet werden müssen. Die Versuchskörper weisen eine Schiefheit ihrer Achse auf oder eine Exzentrizität zwischen Probenkörperachse und Belastungsachse. Für eine zulässige Schiefheit der Probenachse definiert OZYILDIRIM/CARINO [142] einen Grenzwert von 1 % bezogen auf den Zylinderdurchmesser und GONNERMAN [70] einen von 2 %. Hinsichtlich der Exzentrizität zwischen PK- und Belastungsachse unterscheiden sich beide Studien. OZYILDIRIM/CARINO beschreibt eine maximale Exzentrizität von 8 % gemessen am Durchmesser des Zylinders, wohingegen GONNERMAN lediglich 4 % als zulässig betrachtet. LESSARD [109] wiederum stellte einen Grenzwert von 6 % für Normalbeton und von 4 % für hochfesten Beton fest. Auf der anderen Seite gibt DIN EN 12390-3 [3] eine Toleranz von nur 1 % der Grundabmessung an.

2.1.5 Lasteinleitung

Wie bereits in Abschnitt 2.1.3 festgestellt, wird Beton standardmäßig mit Druckplatten geprüft. Die dabei entstehenden Querdehnungsbehinderungen werden in Kauf genommen oder durch die Erhöhung der Schlankheit der PK umgangen. Bei speziellen experimentellen Untersuchungen ist dies ggf. nicht möglich, wodurch andere Maßnahmen getroffen werden müssen, um einen ungestörten Spannungszustand im PK erzeugen zu können. Insbesondere bei mehraxialen aber auch vereinzelt bei einaxialen Versuchen ist dies zu berücksichtigen. Arbeiten von GERSTLE et al. [67], RITTER [155], SPECK [175] oder VAN MIER [124] geben einen umfassenden Überblick über mögliche Belastungssysteme, welche in Abbildung 2.3 zusammengefasst sind.

Abb. 2.3: Verschieden Lasteinleitungssysteme, nach GERSTLE [67]

Im Allgemeinen ist bei den Systemen zu unterscheiden, ob die Last spannungs- oder dehnungskonform aufgebracht wird, vergleiche hierzu SPECK [175] oder HAMPEL [75]. Wird eine konstante Dehnung aufgebracht, entstehen auf der Probenoberfläche ungleichmäßige Spannungen, welche sich mit steigender Entfernung zum Rand wieder vergleichmäßigen oder zumindest für jeden Schnitt die mittlere Spannung aufgrund von Gleichgewichtsbedingungen bekannt ist. Wird hingegen eine konstante Spannung eingeleitet, sind die Dehnungen nicht konstant, was sich im gesamten PK fortsetzt. Im Folgenden wird ein Überblick über mögliche Belastungssysteme gegeben:

Starre Druckplatte (DP)

Die starre Druckplatte ist die am weitesten verbreitete Möglichkeit der Lasteinleitung. Die Vorteile sind vor allem eine simple und robuste Handhabung. Allerdings entsteht durch die Reibung zwischen der Platte und der Probekörperoberfläche ein mehraxialer Spannungszustand, was in der Regel zu höheren Festigkeitswerten führt. Der Zwang zwischen Lasteinleitung und PK ist in Abbildung 2.3 mit τ definiert. Der beeinflusste Bereich ist bezogen auf die Probenhöhe, nach ELWELL/FU [57], ca. 0,866 mal die Grundabmessung (Durchmesser oder Kantenlänge) groß, womit die gemessenen Druckfestigkeiten von der Schlankheit abhängen. Nach GONNERMAN [69] oder NEVILLE [130] liegt der Grenzwert der Schlankheit bei ca. 2. Darunter werden größere Festigkeiten aufgenommen und darüber ändern sich diese kaum noch, unter der Voraussetzung, dass kein Stabilitätsversagen auftritt.

Starre Druckplatte mit Gleitfolie (GS)

Mit dem Einsatz von Gleichschichten soll die Querdehnungsbehinderung respektive die Reibung $\tau \approx 0$ minimiert werden. Je nach Querdehnungsvermögen der Schicht kann dies erzielt werden. Ist das Querdehnungsvermögen größer als das des Betons, kann es zum Eintrag von Zugspannung bei einer Belastung kommen und umgekehrt zum Eintrag von Druckspannungen. Somit müssten bei einaxialen Versuchen die Gleitschichten auf jeden Beton speziell angepasst werden. Des Weiteren bildet die Spannungsverteilung auf der Oberfläche eine Problematik. Hier können je nach Konfiguration Schubspannungen auf die Probekörperoberfläche wirken, vergleiche hierzu [175]. Gleitschichten können aus verschiedensten Materialien bestehen. So verwendeten z. B. ERDEI [59] Metallfolien, KOBAYASHI/KOYANAGI [99] Gummi, LAUNAY et al. [106] und LAUNAY/GACHON [105] Aluminiumfolien mit Talkum, MILLS/ZIMMERMANN [125] Teflon und OPITZ [138] ein PTFE-Gleitfoliensystem, um nur eine Auswahl zu nennen. Ausführliche Zusammenstellungen sind unter anderen in OPITZ [138] oder NEWMAN/SIGVALDASON [132] zu finden.

Lasteinleitung über Flüssigkeitsdruck (FD)

Bei dieser Methode kann eine konstante Spannung über Belastungskissen oder in einer Druckzelle über direkten Flüssigkeitsdruck auf den PK eingeleitet werden. ADENAES et al. [13], GERSTLE et al. [67] oder STURE/DESAI [176] führten erste Untersuchungen mit dieser Methode an Würfeln und Prismen durch. Ein großer Nachteil dieser Lasteinleitungsmethode ist, dass konstruktiv nicht die gesamte Probenoberfläche belastet werden kann. Dies führt zu Randstörungen, welche schwer abzuschätzen sind.

Stempelsysteme (SS)

Zum Einsatz kam ein solches System speziell bei hohen Lasten, z. B. bei SCHICKERT [160] oder SCHICKERT/WINKLER [161]. Dabei werden Stempel (ca. $10 \times 10 \text{ mm}^2$) auf einem elastischen Kissen eingebettet. Bei der Belastung kann es allerdings zum Verkatzen der Stempel kommen, wodurch die Belastungskonstruktion nicht mehr der Probekörperverformung folgt.

Belastungsbürsten (BB)

Das Belastungssystem wurde von HILSDORF [79] entwickelt und eingesetzt. Im Folgenden verwendeten Forscher wie KOTSOVOS [101], KUPFER [104], LINSE [111], [Liu] et al. [112], RITTER [155], SPECK [175] und VAN MIER [124] das System und entwickelten es weiter. Die Einzelborsten weisen eine relativ geringe Biegesteifigkeit auf und können so der Probekörperverformung folgen, womit die Querdehnungsbehinderung minimiert werden kann. Die beeinflussten Bereiche unter den Aufstandsflächen der Borsten können vernachlässigt werden.

2 Stand des Wissens

(a) Zwängungen im PK in Abhängigkeit vom Belastungssystem, nach [67]

(b) Zusammenhang zw. Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit, nach [67]

Abb. 2.4: Vergleich der Lastenleitungssysteme

Zusammenfassend sei auf Abbildung 2.4 verwiesen. Dem Diagramm liegt ein internationales Forschungsprojekt [67] zugrunde, welches den Einfluss der Lastenleitungssysteme untersuchte. Abbildung 2.4a zeigt die Abhängigkeit des Systemes von den eingetragenen Schubspannungen. Aufbauend darauf stellt Bild 2.4b die mit dem jeweiligen Belastungssystem ermittelte einaxiale Druckfestigkeit bezogen auf die Standardfestigkeit am Zylinder dar. Festzustellen ist, dass mit steigender Reibung (Querdehnungsbehinderung) höhere einaxiale Festigkeiten gemessen werden. Die Abbildungen verdeutlichen die Wichtigkeit des Lastenleitungssystems bei der Bestimmung der Festigkeit. Realitätsnahe Betonfestigkeiten können nur mit Hilfe von homogenen Spannungszuständen im PK erlangt werden, was bei der Auswahl der Lastenleitung berücksichtigt werden muss, vergleiche ZILCH/ZEHETMAIER [204].

2.2 Textilbeton

2.2.1 Allgemein

Die Idee hinter dem Begriff „Textilbeton“ ist es, mit Hilfe eines neuen Bewehrungsmaterials (alkaliresistentes (AR-)Glas, Carbon, Basalt) die wenigen Nachteile des korrosionsanfälligen weitverbreiteten Stahlbetons zu eliminieren. Dabei entspricht nach F. JESSE/CURBACH [92] das Tragverhalten von Textilbeton dem eines „miniaturisierten Stahlbetons“ (minimale Bauteilstärken von bis zu 6 mm). Während die Betonmatrix in der Lage ist, große Druckspannungen aufzunehmen, kompensiert die belastungsgerecht angeordnete textile Bewehrung die geringe Zugfestigkeit von Beton. Durch die Möglichkeit der gerichteten Anordnung der Bewehrung unterscheidet sich Textilbeton auch maßgebend von Faserbeton [52], [78].

Die verbesserten Materialeigenschaften führen zu neuen filigranen Gestaltungsmöglichkeiten und damit zu neuen Anwendungsfeldern für Betonbauten. Bereits in den 1980er kam die Idee auf, technische Textilien mit anorganischen Bindemittelsystemen für den Einsatz im Bauwesen zu kombinieren [184]. Weiterführend wurde in den 1990er erstmals in Deutschland systematisch zu Textilbeton als solches geforscht, vergleiche [202]. Daraufhin wurden an der RWTH Aachen und an der Technischen Universität Dresden zwei Sonderforschungsbereiche eingerichtet, welche die Entwicklung des Textilbetons als innovativen Baustoff voranbrachten und in die Bauwirtschaft integrierten. So entstandene Anwendungsgebiete für Textilbeton sind u.a.

Fassadenplatten ([169]), Brücken ([53], [76]), Schalenkonstruktionen ([166], [153]) oder nicht tragende Anwendungen, wie z. B. [50], [71]. Zusätzlich wurde Textilbeton bereits umfassend in der Verstärkung von existierenden Konstruktionen eingesetzt, z. B. um die Tragfähigkeit der Biegezone ([147], [39], [137], [182]), die Querkrafttragfähigkeit ([36], [185], [118], [10]) oder die Widerstandsfähigkeit von Konstruktionen gegen Erdbeben ([144], [32]) zu erhöhen und vieles mehr ([14], [44], [15]).

Durch die spezifischen Eigenschaften der Einzelkomponenten von Textilbeton gibt es maßgebende Unterschiede im Tragverhalten von Textilbeton im Vergleich zu Stahlbeton, siehe z. B. PELED et al. [146]. Somit wird im Folgenden kurz auf die Bestandteile und das allgemeine Tragverhalten von Textilbeton eingegangen, um anschließend Erkenntnisse zum Verhalten von Textilbeton unter Druckbeanspruchung zusammenzufassen.

2.2.2 Betonmatrix

Aufgrund der geringen Größtkorndurchmesser (1-7 mm) müssten die für Textilbeton eingesetzten Betone als Mörtel bezeichnet werden, vergleiche [159]. Doch aufgrund der hohen Festigkeiten hat sich in der Fachwelt der Begriff Feinbeton etabliert. In der Literatur werden verschiedene Mischrezepturen für Feinbetone (Neubau, Verstärkung) genannt, siehe z. B. BROCKMANN [37], BUTLER [40], F. JESSE/CURBACH [92] oder KRÜGER [102]. Diese Feinbetone müssen folgende Anforderungen erfüllen F. JESSE/CURBACH [92]:

- chemische Kompatibilität zu den textilen Bewehrungsfasern (niedrige Matrixalkalität bei der Verwendung von AR-Glas)
- Abstimmung des Größtkorndurchmessers, der rheologischen Eigenschaften des Frischbetons, des Ansteifverhaltens auf die jeweilige Textilgeometrie und das Herstellungsverfahren
- gute Verbundeigenschaften von Beton und Textil (Benetzung der Textilien)
- ausreichende Druck- und Zugfestigkeit zur Übertragung der Kräfte
- guter Verbund zum Altbeton (bei Verstärkungsmaßnahmen)
- möglichst niedrige Schwind- und Kriechverformungen
- gute Dauerhaftigkeit, ggf. Frostbeständigkeit bzw. Frost-Taumittel-Beständigkeit.

Einige dieser Anforderungen konkurrieren teilweise stark mit einander. Somit müssen bei der Erstellung der Betonrezeptur je nach Anwendung und Bewehrung die Vor- und Nachteile abgewogen werden. Ein übergeordneter Punkt bei der Konzeption von Feinbetonen ist die Wahl des Größtkorns, welche auf die Maschenweite der Textilien, auf die minimale Betondeckung und den geplanten Abstand der Textillagen abgestimmt werden muss. Diese Überlegungen resultieren meist in sehr kleinen Kornzusammensetzungen, z. B. ist das Größtkorn im Anwendungsfall Verstärken lediglich 1 mm [92]. Dementsprechend besitzen diese Feinbetone einen sehr großen Bindemittelanteil, was wiederum der Anforderung nach geringen Schwind- bzw. Kriechmaß entgegensteht, vergleiche [115] oder [162]. Mit der Wahl des Bindemittels kann die Festigkeit aber auch die Verarbeitbarkeit des Betons eingestellt werden. Des Weiteren hat diese Wahl einen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit bei der Verwendung von AR-Glas als Bewehrungsmaterial. Zur Vermeidung der sogenannten „Glaskorrosion“ bei AR-Glas ist es empfohlen, einen hüttensandhaltigen Zement CEM III in Kombination mit Puzzolanen zu verwenden, um die Alkalität und den Calciumhydroxidgehalt zu senken. Als Resultat wird eine höhere Dauerhaftigkeit

und ein besseres Verformungsverhalten der Glasbewehrung erreicht. Für ausführliche Ausführungen siehe z. B. BROCKMANN [37] oder BULTER [40]. Die Verwendung von Zement CEM III steht allerdings in Kongruenz mit der Forderung nach Frost-Tausalzbeständigkeit, die bei der Verwendung eines CEM I höher ist, um einen Beton mit höheren Calciumhydroxidgehalt zu erhalten. Für Carbonbewehrungen sind diese Überlegungen nach BUTLER et al. [41] nicht relevant. Bei der Wahl der Gesteinskörnung sollte eine sinnvolle Sieblinie gewählt werden, um eine optimale Festigkeit und Verarbeitbarkeit zu erreichen. Des Weiteren ist nach R. ORTLEPP [139] eine hohe Betonzugfestigkeit zur Minimierung der Delaminationsgefahr des Textilbetons wünschenswert, welche allerdings analog zum Stahlbeton zu einer Vergrößerung der Rissabstände und Rissweiten führt, was meist nicht mit den Anforderungen an Textilbeton einhergeht. Die Verarbeitbarkeit von Feinbeton muss aufgrund der geringen Wasser-Bindemittelwerte von 0,3 bis 0,4 [92] über die Verwendung von Fließmitteln eingestellt werden, um je nach Anwendung eine fließfähige oder pastöse Konsistenz zu erreichen. Dabei sind in der Vergangenheit Fließmittel auf Basis von Naphthalinsulfaten (F. JESSE [91]) und Polycarboxylaten (KRÜGER [102]) positiv erprobt wurden. Diese Darstellungen lassen darauf schließen, dass die Eigenschaften der verwendeten Feinbetone für Textilbeton jeweils auf die Einsatzgebiete eingestellt werden müssen. Weitere Ausführungen zum Thema Feinbeton im Zusammenhang mit Textilbeton können u. a. BRAMESHUBER [33] oder TRIANTAFILLOU [184] entnommen werden.

2.2.3 Textile Bewehrung

Neben einer Vielzahl von pflanzlichen und tierischen Fasern sind auch Kunstfasern aus Asbest, Aramid, Basalt, Carbon, Glas, Metall oder Polypropylen in großer Anzahl vorhanden. Für die Anwendung im Bauwesen haben sich vor allem Stahl-, AR-Glas-, Aramid- sowie Carbonfasern durchgesetzt, vergleiche u.a. F. JESSE/CURBACH [92] oder BRAMESHUBER [33]. Aufbauend auf CURBACH [52], OFFERMANN et al. [136] und F. JESSE/CURBACH [92] lässt sich ein Anforderungsprofil für Fasermaterialien, welche in Textilbeton als Bewehrung zum Einsatz kommen könnten, erstellen:

- hohe Zugfestigkeit der textilen Bewehrung (hohe Ausnutzung der Festigkeit des Ausgangsmaterials)
- gute Verbundeigenschaften mit der Betonmatrix (Anpassung je Anwendungsfall)
- ausreichende Dehnsteifigkeit und Bruchdehnung bei optimalem Elastizitätsmodul (E-Modul)
- geringe Relaxation bei Dauerbeanspruchung
- Beständigkeit im alkalischen Milieu und allgemeine Dauerhaftigkeit (korrosionsbeständig)
- keine bzw. geringe Eigenschaftsänderung bei Temperatureinfluss
- gute und flexible Verarbeitbarkeit (z. B. auch in Textilmaschinen)
- Robustheit gegenüber Feuchte, Staub, mechanischer Beanspruchung auf der Baustelle
- möglichst geringe Kosten.

Auf Grundlage der genannten Anforderungen konzentrierte sich die Forschung in den letzten Jahren auf die Bewehrungsmaterialien AR-Glas und Carbon, siehe z. B. F. JESSE [91], BUTLER [40]. Der Trend geht jedoch vermehrt zu den Carbonfasern, da diese im Vergleich zu AR-Glas höhere Zugfestigkeiten und vor allem eine bessere Dauerhaftigkeit im Beton aufweisen. Die Zugfestigkeit der Carbonfilamente beträgt je nach Herstellungsprozess 2.000 bis 5.000 N/mm². Entsprechend liegt der E-Modul zwischen 180.000 und 800.000 N/mm², vergleiche u. a. [136],

[92]. Weitere günstige Eigenschaften von Carbon sind die geringe Kriechneigung, die hohe Dauerstandfestigkeit und die geringe Dichte von 1,7 bis 1,8 kg/dm³. Die Carbonfasern bzw. die sogenannten Einzelfilamente bilden die makroskopisch kleinste Einheit der textilen Bewehrung, vergleiche Abbildung 2.5. Hunderte oder Tausende dieser Einzelfilamente (wenige Mikrometer stark) werden zu Multifilamentgarnen gebündelt und mit einer Schlichte versehen OFFERMANN et al. [136]. Die Filamentgarne wiederum werden mittels einer Textilmaschine zu Gelegen übereinandergelegt, dabei verbindet ein Nähfaden die Gelegestruktur. Die Gelege können mehrere Lagen mit mehreren Orientierungen umfassen. Somit entstehen Gelege mit Kettfäden und ggf. mehreren Schussfäden, siehe hierzu Abbildung 2.5. Das Gelege wird üblicherweise nach dem Nähprozess mit einer Sekundärbeschichtung (Tränkung) je nach Spezifikation versehen. Diese erlaubt es, den Verbund zwischen den Filamentgarnen, die Verarbeitbarkeit der Textilien und den Verbund zur Betonmatrix zu steuern. Ausführliche Darstellungen zur Herstellung der Fasern und Textilien sind in CURBACH et al. [52], KRÜGER [102] und F. JESSE/CURBACH [92] zu finden.

Abb. 2.5: Prinzipieller Aufbau einer textilen Bewehrung, nach LORENZ [115], [92]

Abb. 2.6: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Linien von Einzelfilamenten, Multifilamentgarnen und Gelegen

Abbildung 2.6 stellt die prinzipiellen Spannungs-Dehnungs-Verläufe von ungetränkten und getränkten Einzelfilamenten, Garnen und Gelegen dar. Dabei fallen die verschiedenen E-Moduln und Festigkeiten auf. Im Allgemeinen weisen die Einzelfilamente ein linear-elastisches Verhalten bis zum Bruch auf. Dahingegen sind bei den Garnen nichtlineare Bereiche am Anfang der Belastung und in der Nähe des Bruchs zu erkennen (Abbildung 2.6a). Als Begründung wird die ungleichmäßige Streckung der Filamente in den Garnen herangezogen. Zu Beginn der Belastung müssen die noch nicht gestreckt vorliegenden Filamente glattgezogen werden, was eine geringere Steifigkeit zu Beginn erklärt. Zum Ende der Belastung versagen die Filamente, welche

von Anfang an gestreckt waren, zuerst und die Spannungen lagern sich auf die geglätteten Filamente um, was den Steifigkeitsabfall im Bruchbereich begründet. Die ungleichmäßige Aktivierung der Einzelfilamente wird auch als Begründung für die kleineren Zugfestigkeiten der Garne herangezogen ABDKADER [9], OFFERMANN et al. [135]. OFFERMANN et al. stellten weiterhin fest, dass die Festigkeit und Steifigkeit der textilen Strukturen gegenüber den Multifilamentgarnen weiter abnimmt. Zur Begründung werden an dieser Stelle der Faserabrieb, der Faseranstoß, die Querpressung und die Welligkeit genannt. Somit ist grundlegend festzustellen, dass mit zunehmenden Verarbeitungsgrad die Festigkeiten und Steifigkeiten abnehmen. Der festgestellte Unterschied bei ungetränkten Textilstrukturen kann mittels Tränkung (Sekundärbeschichtung) verringert werden, vergleiche Abbildung 2.6b und CHERIF et al. [47]. Zurückzuführen ist dies auf die gleichmäßigere Aktivierung und Fixierung der Filamente im Garn.

Aufgrund von weiteren Einflüssen durch die Einbettung der Textilien in die Betonmatrix und dem Herstellungsprozess wird von LORENZ [115] und F. JESSE [91] empfohlen, zur realistischen Ermittlung der nutzbaren Zugfestigkeiten textiler Bewehrungen Zugversuche am Verbundwerkstoff Textilbeton heranzuziehen. Weiterhin sprechen sie die Empfehlung aus, zur Ermittlung der Steifigkeit die Spannungs-Dehnungs-Linien von getränkten unverarbeiteten bzw. verarbeiteten gestreckten Filamentgarnen zu verwenden.

2.2.4 Herstellung

Die Herstellung von Textilbeton ist mittels verschiedener Verfahren möglich. Ein Überblick wird u. a. von F. JESSE/CURBACH [92] oder BRAMESHUBER [33] gegeben. Im Folgenden sollen die drei Hauptverfahren vorgestellt werden:

Laminierverfahren

Zweidimensionale textile Bewehrungen werden abwechselnd lagenweise in eine pastöse bis fließfähige Betonmatrix eingebaut. Dabei erfolgt das Einlegen der Bewehrung (Eindrücken) und der Einbau des Betons mit Hilfe einer Glättkelle. Als Anwendungsgebiet eines solchen Verfahrens gelten Textilbetonverstärkungen aber auch flächig, eben oder gekrümmt konzipierte Neubauteile.

Sprüh- bzw. Spritzverfahren

Analog zum Laminierverfahren werden auch hier Textilien und Beton lagenweise eingebaut. Der Beton wird allerdings mittels Spritzverfahren (bevorzugt: Nassspritzen im Dichtstromverfahren) auf die Schalungs- bzw. Betonfläche aufgebracht. Das Hauptanwendungsgebiet ist an dieser Stelle die Verstärkung bestehender Stahlbetonkonstruktionen.

Gießverfahren

Analog zum Stahlbetonbau werden die textilen Bewehrungen (2D oder 3D) in eine Schalung platziert. Ggf. müssen die Textilstrukturen gesondert oder mit Abstandshaltern fixiert werden, bevor ein fließfähiger Beton eingebracht werden kann. Zur Anwendung kommt dieses Verfahren bei beliebig geformten Bauteilen, bei Bauteilen mit hohen Qualitätsanforderungen an alle Oberflächen oder bei bauteilintegrierten Schalungen.

2.2.5 Tragverhalten von Textilbeton unter Zugbeanspruchung

Das Haupteinsatzgebiet von Textilbeton ist in Bereichen von Konstruktionen, welche auf Zug belastet werden. Aus diesem Grund ist die Charakterisierung des Zugtragverhaltens und der entsprechenden Kennwerte von übergeordneter Bedeutung. Bemessungsmodelle für Biegung,

Schub, Normalkraft und Torsion bauen in der Regel auf diesen Kenntnissen auf, vergleiche dazu u. a. BRÜCKNER [35], SCHLADITZ [162], VOSS [192] oder MOLTER [127]. Wie bereits beschrieben, handelt es sich bei der textilen Bewehrung selbst um einen Verbundwerkstoff (Filamente und Tränkung), womit deutlich wird, dass das Verhalten von Textilbeton insgesamt von vielen unterschiedlichen Faktoren abhängt. Dies macht es unmöglich, direkt von den Eigenschaften der Ausgangsstoffe auf das Verhalten von Textilbeton zu schließen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit von experimentellen Untersuchungen am Verbundwerkstoff, um das Tragverhalten beurteilen zu können. Zur Erkundung des Tragverhaltens von Textilbeton unter Zug wird auf einaxiale Zugversuche (Dehnkörperversuche) zurückgegriffen. Die verschiedenen Versuchsaufbauten und Ergebnisse werden z. B. bei F. JESSE [91], MOLTER [127] und VOSS [192] beschrieben. Aus den Erfahrungen wurde, wie bei SCHÜTZE et al. [167] beschrieben, ein standardisierter Zugversuch für Textilbeton entwickelt.

Abb. 2.7: Exemplarischer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie von Textilbeton im Zugversuch mit abschnittsweiser Linearisierung nach F. JESSE [91], aus LORENZ et al. [117]

Abbildung 2.7 stellt beispielhaft die gewonnenen Ergebnisse aus Dehnkörperversuchen und die abschnittsweise Linearisierung nach [91] dar. Neben der einaxialen Zugfestigkeiten ($\sigma_{T,u}$) der Textilien im Verbundwerkstoff wird die Spannungs-Dehnungs-Linie des PK aufgenommen. Bei dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird die Spannung σ_T auf die Querschnittsfläche des Textils bezogen, da die Zugfestigkeit von Textilbeton direkt von der Anzahl der vorhandenen Garne abhängt. Der in Abbildung 2.7 dargestellte Graph zeigt drei abgrenzbare Abschnitte der Spannungs-Dehnungs-Linie. Somit durchläuft Textilbeton, ähnlich wie Stahlbeton, bei einer Belastung mehrere Zustände, welche im Folgenden beschrieben werden:

Zustand I

Der Beton befindet sich im ungerissenen Zustand, womit die Steifigkeit annähernd der des Betons entspricht. Lediglich die quer zur Belastungsrichtung angeordneten Garne und der Einfluss dieser auf die umgebende Betonmatrix haben einen steifigkeitsreduzierenden Einfluss, da diese die Betonquerschnittsfläche herabsetzen und das Gefüge durch Wasserentzug schwächen, vergleiche u. a. F. JESSE [91]. D. JESSE [90] beschreibt einen positiven Einfluss der textilen Längsbewehrung auf den Erstrissmoment, welcher auf die rissunterdrückende Wirkung der gerichteten Garne zurückzuführen ist. Des Weiteren weist F. JESSE [91] darauf hin, dass herstellungsbedingt Biegebeanspruchungen in den Dehnkörpern auftreten können, wodurch die ermittelten Spannungen der Erstrissbildung ggf. zu niedrig sind.

Zustand IIa

Mit Bildung des Erstrisses erfolgt der Übergang zum Zustand IIa. An dieser Stelle kommt es zu einer fortschreitenden Rissbildung und Verringerung der Rissabstände. Ein Ende findet die Rissbildung, wenn die Rissabstände so klein sind, dass die über den Verbund zu übertragenen Kräfte kleiner als die Risslast des Textilbetons sind. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie ist flacher als im Zustand I.

Zustand IIb

Nach dem Abschluss der Rissbildung folgt der Zustand IIb. Gekennzeichnet ist dieser Zustand durch einen annähernd linearen steilen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie. Der Anstieg der Gerade entspricht in etwa der Dehnsteifigkeit des Textils. Diesbezüglich trägt D. JESSE [90] Faktoren zusammen, welche diese Steifigkeit beeinflussen. So beeinflusst die Zugversteifung des Betons, die Welligkeit der Garne, das Versagen von Einzel-filamenten im Garn und einiges mehr den Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve im Zustand IIb. Mit fortschreitender Belastung vergrößern sich die Rissöffnungen gleichmäßig.

Bruch

Beim Erreichen der maximalen Garnzugfestigkeit tritt ein sprödes Zugbruchversagen auf. Das fehlende Fließvermögen der textilen Bewehrungen führen dazu, dass sich kein Zustand III, wie bei Stahlbeton, ausprägen kann. Wie bereits in Abschnitt 2.2.3 angedeutet, hängt die erreichbare Zugfestigkeiten des Textils sehr stark vom Beschichtungs- und Durchdringungsgrad der Tränkung ab, siehe z.B. CHERIF [47] oder F. JESSE/CURBACH [92].

(a) Fasern und Garne nach F. JESSE [91], MASHIMA [121], MOLTER [127], PROCTOR [148] aus [162]

(b) Textilien (gleiche Bewehrung in Kett- und Schussrichtung), nach HEGGER/VOSS [77]

Abb. 2.8: Einfluss der Bewehrungsrichtung auf die Zugfestigkeit von Textilbeton

Das allgemein beschriebene Zugtragverhalten von Textilbeton ist von der Ausrichtung der Textilien abhängig. So konnten bei Dehnkörperversuchen mit gedrehter Bewehrung große Einflüsse beobachtet werden. MASHIMA et al. [121] oder PROCTOR [148] führten derartige Versuche mit Kurzfasern bzw. Einzelgarnen durch. Weitere Untersuchungen mit AR-Glas wurden von MOLTER [127], sowie F. JESSE [91] durchgeführt. Mit Carbon-Gelegen haben u. a. HEGGER/VOSS [77] experimentiert. Die verschiedenen Ergebnisse lassen sich nur begrenzt mit einander vergleichen, da sich die Versuchsaufbauten und die Durchführung sehr stark unterscheiden. Nichtsdestotrotz kann im Allgemeinen festgestellt werden, dass mit steigendem Winkel zwischen der Bewehrung und Kraftrichtung die Tragfähigkeit des Textilbetons signifikant abnimmt, vergleiche hierzu auch Abbildung 2.8. Abbildung 2.8a stellt die Ergebnisse für Versuche mit Garnen und Teilbild 2.8b die mit Textilien dar. Dabei wird der Abminderungsfaktor k_0 , welcher als Quotient

von Festigkeit mit gedrehter zur Festigkeit mit normal eingebauter Bewehrung definiert wird, in Abhängigkeit vom Winkel α dargestellt. Als Ursache für diese Abminderungen werden die Reduktion der effektiven Bewehrungsfläche in Belastungsrichtung, die entstehenden Querpressungen an den Umlenkungspunkten der Rissufer und die veränderten Verbundeigenschaften herangezogen.

Weiterführende Darstellungen zum Thema Zugtragverhalten von Textilbeton sind in F. JESSE [91], MOLTER [127] oder TRIANTAFILLOU [184] zu finden.

2.2.6 Tragverhalten unter Querkzugbeanspruchung

Eine weitere Kenngröße von Textilbeton ist die Querkzugtragfähigkeit $f_{\text{tex,at}}$, vor allem in Hinblick auf ein Delaminationsversagen bzw. eine Spaltrissbildung im Textilbeton, [139], [116]. Das Verhalten von Textilbeton gegen Querkzug kann laut R. ORTLEPP [139] mit Hilfe eines Querkzugversuches untersucht werden, vergleiche Abbildung 2.9a. Die Querkzugfestigkeit ergibt sich dann aus der gemessenen Versagenslast F und der Querschnittsfläche der Probe. Das Versagen tritt in den meisten Fällen in der Textilebene auf. Die Begründung dafür liegt in der reduzierten effektiven Feinbetonfläche $k_{A,\text{eff}}$ (Definition kann Abschnitt 3.1.2, Abbildung 3.3 entnommen werden) zwischen dem Textil, welche ausschließlich für die Übertragung der Zugspannungen verantwortlich ist. Die textile Struktur kann quer zur ihrer Faserrichtung nahezu keine Zugspannungen aufnehmen, [139]. Damit ergibt sich bezogen auf die gesamte Probenfläche eine geringere aufnehmbare Zugspannung, siehe Bild 2.9b (mittlere Spannung in Textilebene). Das Delaminationsversagen wird durch Spannungskonzentrationen (Abbildung 2.9b - unten) an den Filamentgarnrändern begünstigt. R. ORTLEPP konnte mit ihren Versuchen einen linearen Zusammenhang zwischen der effektiven Feinbetonfläche und der Querkzugfestigkeit ableiten.

Abb. 2.9: Bestimmung der Querkzugfestigkeit von Textilbeton

In der Regel bestehen Textilbetonkonstruktionen aus mehreren Textillagen. Ein Delaminationsversagen wird in der Lage auftreten, in der geringster Querkzugwiderstand vorhanden ist. Statistisch gesehen steigt die Versagenswahrscheinlichkeit mit steigender Lagenanzahl, da die Anzahl der Fehlstellen in der Betonmatrix steigt. Des Weiteren ist eine versetzte bzw. nicht perfekt übereinanderliegende Anordnung der Textillagen für eine Veränderung bzw. zusätzliche Umlenkung des Kraftflusses verantwortlich, was zusätzlich die wirkende Feinbetonfläche reduziert [139].

Als Resultat ihrer Arbeit formuliert R. ORTLEPP [139] eine Gleichung (Gl. 2.1) zur Vorhersage der Querkzugtragfähigkeit $f_{\text{tex,at}}$ von Textilbeton in Abhängigkeit von der Biegezugfestigkeit des Feinbetons $f_{\text{ct,fl}}$. Die Festigkeit ist dabei direkt von der senkrecht zur Belastung liegenden Bewehrungsfläche abhängig. R. ORTLEPP führt dafür den effektiven Flächenanteil $k_{\text{A,eff}}$ ein. Definiert ist dieser Faktor über das Verhältnis von nach dem Abzug der Textilfläche verbleibender Matrixfläche zur Gesamtfläche der Querkzugprobe, siehe dazu Abbildung 3.3.

$$f_{\text{tex,at}} = 0,7 \times k_{\text{A,eff}} \times f_{\text{ct,fl}} \quad (2.1)$$

Für weitere und vor allem detailliertere Darstellungen zum Thema Querkzugtragfähigkeit und dem damit verbundenen analytischen Modell sei an dieser Stelle auf die Arbeit von R. ORTLEPP [139] verwiesen.

2.2.7 Tragverhalten von Textilbeton unter Druckbeanspruchung

Im Gegensatz zum Zugtragverhalten von Textilbeton ist das Verhalten unter Druckbeanspruchung noch sehr wenig erforscht. Durch die hochgradig anisotropen Eigenschaften der textilen Bewehrung in Längs- und Querrichtung unterscheidet sich das Tragverhalten der Textilien bei Zug- oder Druckbelastung allerdings grundlegend. Die Filamentgarne mit einer flexiblen Tränkung sind in der Regel nicht in der Lage, längs und quer zu ihrer Haupttragrichtung nennenswerte Druckspannungen zu übertragen. Womit die textile Bewehrung im Falle einer Druckbeanspruchung im Gegensatz zu einer Stahlbewehrung als Fehlstelle angesehen werden kann, [115], [93]. Grundsätzlich belegen Untersuchungen an Kohlenstoff-Faserverbundwerkstoffen diese Behauptungen, siehe hierzu z. B. HORVATH et al. [84]. HORVATH et al. stellten heraus, dass sich die Textilbündel in einer weichen Matrix der Druckbeanspruchung entziehen. Im Falle von Textilbeton kommen noch die vorhandenen Querfäden der Bewehrung als mindernder Faktor des Widerstandes der Feinbetonmatrix hinzu. Zusätzlich ist zu nennen, dass bei dünnwandigen Textilbetonkonstruktionen eine erhöhte Gefahr von Stabilitätsversagen besteht. Experimentell wurden diese Fakten bereits bei Querkraftversuchen von VOSS [192] und MOLTER [127] oder bei der Verstärkung von Stahlbetonstützen durch R. ORTLEPP et al. [140], [141] herausgestellt und durch angepasste Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Erste Ansätze für systematische Untersuchungen von Textilbeton unter Druckbelastung sind in der Masterarbeit von LORENZ [114] und bei F. JESSE et al. [93] zu finden.

Im Folgenden werden die bereits bekannten Erkenntnisse zum Tragverhalten von Textilbeton unter Druckbeanspruchung zusammengestellt.

Druckstreben­tragfähigkeit von Textilbeton

MOLTER [127] und VOSS [192] führten Querkraftversuche an textil bewehrten Doppel-T-Trägern mit dünnen Stegen durch. Beide Forscher beobachteten ein verfrühtes Druckstrebenversagen im Vergleich zu den rechnerisch vorhergesagten Bruchlasten. Zur Begründung ziehen beide die Störung durch die nicht druckfeste Bewehrung heran.

MOLTER versucht anhand Abbildung 2.10 die auftretenden Spannungsverläufe in der Druckstrebe von bewehrten Stegen zu verdeutlichen. Im Allgemeinen werden die Garne der textilen Bewehrung als Betonfehlstellen betrachtet, welche den Betonquerschnitt schwächen. Im Detail A der Abbildung wird der Fall einer einlagigen Bewehrung gezeigt. Dabei können die Druckspannungen um die Garne (großer Abstand) ungehindert herum fließen, womit lediglich eine geringe Störung des Lastabtrags vorliegt. Diese Art von Störung nimmt allerdings mit zunehmender Lagenanzahl und Verdichtung der Garne zu, vergleiche Bild 2.10 Detail B und C. Im Fall B sind die noch verbleibenden Materialbrücken sehr klein, womit durch die Umlenkung des Kraftflusses Querkzugspannungen in den Steg eingeleitet werden. Im Extremfall verhält sich

der Steg wie zwei getrennte Teilstege. Diese Teilung kann zu verfrühten Versagen des Stegs durch Verformungen nach Theorie II. Ordnung führen, da die mitwirkende Breite verringert wird. Dieser Effekt verstärkt sich mit zunehmender Rissbildung, da der Querschnitt in immer feinere Druckstrebensegmente unterteilt wird. Bei exzentrisch verteilten Bewehrungsgelegen (Abbildung 2.10 Detail C) kann es zusätzlich zu Spannungskonzentrationen kommen, welche wiederum ein verfrühtes Versagen hervorrufen. Auch im Stahlbetonbau wurden sinkende Festigkeiten von gerissenen Druckstreben beobachtet, allerdings sind hier die vorgeschlagenen Abminderungsfaktoren nicht so groß, wie die beobachteten bei Textilbeton, vergleiche hierzu auch Abschnitt 2.3.6.

Abb. 2.10: Druckspannungsverteilung in Stegen mit ein- oder mehrlagiger textiler Bewehrung bei Querkraftversuchen, aus MOLTER [127]

Bei den Querkraftversuchen von MOLTER [127] wurden Faktoren für ein verfrühtes Druckstrebenversagen im Vergleich zu dem kalkulierten Bruchmoment zwischen 0,7 und 0,36 beobachtet. Die Ergebnisse von VOSS [192] sind in Abbildung 2.11 dargestellt. Er ermittelte Abminderungsfaktoren bis hin zu 0,26. Zur Bemessung solcher Druckstreben Tragfähigkeiten schlägt MOLTER einen Ansatz über eine reduzierte effektive Stegbreite in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. der Lagenanzahl vor, welcher auch von VOSS übernommen wurde.

SCHLADITZ [162] hingegen führte Torsionsversuche an mit Textilbeton verstärkten Stahlbetonbalken durch. Bei seinen Versuchen konnte er kein Druckstrebenversagen beobachten. Allerdings wurde im Vergleich der rechnerischen und experimentellen Ergebnisse deutlich, dass die Druckstreben Tragfähigkeit durch die Verstärkungsschicht positiv beeinflusst wird. Durch die fehlenden Versuchsergebnisse bei Druckstrebenversagen schlägt SCHLADITZ einen konservativen Bemessungsansatz für die Druckstrebe vor. Er geht lediglich von einer Verbreiterung der Druckstrebe durch die Verstärkungsschicht aus, bei welcher die höhere Druckfestigkeit des Feinbetons unberücksichtigt bleibt. Eine mögliche Reduktion der Druckstreben Tragfähigkeit, wie z. B. durch MOLTER und VOSS beschrieben wird über das Nichtansetzen der höheren Druckfestigkeit des Feinbetons abgedeckt.

Für detailliertere Ergebnisaufstellungen und Beschreibungen sei auf die Dissertationen von MOLTER [127], VOSS [192] und SCHLADITZ [162] verwiesen. Grundsätzlich muss jedoch davon ausgegangen werden, dass das Vorhandensein einer textilen Bewehrung einen Einfluss auf die Druckstreben Tragfähigkeit hat.

Abb. 2.11: Abminderungsfaktoren der Druckstrebenfestigkeit bei Querkraftversuchen, aus Voss [192]

Verstärkung von Stahlbetonstützen mit Textilbeton

Bei der Verstärkung von Stahlbetonstützen mit Textilbeton wird der größte Teil der Laststeigerung durch die Umschnürungswirkung der textilen Bewehrung erreicht. Untersuchungen von R. ORTLEPP et al. [140], [141] ergaben ebenso einen Anteil des zusätzlichen Feinbetons an der Traglaststeigerung der verstärkten Stütze.

Zur Untersuchung der Druckfestigkeit des bewehrten Feinbetons wurden im Rahmen einer Masterarbeit von LORENZ [114] kleinformatige Versuche durchgeführt. Bei den PK handelte es sich um Feinbetonwürfel mit den Abmessungen von $40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$, welche jeweils mit acht Lagen Carbon oder AR-Glas bewehrt wurden. Die Druckversuche mit starren Druckplatten ergaben eine Reduktion der gemessenen Druckfestigkeit (bezogen auf die Betonfläche abzüglich der Bewehrung) der AR-Glas-Proben auf 94 % und der Carbon-Proben auf 79 % im Vergleich zu den unbewehrten Referenzwürfeln. Des Weiteren konnten verschiedene Versagensbilder für die beiden unterschiedlichen Textilien beobachtet werden, siehe hierzu [114].

Bei der Bemessung von verstärkten Stützen wurden jedoch andere Faktoren herangezogen, welche es begründen, die Druckfestigkeit der Feinbetonschicht herabsetzen zu müssen. So wird in R. ORTLEPP et al. [140] vorgeschlagen, die Druckfestigkeit der Feinbetonschicht mit dem Faktor 0,6 herabzusetzen, um Effekten wie das Ablösen und Abschälen der Textilbetonschicht in den Lasteinleitungsbereichen bei steigender Belastung zu berücksichtigen. Die verminderten Druckfestigkeiten des Textilbetons, nach LORENZ [114], werden mittels diesen Faktors wohl zur Genüge berücksichtigt.

(a) Senkrechte Ausrichtung der Bewehrung

(b) Gedrehte Ausrichtung der Bewehrung

Abb. 2.12: Einfluss des Zugtragverhaltens von Textilbeton bei Querdruk, aus Voss [192]

Zweiachiale Untersuchungen an Textilbeton mit Querdruck

Zusätzlich zu den Querkraftversuchen untersuchte Voss [192], [77], D. JESSE [90] das Verhalten von Textilbeton unter Zugbeanspruchung mit gleichzeitigem Querzug. Voss [192] ergänzte die Zugversuche mit gleichzeitiger Querdruckbeanspruchung. Der schematische Versuchsaufbau für die Versuche mit Querdruck ist in Abbildung 2.12 dargestellt. Dabei wurde die Druckbelastung in zwei Schritten bis $4,0 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht und dann bis zum Bruch konstant gehalten. Bei der Auswertung der Versuche mit senkrecht ausgerichteter Bewehrung (Abbildung 2.12a) merkt Voss an, dass kein eindeutiger Einfluss des Querdruckes erkennbar ist. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass die Versuche mit Querzug einen Einfluss erkennen lassen, da die Steifigkeit und die Textilbruchspannung im zweiachialen Fall reduziert sind. Abbildung 2.12b stellt die Ergebnisse von Versuchen mit gedrehter Bewehrungsanordnung dar. Aber auch an dieser Stelle kann kein Einfluss herausgestellt werden, denn die Bruchlasten sind mit denen ohne Querdruck vergleichbar. Lediglich die Steifigkeit der Proben mit gedrehter Bewehrung sind geringer.

An dieser Stelle sind demnach keine Einflüsse der Druckbeanspruchung zur erkennen, jedoch sei darauf hingewiesen, dass aufgrund von Stabilitätsproblemen bei den sehr schlanken Proben von Voss nur sehr kleine Druckkräfte eingeleitete wurden. Diese Versuche sind also nicht aussagekräftig zur Beurteilung des Tragverhaltens von Textilbeton unter Druckbelastung.

Erste systematische Untersuchungen von F. JESSE et al.

Die ersten systematischen Untersuchungen zum Thema Textilbeton unter Druck wurden von F. JESSE et al. [93] und während zweier Masterarbeiten von DAMBROWSKY [54] und UNGER [188] durchgeführt. Versuche wurden an bewehrten und unbewehrten Betonwürfeln (Kantenlänge 40 mm) unternommen, dabei wurde die textile Bewehrung zum einen parallel und zum anderen senkrecht zur Belastungsrichtung eingebaut.

Abb. 2.13: Versuchsaufbau und Bruchbilder, aus F. JESSE et al. [93]

Für das Versuchsprogramm kam ein Feinbeton mit einer Standarddruckfestigkeit von $f_{cm} = 85 \text{ N/mm}^2$ zum Einsatz. Weiterhin wurden zwei verschiedene Textilien untersucht. Textil 1 besaß eine Maschenweite von $7,2 \times 18,0 \text{ mm}^2$ bei einer Garnfeinheit von 800 tex in Kett- und Schussrichtung. Die gleiche Garnfeinheit wies Textil 2 auf, allerdings mit einer Maschenweite von $7,2 \times 7,2 \text{ mm}^2$. Die verwendeten Textilien wurden mit verschiedener Lagenanzahl (4, 9 und 19 Lagen) und auch mit Versatz von einer halben Maschenweite im Handlaminierverfahren eingebaut. Neben den bewehrten Proben wurden auch unbewehrte PK als Referenzproben lagenweise hergestellt. Die Belastung der würfelförmigen Proben erfolgte über spezielle Lasteinleitungsbürsten, siehe hierzu Abbildung 2.13. Über Wegaufnehmer DD1 erfolgte die Messung der

2 Stand des Wissens

Längsverformung direkt an der Probe, teilweise kamen zusätzlich induktive Wegaufnehmer mit Tauchanker zum Einsatz. Die Querdehnungen wurden ebenfalls vereinzelt mit einer speziellen Apparatur aufgenommen, [54], [188].

(a) Ergebnisse der Rissspannungen für parallele Belastung

(b) Ergebnisse der Riss- und maximalen Spannungen für senkrechte Belastung

Abb. 2.14: Ergebnisse der Versuche mit Textilbeton unter Druckbeanspruchung, aus F. JESSE et al. [93]

Auszüge aus den Versuchsergebnissen sind in Abbildung 2.14a für die parallele Belastung und in Abbildung 2.14b für die senkrechte Belastung dargestellt. Zusätzlich werden in Abbildung 2.13 rechts typische Bruchbilder aufgezeigt. In Abbildung 2.14a sind die Erstrissspannungen σ_{Riss} gegen den Bewehrungsgehalt aufgetragen. Es wird deutlich, dass die bewehrten Versuche gegenüber den unbewehrten eine Reduktion der Rissspannung aufweisen, allerdings ist keine eindeutige Korrelation zwischen Bewehrungsgrad und Rissspannung zu erkennen. Für die senkrecht belasteten Proben mit Textil 2 (Abbildung 2.14b) ist zu erkennen, dass bei etwa gleichem Rissmoment signifikante Steigerungen der maximalen Spannung σ_{max} zu beobachten waren. Die Rissspannung im Allgemeinen ist etwas kleiner als die der Referenzversuche. Die gleichen Versuche mit Textil 1 (nicht dargestellt) ergaben wesentlich geringere Laststeigerungen, was auf die asymmetrische Textilgeometrie zurückgeführt wird.

Grundsätzlich konnten F. JESSE et al. einen Einfluss der textilen Bewehrung auf das Tragverhalten bei Druckbeanspruchungen feststellen. Im Folgenden werden die Haupterkenntnisse nochmals zusammengefasst:

- Die lagenweise hergestellten unbewehrten Proben weisen je nach Belastung unterschiedliche Festigkeiten auf. Parallel belastete Proben tragen ca. 10 % weniger als senkrecht belastete. Somit trägt der Prozess des Handlaminierens bereits eine Schwächung in das Betongefüge ein.
- In allen Fällen traten Risse quer zur Belastungsrichtung auf. Die Risse bildeten sich dabei direkt in der Textilebene oder in Ebenen, welche durch nah beieinander liegende Garne definiert werden.
- Für die Serien mit paralleler Belastung zur Textilebene war eine Reduktion der Festigkeit um 10 % oder mehr zu erkennen. Wobei die Lagenanzahl keinen signifikanten Einfluss ausübte. Dagegen führt eine versetzte Anordnung der Textillagen zu Festigkeitsabnahmen von bis zu 40 %. Die Anordnung der Textilien hat also einen erheblichen Einfluss auf das Materialverhalten.

- Senkrecht zur Textilebene belastete Proben weisen eine Erstrissspannung im Bereich der parallel belasteten Serien auf. Anschließend können die Proben jedoch weiter Last aufnehmen, so dass die maximalen Spannungen bis zu 200 % von der Betondruckfestigkeit betragen. Daraus lässt sich schließen, dass die horizontal liegende Bewehrung aktiviert wird und somit einen mehraxialen Spannungszustand durch ihre Querdehnungsbehinderung im PK erzeugt. Sehr große Dehnungen (10 mal die Bruchdehnung unbewehrter Proben) sind mit diesem Effekt verbunden.
- Die Steifigkeit der Proben kann bei senkrecht zur Textilebene belasteten Proben bis zu 2/3 herabgesetzt werden. Bei paralleler Belastung konnte eine so große Reduktion nicht beobachtet werden. Eine Erklärung für diese Beobachtung wird nicht geliefert.
- Als Schlussfolgerung formulierten F. JESSE et al., dass die Textilien eine Art von Störebene im Beton bilden, welche sich in den Textilebenen, aber auch zwischen ihnen bei mehrlagig bewehrten Proben aufspannen.

Im Allgemeinen lieferten F. JESSE et al. erste grundlegende Erkenntnisse zum Einfluss textiler Bewehrung auf das Drucktragverhalten von Textilbeton. Jedoch sind noch viele Fragen und vor allem Erklärungen für spezielle Phänomene offen. Des Weiteren muss festgestellt werden, dass die beschriebenen Untersuchungen größere Probleme bei der Herstellung, im speziellen der Planparallelität der Lasteinleitungsflächen, bei der Versuchsdurchführung und bei der Messung der Verformungen und deren Auswertung aufweisen. Dennoch stellt die Arbeit von F. JESSE et al. einen ersten Beitrag für weitere Untersuchungen zu dieser Thematik dar.

2.2.8 Verbundverhalten von Textilbeton

Zum Verständnis der Wirkungsweise von Textilbeton sind Kenntnisse über das Zusammenwirken bzw. den Verbund von textiler Bewehrung und Betonmatrix unumgänglich. Die Kraftübertragung zwischen Beton und Bewehrungsoberfläche gewährleistet das Tragverhalten von Textilbeton als Verbundwerkstoff, indem sie die Verankerung der Bewehrung und einen kontinuierlichen Kraftaufbau in der Bewehrung ermöglicht. Das Verbundverhalten wird in der Regel durch die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben, wie z. B. in ZILCH/ZEHETMAIER [204] dargestellt. Zur Beschreibung des Verbundes von Filamentgarnen und textiler Bewehrung zur Betonmatrix wurden in der Vergangenheit eine Vielzahl von Studien durchgeführt. Zu nennen wären z. B. Arbeiten von BÄNHOLZER [16], F. JESSE [91], KRÜGER [102], LORENZ [115] und R. ORTLEPP [139]. Ausführliche Zusammenfassungen zur Thematik können aus BRAMESHUBER [33], F. JESSE/CURBACH [92], LORENZ [115] oder WEILAND [195] entnommen werden.

Abbildung 2.15 vergleicht die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von üblichen Bewehrungsstählen mit der von Carbonbewehrung (mit und ohne Tränkung). Es wird deutlich, dass trotz prinzipiell vergleichbarem Tragverhalten von Textilbeton und Stahlbeton sich das Verbundverhalten unterscheidet. Grundsätzlich verdeutlicht das Diagramm, dass die übertragbaren Verbundspannungen bei Carbonbewehrungen deutlich unter dem Niveau von Stahlstabbewehrung liegen. Außerdem ist eine weitere Reduktion zwischen getränkter und ungetränkter Carbonbewehrung festzustellen. An dieser Stelle wird auf die Darstellung des Verbundmechanismus von ungetränkten Garnen verzichtet, da sich diese Arbeit und auch die momentane Praxis ausschließlich mit getränkten textilen Bewehrungen befasst.

Abb. 2.15: Vergleich der Verbundeigenschaften von textiler Bewehrung und Betonstahl, aus LORENZ [115], nach [117], [195]

Das Verbundverhalten einer getränkten Bewehrung unterscheidet sich grundsätzlich von dem eines ungetränkten Geleges. Die sekundäre Tränkung resultiert zum einen in einer allgemeinen Festigkeitssteigerung der Garne (vergleiche Abschnitt 2.2.3) und zum anderen kommt es zu einer signifikanten Steigerung der Kraftübertragung zwischen Betonmatrix und Garn. Durch die Tränkung bildet sich zwischen den Filamenten und der Betonmatrix eine Grenzschicht aus, welche ein Eindringen der Matrix in das Garn verhindert. Damit verbunden werden die Einzel-filamente in den Garnen gleichmäßiger belastet und ein Verbundversagen ist ausschließlich in dieser Grenzschicht zu beobachten. Diese Thematik wird u. a. detailliert in Arbeiten von BUTLER [40] und KRÜGER [102] beschrieben.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung einer getränkten textilen Bewehrung kann im Gegensatz zum gerippten Stahl (vierteilige Approximation) mit Hilfe eines dreiteiligen Verlaufs beschrieben werden, siehe Abbildung 2.16. Dies ist nach LORENZ [115] eher vergleichbar mit einem historischen Flachstahl.

Abb. 2.16: Typischer Verbundspannungs-Schlupf-Verlauf für eine getränkte textile Bewehrung, aus LORENZ [115]

Im steil ansteigenden Bereich 1 wirkt der Haftverbund zwischen den Garnen und der Betonmatrix, welcher durch Adhäsion hervorgerufen wird. Das überschreiten dieser Adhäsionskräfte führt zum fortschreitenden Versagen des Haftverbundes, was letztendlich ein Ablösen der Garne von der Matrix zur Folge hat. In diesem Bereich 2 fällt die Verbundspannung deutlich ab. Im letzten Abschnitt (Bereich 3) existiert ausschließlich der Reibverbund zwischen den abgelösten Garnen und dem Beton. Ein Formverbund, wie bei einer gerippten Stahlbewehrung, spielt

meist keine Rolle, da in der Regel keine ausreichend steifen Oberflächenprofilierungen vorhanden sind.

Im Allgemeinen stellt LORENZ [115] fest, dass neben der Tränkung noch eine Vielzahl von weiteren Faktoren das Verbundverhalten von Textilbeton beeinflussen. So kann z. B. nicht von dem Verbundverhalten von Einzelgarnen direkt auf das von Textilien geschlossen werden. Im Folgenden werden die von LORENZ zusammengetragenen Haupteinflussparameter benannt. Eine Einflussgröße ist der Garnumfang und damit verbunden die im Verbund stehende Bewehrungsoberfläche. Des Weiteren wird der Verbund sehr stark durch die verwendeten Schichten und Tränkungen beeinflusst, so nehmen die übertragbaren Kräfte prinzipiell mit steigendem Beschichtungsanteil und steigender Steifigkeit der Tränkung zu. Die Querräden wirken sich bei sekundär getränkten Gelegen ebenfalls positiv auf den Verbund auf, da die Kreuzungspunkte wie eine mechanische Verzahnung wirken. Zusätzlich kommt die Wirkung der Nähfäden hinzu, welche bei einer steifen Tränkung (z. B. Epoxidharz) mit dem Garn verklebt werden und so eine Art Rippung erzeugen. Bei der Herstellung von textilen Strukturen kommt es ungewollt zu Textilwelligkeiten, welche bei getränkten Gelegen positive Effekte für das Verbundverhalten bewirken können. Zusätzlich können spezielle Herstellungsschritte, wie z. B. bei gedrehten Hydridgarnen oder profilierten Gelegen, zur Steigerung der übertragbaren Verbundkräfte beitragen, vergleiche [74] und [145]. Eine weitere Stellschraube ist die Betonmatrix, denn durch steigende Betonzugfestigkeit oder auch Verdichtung kann ein besseres Verbundtragverhalten erzielt werden. Ein weiterer Faktor, wie aus dem Stahlbetonbau bekannt, ist der Einfluss von Querkzug und -druck. LORENZ stellt fest, dass detaillierte Untersuchungen zu dieser Thematik nicht vorhanden sind. Bis zum gegenwärtigen Zeitpunkt hat sich dies auch nicht maßgebend verändert. BRUCKERMANN [38] zog aus den Versuchen von VOSS [192] (vergleiche Abschnitt 2.2.7) den Schluss, dass der Einfluss von Querkdruckbelastungen bei Textilbeton nicht dem von Stahlbeton entspricht, da sich die Garne aufgrund ihrer geringen Steifigkeit in der Querrichtung den Druckspannungen entziehen. Demnach können keine signifikanten Beeinflussungen durch Querkdruck erkannt werden. Dieser Argumentation folgten auch BIELAK et al. [23] für Textilien mit flexibler Styrolbutadien-Tränkung (SBR). BIELAK et al. [23] untersuchten das Verhalten von Querkdruck im Zusammenhang mit Dehnkörperversuchen (Ergebnisse im Artikel nicht gezeigt), indem sie geklemmte und geklebte Dehnkörper mit einander verglichen. Wobei festgestellt wurde, dass kein Unterschied zwischen den beiden Varianten erkennbar war. Daraus folgerten die Autoren, dass bei den untersuchten Querkdrücken bei flexibel getränkten Gelegen im ungerissenen Zustand kein Einfluss auf das Verbundverhalten existiert. Für Epoxidharz-getränkte (EP) Textilien werden allerdings Einflüsse auf das Verbundverhalten erwartet. Die Veröffentlichung spezifiziert nicht die Höhe der untersuchten Querkdrücke, allerdings werden bei Dehnkörperversuchen die Anpressdrücke nur so hoch gewählt, dass kein Verrutschen der Proben zu erwarten ist. Womit von den auf die Dehnkörper bezogenen Untersuchungen nicht auf das allgemeine Verhalten geschossen werden kann. In Bezug auf Querkzug wurde von BRUCKERMANN [38] festgestellt, dass das Verbundverhalten negativ beeinflusst wird.

2.3 Tragverhalten von Beton unter Druck - Heterogenität

2.3.1 Allgemein

Das Tragverhalten bzw. die physikalischen Eigenschaften von Normalbeton werden maßgebend von den beiden Hauptbestandteilen Zuschlag und Zementstein beeinflusst, [198]. Die Beschreibung des Verhaltens von Beton kann, nach WITTMANN [201], auf drei unterschiedlichen Ebenen erfolgen. Diese drei Ebenen sind als Mikro-, Meso- und Makro-Ebene definiert und unterscheiden sich maßgebend in der betrachteten Größe der Struktureinheit und damit im Detaillierungsgrad, vergleiche Abbildung 2.17. Mit abnehmender Größe erhöht sich die

Abb. 2.17: Betrachtungsebene der Betonstruktur, nach ZILCH/ZEHETMAIER [204]

Komplexität und Anzahl der Elemente des betrachteten Systems überproportional, was die Herausstellung einzelner Einflüsse ermöglicht. So werden im Modell der Mikro-Ebene die Struktur und Eigenschaften des Zementsteins (Calciumsilicathydraten-Fasern (CSH) und Zementkorn) beschrieben. Wohingegen auf Meso-Ebene bereits das Zusammenwirken von Zementstein und Zuschlag betrachtet wird. Hinzu kommen Einflüsse aus Poren, Einschlüssen und Rissen. Primär werden experimentelle Untersuchungen auf der Meso- und Makro-Ebene durchgeführt. Als Hauptgrund ist an dieser Stelle zu nennen, dass für die Praxis (Planung und Berechnung von Tragwerken) hauptsächlich die Materialeigenschaften des Gesamtsystems Beton als quasi-homogener Baustoff, welcher durch integrale Materialgesetze beschrieben werden kann, relevant sind, siehe [155], [204]. Hinzu kommt, dass der Aufwand für den Erhalt von qualitativ hochwertigen Messergebnissen auf diesen Ebenen noch vertretbar ist.

Im Folgenden soll auf der Meso- und Makroebene das Tragverhalten von Normalbeton, Leichtbeton und Faserbeton während einer einaxialen Druckbeanspruchung beschrieben werden. Dabei soll im Speziellen auf den Einfluss der Heterogenität dieser Betone eingegangen werden, wobei insbesondere die Einflüsse von Störungen des Betongefüges von Bedeutung sind. Anschließend wird das Verhalten von Beton mit Einlagen, wie z. B. Stahlbewehrung, Hüllrohre bei Spannbeton oder Öffnungen im Allgemeinen, besprochen, um weitere bzw. größere Störeinflüsse im Beton zu diskutieren.

2.3.2 Normalbeton

Die Eigenschaften der beiden Hauptbestandteile von Beton beeinflussen maßgebend den Abtrag von Druckkräften im Beton. Neben der Güte des Verbundes zwischen Körnung und Zementstein spielen die unterschiedlichen Steifigkeiten von Zuschlag und Zementstein eine übergeordnete Rolle. Bei Normalbeton sind die Zuschlagkörner in der Regel wesentlich steifer als der Zementstein. Laut WISCHERS [198] ist der E-Modul der Betonkörnung ca. 2 bis 5 mal größer als der des Zementsteines. Dementsprechend konzentrieren sich bei einer gleichmäßig aufgetragenen Druckbelastung die Druckspannungen im Beton auf die Zuschlagskörner. Wie in Abbildung 2.18 dargestellt, erfolgt somit der Kraftfluss von Grobkorn zu Grobkorn. Nichtsdestotrotz müssen die weicheren Zementsteinschichten die Druckspannungen zu den einzelnen Zuschlagskörnern transferieren. Durch die vorhandenen Querdehnungen kommt es zu einer Verschiebung der Gesteinskörner, womit der Zementsteinschicht die Aufgabe zukommt, den Zusammenhalt über den Aufbau von Schubspannungen zu gewährleisten, vergleiche [199]. Des Weiteren entstehen zusätzliche Querkzugspannungen, welche durch die Umlenkungen der Druckspannungen von der vorgegebenen Lastrichtung hervorgerufen werden, siehe Abbildung 2.18. Im Allgemeinen ist festzustellen, dass die Grenzbereiche zwischen Körnung und Zementmatrix geringere Zugfestigkeiten als die umgebende Matrix aufweisen und somit durch die eingeleiteten Schub- und Querkzugspannungen zuerst in Form von Mikrorissen lokal neben den Zuschlagskörnern versagen (Risse in Abbildung 2.17 oder 2.19 angedeutet). Hinzu kom-

Abb. 2.18: Lastabtrag bzw. Kraftfluss von Druckspannungen im Normalbeton, aus GRÜBL et al. [73], nach [119]

men lastunabhängige Defekte, welche z. B. durch Schwinden entstehen und die Grenzflächen vorschädigen, [204]. Dieses Verhalten gilt für Normalbeton bis zu einer mittleren Festigkeit von ca. 55 N/mm^2 . Bei höherfesten Betonen steigen die Festigkeiten der Verbundzone zwischen Körnung und Zementmatrix und die des Zementsteins, wodurch diese keine signifikanten Schwachstellen mehr darstellen. Das Materialverhalten gleicht sich dem eines homogenen Materials an.

Die Rissentwicklung und die verschiedenen Stufen eines Druckversuches werden im Folgenden anhand der in Abbildung 2.19 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linie eines normalfesten Betons erörtert. Die Rissentwicklung und die damit verbundenen Gefügeveränderungen sind auf der Mesoebene beobachtbar, im Detail beschäftigten sich damit u. a. Hsu et al. [85] und SHAH/CHANDRA [168]. Diese Untersuchungen lassen es zu, charakteristische Punkte zu definieren, welche auf die Makroebene und so für die praktische Anwendung übertragen werden können. Grundsätzlich unterteilt sich die Rissentwicklung von Beton in zwei Hauptphasen. Die erste Phase das „stabile Risswachstum“ wird durch eine Gefügebrauchung durch Rissbildung und Risswachstum gekennzeichnet, welche bei einer Unterbrechung der Belastung zum Stillstand kommt. Die zweite Phase umfasst das „instabile Risswachstum“, welches zu makroskopischen Rissen und letztendlich zum Materialversagen führt. Diese Phase ist lastunabhängig, wodurch selbst ein Halten des Lastniveaus eine fortschreitende Rissbildung und das Erreichen der maximalen Belastung zur Folge hat. Die Grenze zwischen den beiden Phasen werden z. B. nach BERG [21], GLÜCKLICH [68] oder RÜSCH [156] als Dauerstandfestigkeit definiert.

Verschiedene Autoren nehmen eine weitere Einteilung der Phase des stabilen Risswachstums vor. Diese Unterbereiche beziehen sich vorwiegend auf den Fortschritt der Mikrorissbildung. Die Grenzen zwischen den Bereichen werden durch charakteristische Punkte definiert, welche unmittelbar oder indirekt von der Spannungs-Dehnungs-Beziehung abgelesen werden können. So legt GLÜCKLICH [68] drei weitere Unterteilungen des stabilen Risswachstums fest. Bereich 1 umfasst das langsame Wachsen von lokalen Mikrorissen in der Verbundzone zwischen Zuschlag und Zementstein, welche bereits vor der Belastung existierten. Der Übergang zu Bereich 2 ist bei ca. 30 % der maximal aufnehmbaren Spannung definiert. Im Bereich 2 kommt es zum weiteren Wachstum und zum Zusammenschließen der Risse zu Matrixrissen bis zu einem Lastniveau von rund 50 % der Festigkeit. Bevor das instabile Risswachstum bei ca. 75 % der Betonfestigkeit beginnt, kommt es im Bereich 3 zum Risswachstum der Matrixrisse und damit verbunden zum Beginn der Gefügezerstörung. Als Grundlage dieser Einteilung können laut RITTER [155] Arbeiten von Hsu et al. [85] und LIU et al. [113] herangezogen werden, welche diese Mikrorissbildung mikroskopisch bei verschiedenen Laststufen untersuchten. Im Gegensatz zu

2 Stand des Wissens

Abb. 2.19: Charakteristische Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Volumenänderungs-Kurve von Beton, einschließlich der Rissbildung, nach ZILCH/ZEHETMAIER [204], BERG [21]

GLÜCKLICH nehmen z. B. BERG [21] und SCHICKERT [160] eine Unterteilung lediglich in zwei Bereiche vor. Dabei werden die Bereiche 1 und 2 von GLÜCKLICH zusammengefasst. Der Bereich des instabilen Risswachstums wird in der Regel nicht extra unterteilt. Lediglich SCHICKERT [160] definiert zwei Bereiche in dieser Phase des Risswachstums.

Eine idealisierte Kurve, wie in Abbildung 2.19, ist bei experimentellen Untersuchungen in der Regel nicht aufzunehmen. Denn bereits zu Belastungsbeginn ist ein nicht-linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie zu vernehmen. Dieses Verhalten wurde nach EIBEL/IVÁNYI [55], HSU et al. [85] oder GLÜCKLICH [68] darauf zurückgeführt, dass ein Betonprobekörper stets Mikrorisse vor dem Belastungsbeginn aufweist, welche allerdings keinen Einfluss auf das letztendliche Spannungs-Dehnungs-Verhalten haben. Dahingegen geht VAN MIER [124] davon aus, dass diese sogenannten Anfahreffekte von den Gegebenheiten der Versuchsdurchführung abhängen. Aus diesem Grund nimmt er eine Korrektur der Spannungs-Dehnungs-Linie (Linearisierung des nichtlinearen Bereiches zu Belastungsbeginn) bei seinen Auswertungen vor. Im Anschluss an diese Anfahreffekte bzw. den nichtlinearen Bereich schließt sich der linear-elastische Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kurve mit konstantem E-Modul E und konstanter Querdehnzahl ν an. Der lineare Bereich (Bereich 1 und 2 nach GLÜCKLICH) wird durch die „Elastizitätsgrenze“ f_{cr} , definiert von BERG [21] als erster parametrischer Punkt, begrenzt. BERG bestimmt diesen Punkt mittels der Messung von Ultraschalldurchgangszeiten. Beim Erreichen der Elastizitätsgrenze ist die Ultraschalldurchgangszeit in Querrichtung minimal, da die Dichte der Probe maximal ist. Mit Überschreiten dieser Grenze wird die Volumenänderungskurve $\Delta V/V = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$ (vergleiche Abbildung 2.19), wie auch die Spannungs-Dehnungs-Linie, nichtlinear. Daraus resultieren eine steigende Querdehnzahl und Ultraschalldurchgangszeiten durch progressive Gefügebrauflockerung (Rissbildung). Die Bestimmung dieses charakteristischen Punktes anhand der Spannungs-Dehnungs-Linie ist sehr subjektiv, da es keine geregelte Vorschrift gibt. NEWMAN [131] z. B. schlägt vor, den Moment zu wählen, bei welchem die Messwerte um mehr als 2 % von einer linearen Regressionsgerade des linearen Bereiches abweichen. Dahingegen definiert KAPLAN [96] einen absoluten Grenzwert von 0,002 mm/m Abweichung von der Regressionsgerade. Hinzu kommt, dass die Festlegung der Regressionsgerade ebenfalls nicht geregelt ist und somit willkürlich festgelegt werden kann. Die Elastizitätsgrenze liegt bei ca. 30 bis 40 % der Bruchfestigkeit f_c , [155], [6].

Der nächste charakteristische Punkt ist am Ende der Phase des stabilen Risswachstums, wie bereits erwähnt, mit der Dauerstandfestigkeit oder auch kritische Spannung f_{cri} gegeben. Dieser Punkt wird nach BERG [21] und KUPFER [104] über das Minimum der Volumenänderungs-Kurve bestimmt, vergleiche auch Abbildung 2.19. Als weitere Kriterien werden auch die Änderung der Querdehnzahl genannt. Die Dauerstandfestigkeit ist je nach Beton bei rund 70 bis 90 % der Betonfestigkeit, [131], [156].

Bei hochfestem Beton ist ein leicht abweichendes Verhalten zu beobachten. Zum einen ist die Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Kurven weniger ausgeprägt und zum anderen kommt es durch die höhere Matrixfestigkeit teilweise zur Rissbildung durch die Gesteinskörnung, vergleiche z. B. BORNEMANN et al. [31]. Daraus resultiert die gestiegene Abhängigkeit des Betonverhaltens von den Eigenschaften der Zuschläge.

2.3.3 Leichtbeton

Die Normung in Form des EC2 [4] gibt eine Definition für den konstruktiven Leichtbeton. Demnach muss Leichtbeton ein geschlossenes Gefüge mit künstlichen oder natürlichen Gesteinskörnungen (Kornrohdichte $< 2.000 \text{ kg/dm}^3$) und eine Dichte von weniger als 2.200 kg/dm^3 aufweisen. Somit hat Leichtbeton eine wesentlich geringere Dichte als Normalbeton, welche durch das gezielte Einbringen von verschiedenen Poren erlangt wird. Dabei wird nach KÖNIG et al. [98] in Korn-, Matrix- oder Haufwerksporigkeit unterschieden. Eine Kombination dieser unterschiedlichen Poren ist ebenfalls möglich. Bei Leichtbetonen mit geschlossenem Gefüge werden in der Regel die Normalzuschläge im Gorkornbereich des Normalbetons mit porigen Leichtzuschlägen ersetzt. Weiterhin können auch kleinere Zuschläge mit Leichtsand ersetzt werden. Leichtbetone mit ausschließlich Leichtzuschlägen werden im englischen Sprachraum als „all lightweight aggregates“ ALWA-Betone bezeichnet. Wohingegen Leichtbeton mit nur leichtem Grobzuschlag als „semi lightweight aggregates“ SLWA-Betone benannt werden. Detaillierte Beschreibungen zu möglichen Zuschlägen, der Herstellung und den Eigenschaften von Leichtbeton sind in FAUST [61], KÖNIG et al. [98] oder SCHEERER [158] gegeben.

Abb. 2.20: Lastabtrag bzw. Kraftfluss im Leichtbeton, aus GRÜBL et al. [73], nach [119]

Das Tragverhalten von Leichtbeton unterscheidet sich grundsätzlich von dem des Normalbetons, siehe dazu Abbildung 2.20 im Vergleich zu Abbildung 2.18. Die Matrix von Leichtbetonen ist in der Regel steifer als die Leichtzuschläge, womit sich der Lastabtrag von Druckspannungen auf die Zementstein-Matrix konzentriert. Die Druckspannungen werden in den Mörtelschichten überwiegend in der Schichtebene abgeleitet, womit sich wie ein räumliches Faltenwerk um die Zuschläge in der Ebene der Mörtelschichten ausbildet, [198]. Der Verlauf der Druckspannungen

Abb. 2.21: Bruchzustände von Leichtbeton nach GRÜBL [72], aus [158]

in einer Probe bei Druckbelastung ist in Abbildung 2.20 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Druckspannungen um die Zuschlagskörner herum fließen und Querkzugspannungen durch die Umlenkungen direkt über und unterhalb der Körner entstehen. So kann es auch zum Reißen der Zuschlagskörner kommen, [204]. Festzustellen ist somit, dass das Tragverhalten sehr stark vom verwendeten Leichtzuschlag bzw. von dessen Steifigkeit abhängt.

GRÜBL [72] stellt in seiner Studie ein Bruchmodell für Leichtbeton auf, indem er eine Scheibe mit kreisförmigen Einschluss modelliert. Die Ergebnisse der Modellbetrachtung spiegeln den beschriebenen Kraftfluss wider. Die größten Zugspannungen in dem Modell entstehen genau oberhalb und unterhalb des Zuschlagkornes. GRÜBL leitet mittels diesem Modells fünf verschiedene Versagenstypen für Leichtbeton ab. Die Bruchzustände sind von der Druckfestigkeit der Matrix und dem Leichtbeton im Gesamten abhängig, siehe Abbildung 2.21. Ein Matrixbruch tritt bei gleichem E-Modul von Zuschlag und Matrix auf, was dem Versagen von Normalbeton gleicht. Der Verbundbruch tritt auf, wenn die eingeleiteten Querkzugkräfte größer als die Verbundkräfte sind. Bei hohen Anteilen von Leichtzuschlag kann es zum Stabilitätsversagen führen. Hier knicken die Druckstreben im Mörtel aus, bevor die Zugfestigkeit der Zuschläge erreicht wird. Der vorletzte Versagensmodus ist der spröde Kornbruch, bei welchem sich der Riss senkrecht durch Matrix und Zuschlag ausbildet. Nach SCHEERER [158] entstehen dabei sehr glatte und unverzahnte Rissufer, welche nur sehr geringe Kräfte übertragen können. Der letzte Versagenszustand wird als Grenzdruckfestigkeit bezeichnet. Hier entstehen durch große Zugspannungen im Korn senkrechte Risse im Zuschlag bei intakter Matrix. Dies tritt meist bei Leichtbetonen mit hoher Matrixzugfestigkeit im Vergleich zur Zugfestigkeit der Zuschläge auf. Dieses Verhalten konnte von FAUST [61] bestätigt werden.

Die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie von Leichtbeton und Normalbeton (NB) unterscheidet sich, wie auch das Tragverhalten, vergleiche Abbildung 2.22. Grundsätzlich ist festzustellen, dass die Spannungs-Dehnungs-Linie von Leichtbetonen einen annähernd linearen Verlauf bis zum Bruch aufweist. Des Weiteren war laut SCHEERER festzustellen, dass die Bruchdehnung von Leichtbetonen bei gleicher Festigkeit größer ist, als die von Normalbeton. Das überwiegend lineare und spröde Verhalten ist laut KÖNIG et al. [98] mit dem beschriebenen Tragverhalten und der Rissbildung zu begründen. Die glatt ausgeprägten Risse bilden sich bei homogenen Leichtbeton erst bei hohen Lasten aus und die für Normalbeton typische Energieumlagerung durch Mikrorisse kurz vor dem Bruch findet bei Leichtbeton so nicht statt. Der Bruch tritt dann plötzlich ein und führt zum Entladen der elastisch gespeicherten Energie im Leichtbeton, wodurch der typische Snap-Back-Effekt (siehe Abbildung 2.22 - Kurven für SLWAC und ALWAC) auftritt.

2.3 Tragverhalten von Beton unter Druck - Heterogenität

Abb. 2.22: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von Leicht- und Normalbeton, aufgenommen am 100 mm Zylinder ($h = 300$ mm) nach KÖNIG et al. [98], aus [158]

Beton mit Zuschlägen aus Gummi

Im weitesten Sinne kann man Betone mit Gummi-Zuschlägen zu Leichtbetonen zählen. Aus umwelttechnischer Sicht sind Betone mit Zuschlägen aus recycelten Reifen in Form von feinen oder groben Zuschlägen eine interessante Lösung. Konzepte und Literaturzusammenfassungen werden u. a. in ELDIN/SENOUCI [56], KHALOO et al. [97], TOUTANJI [183] und SIDDIQUE/NAIK [171] vorgestellt. An dieser Stelle werden vorrangig die Auswirkungen der Gummi-Zuschläge auf das Drucktragverhalten diskutiert.

Abb. 2.23: Spannungskonzentration um elliptische Öffnungen in einer Scheibe unter Druckbelastung, nach ELDIN/SENOUCI [56] (nach Theorie von TIMOSCHENKO [181])

Bei den Auswirkungen auf die Drucktragfähigkeit gibt es konträre Beobachtungen in der Literatur. So stellen z. B. ELDIN/SENOUCI [56] und TOUTANJI [183] fest, dass die experimentell gemessenen Druckfestigkeiten von Betonen mit groben Gummi-Zuschlägen signifikant abnehmen.

So kam es teilweise bis zu einer Reduktion um 75 % bei vollständigem Ersatz der Grobzuschläge mit Gummi. Weiterhin zeigten die Studien eine abnehmende Steifigkeit der Proben mit steigendem Gummianteil. Dementsprechend verlaufen die Spannungs-Dehnungs-Kurven wesentlich flacher, wodurch erhöhte Bruchdehnungen auftreten. Das Nachbruchverhalten ist ebenfalls durch flach abfallende Kurvenverläufe gekennzeichnet. Dieses Verhalten wird laut EL-DIN/SENOUCI [56], wie bei Leichtbeton, auf die Störung des Gefüges mittels der weichen Gummi-Zuschläge hervorgerufen. Die im Gegensatz zur Betonmatrix weichen Zuschläge führen bei einer Druckbelastung zu Querkzugspannungen direkt oberhalb und unterhalb der Zuschläge, welche vertikale Risse und ein verfrühtes Versagen zur Ursache haben. Abbildung 2.23 stellt die beschriebenen Spannungskonzentration und deren Größe nach TIMOSCHENKO [181] dar. SIDDIQUE/NAIK [171] geben in ihrem Literaturreview an, dass es auch Studien mit gegenteiligen Beobachtungen gibt. In diesen Untersuchungen wurden erhöhte Druckfestigkeiten gemessen. Dabei ist zu erwähnen, dass in diesen Studien die Gummi-Partikel bzw. Zuschläge vorher mittels Wasser oder speziellen Lösungen behandelt wurden, womit eine Verbesserung des Verbundverhaltens zwischen Betonmatrix und Zuschlägen erzielt werden konnte. Daraus resultieren die verbesserten Druckfestigkeiten (Steigerungen bis zu 57 %) im Gegensatz zu Betonen mit unbehandelten Gummi-Zuschlägen.

2.3.4 Faserbeton

Mit der Zugabe von kurzen Fasern sollen die negativen Eigenschaften von Beton, wie das spröde Bruchverhalten und die geringe Zugfestigkeit, minimiert bzw. eliminiert werden. Als Vorteil des Faserbetons wird zunächst ein robusterer Herstellungsprozess mit geringerer Fehleranfälligkeit im Vergleich zu stabförmigen bzw. mehrdimensionalen Bewehrungsstrukturen angeführt, siehe u. a. HOSCHLEMACHER et al. [82], [83] oder MECHTCHERINE [123]. Jedoch stellte sich bei der Entwicklung von Faserbetonen heraus, dass beton- und ausführungstechnologische Besonderheiten bestehen. Für diese Probleme konnten Lösungen gefunden werden, womit der Faserbeton als Alternative für den klassischen Stahlbeton, laut HOLSCHMACHER et al. [83], immer mehr an Bedeutung gewinnt. Aber auch die Kombination von Stahlbeton und Faserbeton wird als vielversprechend angesehen, da neben einem besseren Riss- und Nachbruchverhalten auch das Brandverhalten, die Wasserundurchlässigkeit, die Schlag- und Abriebfestigkeit positiv beeinflusst werden kann, [60], [83], [174]. Diese genannten Vorteile werden vor allem durch die rissüberbrückende Wirkung (Abbildung 2.24a) und die rissverteilende Wirkung (Abbildung 2.24b) erzielt. Für das Nachbruchverhalten ist vor allem der Fasergehalt maßgebend bzw. die Anzahl der risskreuzenden Fasern. Laut HOLSCHMACHER et al. [83] oder GRÜBL et al. [73] existiert ein sogenannter kritischer Fasergehalt, bei welchem die Fasern gerade so noch in der Lage sind, die Zugkräfte im gerissenen Beton aufzunehmen. Bei Stahl- und Glasfaserbetonen liegt dieser Wert zwischen 0,2 und 0,3 Vol.-%, hingegen bei Polypropylenfasern bei rund 0,7 Vol.%. Diese Werte sind stark von den Eigenschaften und den Verbundmechanismen der einzelnen Fasern abhängig. Höhere Fasergehalte führen zu einer Laststeigerung bei größeren Verformungen. Dagegen kommt es bei geringeren Fasergehalten zu einem Abfall der Spannungs-Dehnungs-Linie nach der maximalen Spannung, siehe hierzu [73], [83].

Als Fasermaterialien haben sich in der Baupraxis vor allem Stahl-, AR-Glas- und Kunststofffasern durchgesetzt, vergleiche [83] oder [152]. Eine Kombination verschiedener Faserwerkstoffe ist in sogenannten Fasercocktails ebenfalls möglich. Stahlfasern kommen als Draht-, Span- oder Blechfasern zum Einsatz. Die glatte Oberfläche von Stahlfasern weist ein schlechtes Verbundverhalten auf. Mit Hilfe von Profilierungen oder Haken an den Enden der Fasern soll diesem Umstand entgegen gewirkt werden, [73], [120]. Glasfasern werden aus Rovings (Bündel von Glasspinnfäden), welche im Düsenziehverfahren hergestellt werden, geschnitten. Durchschnittlich entstehen dabei 6 bis 25 mm lange Fasern. Diese Fasern haben in der Regel eine so

gutes Verbundverhalten, dass die vergleichsweise hohen Zugfestigkeiten ausgenutzt werden können. Lediglich die Kerb- und Ritzempfindlichkeit sind nach [83] als nachteilig einzustufen. Synthetische Polymere bilden das Gerüst für Kunststofffasern. Verschiedenste Polymere mit unterschiedlichen Eigenschaften können dabei zum Einsatz kommen. Eine Überblick ist z.B. in HOLSCHEMACHER et al. [83] oder MÜLLER/REINHARDT [126] gegeben. Dabei wird auch beschrieben, dass die Auswahl der Kunststoffe begrenzt ist, da deren E-Modul gleich bzw. größer als der des Zementsteins sein sollte. Die Verteilung von Kurzfasern kann lediglich in drei verschiedenen Arten erfolgen. MÜLLER/REINHARDT [126] gibt zum einen die gleichmäßige Verteilung in Raum und Lage an (dreidimensionale Verteilung), zum anderen eine zweidimensionale Verteilung mit unterschiedlicher Ausrichtung in einer definierten Ebene (Faserspritzbeton) oder eine einachsige, ausgerichtete Anordnung der Fasern in einer Ebene (Strangpressverfahren). Die Lage und Ausrichtung beeinflussen das Tragverhalten des Faserbetons maßgeblich.

Abb. 2.24: Vergleich von Faserbeton und Normalbeton

Nach HOLSCHEMACHER et al. [83] führt die Zugabe von Fasern in den Beton nachweislich zu Veränderungen im Tragverhalten. Dabei ist der positive Effekt der gesteigerten Duktilität zu nennen, aber auch die Beeinflussung der Druckfestigkeit, auf welche im Folgenden bei ausgewählten Faserwerkstoffen eingegangen werden soll. Ausführliche Zusammenfassungen zum Verbund-, Zugtragverhalten und den Eigenschaften von Faserbeton können z.B. in GRÜBL et al. [73], HOLSCHEMACHER et al. [83] oder MÜLLER/REINHARDT [126] gefunden werden.

Stahlfasern

Im Allgemeinen konnte für Stahlfaserbeton festgestellt werden, dass die Druckfestigkeit mit steigendem Fasergehalt leicht zunimmt, vergleiche [60], [110]. Nach MAIDL [120] liegt diese Steigerung zwischen 0 und 30 %. Die Zusammensetzung des Betons hat jedoch einen größeren Einfluss auf die Druckfestigkeit als der Fasergehalt, [83]. HOLSCHEMACHER et al. beschreiben weiter, dass sich der Effekt aus dem erhöhten Gehalt von Verdichtungsstellen mit dem der Mikrorissüberbrückung annähernd aufhebt. Allerdings konnte, wie in Abbildung 2.25b dargestellt, eine steigende Druckfestigkeit mit steigendem Fasergehalt beobachtet werden.

BONZEL [30] führt dies darauf zurück, dass mit steigendem Stahlfasergehalt statistisch mehr Fasern senkrecht zur Belastungsrichtung ausgerichtet sind und damit eine gesteigerte Querdehnungsbehinderung bzw. einen mehraxialen Spannungszustand hervorrufen, was zu den höheren Druckfestigkeiten führt. Die Richtung der Fasern im Beton ist also ausschlaggebend für das Tragverhalten, wie auch Abbildung 2.25a verdeutlicht. Die Art und Form der Faser und auch deren Schlankheit haben ebenfalls einen Einfluss auf die Form der Spannungs-Dehnungs-Beziehung, vergleiche Abbildung 2.25c oder [60], [83].

2 Stand des Wissens

Abb. 2.25: Einflussparameter auf die Spannungs-Dehnungs-Linie von Stahlfaserbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung, aus HOLSCHEMACHER et al. [83], nach [30], [110], [60], [165]

Neben der Druckfestigkeit beeinflusst die Zugabe von Stahlfasern die Spannungs-Dehnungs-Linie noch anderweitig. So tragen die Fasern zur Steifigkeitssteigerung des Betons oberhalb von 80 % der maximalen Spannung bei, da diese die Mikrorissbildung verlangsamen. Zusätzlich ist eine Zunahme der Bruchdehnung bei allen Stahlfaserbetonen zu erkennen, womit auch die Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Kurve steigt, [73]. Des Weiteren verbessert sich das Nachbruchverhalten mit steigendem Stahlfasergehalt, vergleiche Abbildungen 2.25. Nach dem Überschreiten der maximalen Spannungen kann der Stahlfaserbeton noch erhebliche Druckkräfte aufnehmen, der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie verläuft signifikant flacher als der von Normalbeton. Damit verbunden ist die Aufnahmefähigkeit von wesentlich größeren Bruchenergien, vergleiche mit [83], [110] oder [120].

Kunststofffasern

Genau wie bei Stahlfaserbeton wird die Duktilität von Beton durch Kunststofffasern verbessert. Untersuchungen von SONGA et al. [174] haben ebenfalls ergeben, dass Betone mit Polypropylen-Fasern ca. 5,8 % und mit Nylon-Fasern 12,4 % höhere Festigkeiten aufweisen. Als Begründung wird die rissüberbrückende Wirkung der Kunststofffasern herangezogen. Dabei können die Nylon-Fasern mit höherer Zugfestigkeit mehr Zugspannungen übertragen. Allerdings berichten die meisten Autoren, wie FANELLA/NAAMAN [60], GRÜBL et al. [73], HUGHES/FATTUHI [87] und SAID et al. [157], dass die Druckfestigkeiten von Kunststofffaserbetonen in der Regel kleiner als bei vergleichbaren Normalbetonen sind, siehe auch Abbildung 2.26. In dem gezeigten Diagramm sind die erreichten Druckfestigkeiten nahezu unabhängig vom Fasergehalt. Das herabgesetzte Niveau der Druckfestigkeiten kann ggf. wie bei Leichtbeton (Abschnitt 2.3.3) darauf zurückgeführt werden, dass die Steifigkeit der Fasern (in Querrichtung) geringer als die des Betons ist und somit Spannungskonzentrationen und -umlenkungen entstehen, welche ein verfrühtes Versagen verursachen. Dem gegenüber steht die Fähigkeit der Fasern, Zugkräfte aufzunehmen und somit die Festigkeit zu erhöhen. Dahingegen stellten SAID et al. [157] fest, dass mit zunehmendem Fasergehalt die Druckfestigkeiten abnehmen. Zusätzlich gibt es eine Abhängigkeit der Festigkeit von der Faserschlankheit. Mit steigender Schlankheit nimmt die Festigkeit ab. Die Form der Spannungs-Dehnungs-Linien von Kunststofffaserbeton zeigt, wie bei Stahlfaserbeton, eine erhöhte Bruchdehnung und einen signifikant flacher abfallenden Ast nach dem Erreichen der maximalen Spannung. Somit sind eine gesteigerte Duktilität und eine größere Bruchenergie festzustellen.

Ein genaues Einstellen des Nachbruchbereiches und ein stabiles Versagen ist mit einem Fasercocktail aus Stahlfasern und Polymerfasern und in Kombination mit einem hochfesten Beton möglich. Die entstehende Spannungs-Dehnungs-Linie gleicht dabei der einer von Normalbe-

ton. Die Polymerfasern führen zu einer verfrühten Mikrorissbildung, vergleiche KÖNIG et al. [98], wodurch es zu einer allmählichen Aktivierung der Stahlfasern kommt. Die Überbrückung der Querrisse führt dann zu einem kontinuierlichen Übergang in die Entfestigungskurve. Die Kombination der Fasern ermöglicht es, die gewünschte Vorankündigung des Betonversagens mittels Rissen zu erzielen.

Abb. 2.26: Spannungs-Dehnungs-Linien eines Kunststofffaserbetons (Polypropylen) in Abhängigkeit vom Fasergehalt, nach [60]

Glasfasern

Grundsätzlich ist festzustellen, dass sich Glasfaserbetone ähnlich wie Kunststoffbetone verhalten, vergleiche z. B. Ergebnisse von FANELLA/NAAMAN [60]. HOLSCHEMACHER et al. [83] beschreiben, dass bei der Beurteilung des Tragverhaltens von Glasfaserbeton in fasermodifizierte Betone und Faserbetone unterschieden werden muss. Fasermodifizierte Betone weisen einen Fasergehalt bis 2,5 Vol.-% auf. Hier dienen die Fasern als Mikrobewehrung und wirken lediglich zur Stabilisierung des Gefüges. Das Hauptziel dieser fasermodifizierten Betone ist die Verbesserung des Materialverhaltens vor dem Bruch. Das Nachbruchverhalten wird in der Regel nicht stark beeinflusst. Der klassische Glasfaserbeton beginnt bei einem Fasergehalt von minimal 2,5 Vol.-%. Ab diesem Bewehrungsgrad sind Effekte im Nachbruchverhalten erkennbar, da die Fasern eine plötzliche Rissöffnung verhindern.

2.3.5 Beton mit Einlagen

Nach der Betrachtung von unterschiedlichen Betonzuschlägen und faserbewehrten Betonmatrices (Mesoebene) sollen nun maßstäblich größere Störungen des Betongefüges (Makroebene) und deren Auswirkung auf das Drucktragverhalten diskutiert werden. Dabei werden hauptsächlich die für das Verhalten ausschlaggebenden Tragmechanismen dargestellt. Thematisch sind vor allem Stabstahlbewehrungen und Hüllrohre bei Spannbetonkonstruktionen mit und ohne Verpressung. Aber auch die Untersuchung der Druckstreben bei belasteten Hohlkörperdecken, Installationsdecken oder Stützen mit Leitungsführung können aufschlussreich sein, um das generelle Drucktragverhalten von Beton mit Störungen verschiedener Größe beurteilen zu können.

Einlagen - Stahlstäbe, Hüllrohre

GAYNOR [66] untersuchte den Einfluss von Bewehrungsstählen auf die Druckfestigkeit von Zylindern. Die untersuchten Zylinder hatten Abmessungen von $152,4 \times 304,8 \text{ mm}^2$ ($6 \times 12 \text{ in}^2$) und die eingelegten gerippten Stahlstäbe besaßen einen Durchmesser von rund 12,7 mm (0,5 in) und 25,4 mm (1 in). Das Versuchsprogramm umfasste zum einen eine Serie mit je einem Stab

Abb. 2.27: Abminderung der Druckfestigkeit von Prismen mit Hüllrohren oder Stabstäben mit verschiedener Ausrichtung, nach LEONHARDT [108]

bei variierender Position im Zylinder und eine weitere Serie mit jeweils zwei sich kreuzenden Stäben, wobei ebenfalls die Position verändert wurde. Die Stäbe wurden ausschließlich in einem rechten Winkel zur Belastungsrichtung angeordnet. Als Resultat formulierte GAYNOR, dass die Positionierung der Stäbe im Zylinder keinen erkennbaren Einfluss aufwies, sondern die beobachtete Abminderung der Druckfestigkeit ausschließlich von dem Bewehrungsgrad abhängig war. Für die 12 mm Stäbe wurde eine durchschnittliche Reduktion von 9,7 % festgestellt, dahingegen führten die stärkeren Stäbe zu einer Abminderung von bis zu 11,3 %. Bei den gekreuzten Stäben traten Reduktionen von 11,4 % für die 12 mm Stäbe und 13,2 % für die 25 mm Stäbe auf.

LEONHARDT führte vergleichbare Untersuchungen an Betonprismen durch. Neben glatten Stahlstäben (Durchmesser: 50 mm), bei welchen die Neigung variiert wurde, untersuchte er ebenfalls metallische Hüllrohre (Spannglieddurchmesser: 50 mm) für Konstruktionen mit Vorspannung. Die Prismen waren 30 cm breit, 68 cm hoch und die Dicke betrug je nach Konfiguration 15 oder 25 cm. Die Einlagen wurden zum einen zentrisch, mit einer geneigten Anordnung und zum anderen nebeneinander mit zwei verschiedenen Abständen eingebaut, vergleiche hierzu die schematischen Darstellungen in Abbildung 2.27. Neben den glatten Stahlstäben wurden verpresste und leere Hüllrohre getestet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.27 zu finden. Dargestellt ist der Quotient aus maximaler Tragfähigkeit der Proben und der Standard-Würfeldruckfestigkeit des verwendeten Betons. Die größten Abminderungen von ca. 30 % wurden bei den leeren Hüllrohren beobachtet. Bei Stahleinlagen oder verpressten Hüllrohren wurden Reduktionsfaktoren zwischen 0,86 und 0,89 ermittelt. Dabei konnte festgestellt werden, dass die geneigte Anordnung von Stäben und Hüllrohren keinen signifikanten Einfluss aufzeigt. Hingegen wurde bei der Untersuchung von zwei nebeneinander liegenden Hüllrohren eine Abstandsabhängigkeit festgestellt. LEONHARDT [108] erklärt den Festigkeitsunterschied zwischen den leeren und verpressten Hüllrohren bzw. des Stahlstabes mittels des gestörten Kraftflusses in der Probe, siehe dazu Abbildung 2.28. Abbildung 2.28a stellt den Kraftfluss beeinflusst von einem Loch (leeres Hüllrohr) dar. Die Umlenkungen des Kraftflusses führen zu horizontalen Zugspannungen in der Nähe der Störung. Des Weiteren kommt es am Rand des Loches zu Spannungskonzentrationen, welche bis zum 3-fachen Wert der mittleren Spannung betragen können. Hingegen führt eine steife Störstelle (verpresstes Hüllrohr, Stahlstab) zur Bündelung der Druckspannungen, wie in Abbildung 2.28b dargestellt, und somit zu Querspannungen ober- und unterhalb der Einlage.

MUTTONI et al. [128] führten ähnliche Untersuchungen wie LEONHARDT an Hüllrohren durch. Die Probekörper waren bewehrte Scheiben mit den Abmessungen von $60 \times 60 \times 12,5 \text{ cm}^3$.

2.3 Tragverhalten von Beton unter Druck - Heterogenität

Abb. 2.28: Auswirkung von Störungen im Druckspannungsfeld, nach LEONHARDT [108]

Abb. 2.29: Zusammenfassung von Versuchsergebnissen verschiedener Studien, nach MUTTONI et al. [128]

Zwischen den Bewehrungslagen wurden die Stahl- oder Kunststoffhüllrohre (Durchmesser ca. 6 cm) leer und verpresst eingebaut. MUTTONI et al. geben als Ergebnisgröße stets den Faktor η_D aus Tragfähigkeit der untersuchten Scheibe im Vergleich zur ungestörten Scheibe an. Bei den leeren Hüllrohren betrug dieser Quotient im Schnitt 0,38 und ist somit weit unter denen von LEONHARDT [108], wobei auf die unterschiedliche Probekörperform und den abweichenden Bewehrungsgrad verwiesen sei. Des Weiteren stellte er einen signifikanten Unterschied zwischen Stahl- und Kunststoffhüllrohren fest. Der Reduktionsfaktor bei verpressten Stahlrohren betrug 0,87, wohingegen der von Kunststoffrohren bei 0,63 lag. Zusätzlich zu ihren eigenen Untersuchungen stellten MUTTONI et al. [128] ihre Ergebnisse mit anderen Ergebnissen aus der Literatur und Vorschlägen für Reduktionsfaktoren aus Normen (EC 2 [4] und Model Code 1990 - MC90 [1]), in einem Diagramm gegenüber. Dabei flossen u. a. die Ergebnisse von GAYNOR [66], LEONHARDT [108] ein, aber auch Studien von CLARKE et al. [51], CHITNUYANONDH [49], [43], [42], REZAI-JORABI et al. [154] und GANZ et al. [65] wurden vergleichend herangezogen. Das Diagramm (Abbildung 2.29) stellt den geometrischen Faktor δ , definiert als Quotient aus der Summe der Hüllrohrdurchmesser geteilt durch die Probenbreite, dem Reduktionsfaktor η_D gegenüber, dabei wird zwischen leeren und verpressten Hüllrohren unterschieden. Neben den Ergebniswerten werden die Bemessungsansätze (Gleichung in Abbildung 2.29 gegeben) der Normungen gezeigt, wobei der Wert k in der gegebenen Gleichung variabel ist. MUTTONI et al. schlagen in Anlehnung an ihre Versuche, aber abweichend von den k -Werten in EC2 und MC90, vor, den Wert k für verpresste Stahlrohre auf 0,4 und für verpresste Kunststoffhüllrohre auf 0,8 zu setzen sowie für leere Rohre bei 1,2 zu belassen.

Eine weitere Studie, in der ein negativer Einfluss der Bewehrung auf das Drucktragverhalten

von Stahlbeton festgestellt werden konnte, wurde von EMPELMANN et al. [58] durchgeführt. Die Studie untersuchte kreisförmige Stützen und Kreisringstützen aus ultrahochfestem Beton. Bei den Untersuchungen konnte eine Diskrepanz zwischen experimentell gemessenen Festigkeiten und ermittelten Bruchlasten festgestellt werden. Eine Reduktion der gemessenen Bruchlasten mit steigender Querkraftbewehrung wurde ermittelt. Bei Kreisringquerschnitten kam es vergleichsweise zu erhöhten Reduktionen. Als Begründung zogen EMPELMANN et al. die Störung des Spannungsfeldes durch die Querbewehrung heran.

Öffnungen

Die nächst größere Dimension von Störungen im Beton, im Vergleich zu Bewehrung und Hüllrohren, sind Öffnungen, welche zum Zwecke von Haustechnik oder Gewichtseinsparungen eingetragen werden. Diese beeinflussen das Drucktragverhalten von z. B. Stützen oder die Tragfähigkeit der Druckstreben bei Balken oder Decken. So untersuchten z. B. SON et al. [173] rechteckige Stützen ($20 \times 30 \times 160 \text{ cm}^3$) mit 30 oder 50 mm großen Öffnungen im Stützenkopfbereich. Dabei wurde die Position einer Öffnung und die Anordnung zweier Öffnungen variiert und deren Auswirkung auf die Festigkeit im Druckversuch getestet. Abbildung 2.30 zeigt rechts den Versuchsaufbau und die getesteten Lochpositionen und Anordnungen, sowie die Testergebnisse, bei welchen die erzielte Last auf die mittlere Betonfestigkeit von $20,2 \text{ N/mm}^2$ bezogen wurde. Die prozentualen Angaben beziehen sich stets auf den Mittelwert der ungestörten Stützen. Die Großzahl der getesteten Konfigurationen wiesen Abminderungen der Druckfestigkeit von 9 bis 21 % im Vergleich zur ungestörten Referenzstütze auf. Bei der Konfiguration mit zwei nebeneinander angeordneten Löchern konnten jedoch Reduktionen bis zu 46 % der Festigkeit beobachtet werden. Die Abminderungen sind laut Autoren auf den Verlust von Querschnittsfläche zurückzuführen. Dabei konnte ein proportionaler Zusammenhang festgestellt werden.

Abb. 2.30: Auflistung der Versuchsergebnisse von Versuchen an Stützen mit Löchern im Kopfbereich, nach SON [173]

THIELE [179] untersuchte die Querkrafttragfähigkeit von Installationsdecken. Die Decken hatten dabei keine Querkraftbewehrung und wurden mit kreisförmigen oder rechteckigen Öffnungen perforiert. Alle untersuchten Plattenstreifen mit Öffnungen versagten auf Querkraft, was laut Autorin auf die Umlenkungen der Druckstreben zurückzuführen ist. Auf Basis der Versuchsergebnisse schlägt THIELE folgende Abminderungsfaktoren k_L der Querkrafttragfähigkeit nach EC2 [4] je nach Form der Öffnung vor:

- kreisförmige Öffnung, im Zugbereich mit $0,2 \leq d_0/d \leq 0,5$

$$k_L = 1,0 - \frac{d_0}{d} \quad (2.2)$$

mit d als statische Nutzhöhe und d_0 als Lochdurchmesser

- kreisförmige Öffnung, im Druckbereich mit $0,2 \leq d_0/d \leq 0,5$

$$k_L = 1,1 - \frac{d_0}{d} \quad (2.3)$$

mit d als statische Nutzhöhe und d_0 als Lochdurchmesser

- rechteckige Öffnung, im Druckbereich mit $b_0/d_0 < 5$ und $0,2 \leq d_0/d \leq 0,5$

$$k_L = 0,95 - \frac{d_0}{d} - \left(\frac{d_0}{d} - 0,03 \right) \times \ln(b_0/d_0) \quad (2.4)$$

mit d als statische Nutzhöhe, d_0 als Öffnungshöhe und b_0 als Öffnungslänge.

Eine grafische Gegenüberstellung der Fälle ist in THIELE [179] oder auch BOCHMANN et al. [26] zu finden. Die Tragfähigkeit kann nach ALBRECHT/SCHNELL [12] mittels optimierter Bewehrungsanordnung verbessert werden.

Des Weiteren führten ALBRECHT et al. [11] Belastungsversuche an Decken mit integrierten Hohlkörpern durch und konnten Tragfähigkeitsreduktionen von 31 % für kleine Hohlkörper (100 mm hoch bei 20 cm starker Decke) und 50 % für größere Hohlkörper (220 mm hoch bei 35 cm starker Decke) feststellen. Dabei war auch hier die Querkrafttragfähigkeit maßgebend. Die Unterschiede kommen aus den unterschiedlichen Stärken der Druckzonen zustande.

2.3.6 Gerissener Stahlbeton - zweiaxiale Belastung

Befindet sich Stahlbeton in einem gerissenen Zustand, hat dies einen signifikanten Einfluss auf seine Drucktragfähigkeit, da die Risse eine Störung im Betongefüge bedeuten. Risse können in diesem Zusammenhang weitestgehend als ungerichtete Öffnungen angesehen werden. Verschiedenste Studien, wie BELARBI/HSU [20], BHIDE/COLLINS [22], FEHLING et al. [62], KOLLEGER/MEHLHORN [100], SCHLAICH/SCHÄFER [163] oder VECCHIO/COLLINS [189],[190], untersuchten in der Vergangenheit diesen Aspekt, indem sie Stahlbetonprobekörper einer Querkugbelastung aussetzten und gleichzeitig dazu einer Druckkraft.

Abb. 2.31: Gegenüberstellung verschiedener Modelle zur Festigkeitsabminderung von Stahlbeton im gerissenen Zustand bzw. bei Druck-Zug-Belastung

FEHLING et al. [62] merkten an, dass die europäische und nordamerikanische Normung sich aufgrund verschiedener Versuchsergebnisse bei der Definition von Abminderungsfaktoren stark unterscheiden. Aus diesem Grund tragen sie relevante Versuchsergebnisse bzw. daraus ermittelte Modelle für die Reduktion der Druckfestigkeit zusammen und vergleichen diese mit ihren eigenen Ergebnissen, siehe Abbildung 2.31. Die dargestellten Versuchsaufbauten sowie das Lastregime unterscheiden sich stark voneinander. So wurden bei den Versuchen von BELARBI/HSU [20] und FEHLING et al. [62] zuerst eine definierte Stahlspannung angefahren und anschließend die Druckbelastung bis zum Bruch gesteigert. Dahingegen belastete SCHLAICH/SCHÄFER [163], aber auch teilweise BELARBI/HSU [20], die Versuchskörper mit einer gleichzeitig und proportional gefahrenen Druck- und Zugbelastung. BHITE/COLLINS [22] wiederum gingen einen ganz anderen Weg, in dem sie die Stahlbetonprobekörper puren Schubkräften aussetzten. Aufgrund der verschiedensten Versuchsstände und der Versuchsdurchführung ist eine Vergleichbarkeit der einzelnen Studien nicht gegeben, siehe auch [62]. Aus diesem Grund stellt Abbildung 2.31 lediglich die von den einzelnen Autoren vorgeschlagenen Modelle zur Abminderung der Druckfestigkeit dar. Dabei wird der Quotient aus experimentell ermittelter Bruchlast f_{exp} und der Standardzylinder-Druckfestigkeit $f_{c,\text{Zylinder}}$ (Durchmesser 150 mm, Höhe 300 mm) auf die Stahldehnung ϵ_s bezogen. SCHLAICH/SCHÄFER [163] untersuchten lediglich geringe Stahldehnungen bis 6 ‰ und schlugen dafür einen konstanten Abminderungsfaktor von 0,8 vor. Bei den anderen Modellen ist die verminderte Druckfestigkeit von der Stahldehnung abhängig, dabei unterscheiden sich die Modelle sehr stark, vor allem im Bereich $\epsilon_s > 6$ ‰. Bei ihrer Auswertung stellten FEHLING et al. [62] fest, dass die Modelle von BELARBI/HSU [20] und BHITE/COLLINS [22] die Druckfestigkeit bei größeren Stahldehnungen unterschätzen, da der Versuchsaufbau und das Lastregime nicht den realistischen Spannungszustand im Bauteil abbilden. FEHLING et al. selbst schlagen vor, den Abminderungsfaktor bei Stahldehnungen bis 2 ‰ zu 0,75 und bei Stahldehnungen größer als 6 ‰ zu 0,5 zu wählen und dazwischen linear zu interpolieren. EC2 [4] (bzw. der zugehörige Nationale Anhang) basiert auf einigen dieser Untersuchungen und legt für die Bemessung von gerissenen Druckstreben folgende Werte fest. Bei einem gerissenen Zustand parallel zur Druckbelastung liegt der Abminderungsfaktor der zulässigen Betondruckspannung bei 0,75 des Bemessungswertes der Festigkeit des Betons. Kreuzen die Risse die Druckstrebe, so definiert EC2 einen mindernden Faktor von 0,6. Eine weitere Abstufung wird bei stark gerissenen Querschnitten unter Querkraft- und Torsionsbelastung vorgenommen, für welche der Faktor 0,525 beträgt. Die angegebenen Faktoren gelten für Betonfestigkeitsklassen kleiner C55/67. Sind höhere Festigkeitsklassen von Bedeutung, kommt ein weiterer Multiplikator aus Gleichung 2.5 zum Einsatz. Ähnliche Überlegungen sind auch im MC 90 [1] bzw. MC 2010 [7] festgehalten.

$$\nu' = 1,1 - \frac{f_{ck}}{500} \quad (2.5)$$

2.4 Vergleichsmodell - Anisotropes Gestein unter Druckbeanspruchung

Einzelne oder ungerichtete Störungen des Betongefüges, wie durch Bewehrungsstahl, Hüllrohre, Öffnungen, Zuschläge oder Kunststofffasern, sind bereits Bestandteil vieler Untersuchungen gewesen, siehe Kapitel 2.3. Zur Abbildung der verschiedenen Phänomene gibt es somit bereits Bemessungsvorschriften oder -empfehlungen. Im Falle von Textilbeton handelt es sich allerdings um flächig ausgebildeten Störebene, denn die textilen Strukturen bestehen aus engmaschigen Rovings. Je nach Anordnung und Anzahl der Gelege entstehen Störebene im Beton, welche das Tragverhalten des Verbundwerkstoffes beeinflussen, siehe hierzu auch F. JESSE et al. [93]. Im Bereich des Stahlbetons ist dem Autor kein passendes Modell bekannt, welches die Festigkeit bzw. das Tragverhalten von Textilbeton, mit seinen gerichteten Störe-

Abb. 2.32: Klassifizierung der Anisotropie von Gesteinen, nach [149]

benen, abbilden kann. Allerdings können vergleichbare Strukturen in der Geologie gefunden werden, denn natürliche Gesteine besitzen zum Großteil Klüftungen, welche ebenfalls flächige und gerichtete Störebene darstellen. Diese Arten von Gesteinen wurden in der Vergangenheit umfassend untersucht, siehe z. B. [94], [200], [129], [134], [180], [80] und viele mehr, und verschiedenste Modelle zur Beurteilung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit der Orientierung der Störebene formuliert. Auf Grund der ähnlichen Charakteristik beider Materialien ist es unter Umständen möglich, ein für Gesteine geltendes Modell auf das Tragverhalten von Textilbeton anzuwenden.

Bei Gesteinen treten nach RAMAMURTHY [149] verschiedene Typen von Anisotropie auf, siehe hierzu Abbildung 2.32. Es existieren ebene Klüftungen, welche den U-Typ ausprägen oder bei mehreren kreuzenden Klüftungen auch einen wellenförmigen Typ aufweisen. Der U-Typ ist von zwei Versagen geprägt. Zum einen ein Versagen durch Abgleiten der Schichten und zum anderen ein nicht gleitendes Versagen. Zusätzlich werden noch Gesteine mit Schichtung unterschieden, welche einen Schulter-Typ ausbilden. Dabei ist die bestimmbare Festigkeit stets von dem Winkel β der Klüftung oder Schichtung im Vergleich zur Lastachse abhängig.

Im Folgenden sollen einzelne Modelle für anisotrope Gesteine dargestellt werden. Dabei werden die Modelle in U- und Schulter-Typ eingeteilt. Zur Veranschaulichung der Qualität der einzelnen Modelle werden diese mit experimentellen Gesteinswerten gegenübergestellt. Um auch die Vergleichbarkeit unter den Modellen bzw. deren Gegenüberstellungen mit den Versuchsdaten zu gewährleisten, wird je Typ der Anisotropie lediglich ein Gestein herangezogen. So werden die Modelle des U-Typs ausschließlich mit einem Schiefer aus Austin, nach MCLAMORE/GRAY [122] (Daten aus [170]), verglichen. Hingegen wird für den Vergleich der Schulter-Typ-Modelle ein Schiefer namens „Green river“, ebenfalls aus der Studie von MCLAMORE/GRAY [122] (Daten aus [170]), herangezogen. Die herangezogenen Gesteine wurden stets in einer Triaxial-Zelle getestet, womit die Festigkeitswerte vom Zellendruck bzw. von der horizontal eingetragenen Spannung σ_3 abhängen.

2.4.1 Schulter-Typ Gesteinsmodelle

RAMAMURTHY/ARORA [150]

Das Modell von RAMAMURTHY/ARORA hat zum Ziel, die drei signifikanten Parameter für geschichtete Gesteine als Eingangsgrößen zu nutzen. Die Parameter setzen sich aus der Anzahl der Schichtungen je Meter, der Orientierung der Schichtung und der Festigkeit entlang der kritischen Schicht zusammen. Diese drei Parameter wurden mittels der Gleichung 2.7 zusammengeführt, wobei diese lediglich für eine horizontale Spannung σ_3 gilt. Die Variable J_f beschreibt die Anzahl der Gesteinsschichtungen je Meter. Der Faktor n , definiert durch Gleichung 2.8, beschreibt die Orientierung der Schichtung und ist somit abhängig vom Winkel β . In Gleichung 2.8 fließen die Festigkeitsreduktion Δf_β bei 90° und beliebigen Winkeln β ein, dabei wird die Vorhersage umso genauer, je mehr Stützstellen bzw. Winkel in die Berechnung einfließen. Womit auch die Anzahl der benötigten Versuche von der gewünschten Genauigkeit abhängt. Der Faktor r repräsentiert die Festigkeit der Schichtung und muss über Schertests bestimmt werden. Des Weiteren geben RAMAMURTHY/ARORA für ausgewählte Gesteine Werte für r an.

$$f_G = e^{-0,008 J_f} \quad (2.6)$$

$$J_f = \frac{J_n}{n \times r} \quad (2.7)$$

$$n = \frac{\log \Delta f_{90}}{\log \Delta f_\beta} \quad (2.8)$$

Abb. 2.33: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach RAMAMURTHY/ARORA et al. [150]

Wie in Abbildung 2.33 dargestellt, können mittels der vorgestellten Gleichungen Berechnungen zu auftretenden Festigkeiten bei verschiedenen Querdrücken σ_3 getroffen werden. Bei genügend Stützstellen für die Bestimmung von n können sehr gute Approximationen erlangt werden, vergleiche Abbildung 2.33. Dieses Modell kann ebenfalls auf Gesteine mit einer U-Typ-Verlauf angewandt werden, indem die Werte von n angepasst werden.

JAEGER [94], [89]

Das Modell von JAEGER war eines der ersten Modelle zur Approximation der Festigkeit von geschichteten Gesteinen. Das Modell hängt vom Winkel β , dem horizontalen Druck σ_3 und den Materialparametern Kohäsion c , dem Reibungswinkel ϕ , dem Reibungskoeffizienten μ_t und der einaxialen Festigkeit des intakten Gesteins f_{G1} ab. Zur Bestimmung der Materialkennwerte sind verschiedene einaxiale und dreiaxiale Versuche nötig. Der Parameter β_0 wird dabei über Gleichung 2.11 bestimmt. Das Modell ist an ein klassisches Schulter-Typ Modell mit einer Unstetigkeit bei den Schnittpunkten von Gleichung 2.9 und 2.10, siehe hierzu Abbildung 2.34. Diese Unstetigkeit stellt den Übergang zwischen gleitenden und nicht gleitenden Versagen dar.

2.4 Vergleichsmodell - Anisotropes Gestein unter Druckbeanspruchung

$$f_G = \sigma_3 + \frac{2(c + \sigma_3 \tan \phi)}{(1 - \tan \phi \tan \beta) \sin(2\beta)} \quad (2.9)$$

$$f_G = f_{G1} + \sigma_3 \tan^2 \beta_0 \quad (2.10)$$

$$\tan(2\beta_0) = \frac{-1}{\tan \phi} = \frac{-1}{\mu_t} \quad (2.11)$$

Die Übereinstimmung des Modells mit den experimentell ermittelten Daten ist bei geringeren σ_3 Drücken besser als bei größeren. Das Modell wurde von vielen Forschern aufgegriffen und abgewandelt, siehe z. B. HOEK [81] oder TIEN/KUO [180].

Abb. 2.34: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach JAEGER et al. [94]

SHEOREY [170]

SHEOREY schlägt ein ausschließlich empirisches Modell vor, welches die Variablen A , B und C enthält. Das Modell ist mit Gleichung 2.12 definiert. Diese Werte müssen mittels experimenteller Untersuchungen bei bestimmten Winkeln β bestimmt werden, um Vorhersagen für andere Winkel treffen zu können. Dabei müssen die Variablen für jeden horizontalen Druck σ_3 neu ermittelt werden. Bei genügend genauer Bestimmung von A , B und C können gute Übereinstimmungen mit den experimentellen Werten erreicht werden, vergleiche hierzu Abbildung 2.35. Bei mehreren Schichtungsebenen im Gestein ist eine Superpositionierung der einzelnen Bruchkurven in Abhängigkeit vom Winkel β möglich, siehe hierzu [170].

$$f_G = A - B e^{-C(\beta-30)^2} \quad (2.12)$$

Abb. 2.35: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach SHEOREY et al. [170]

TIEN/KUO [180]

Das Modell von TIEN/KUO greift für das Versagen auf Abgleiten der Schichten auf das Modell von JAEGER [94] zurück, vergleiche Gleichung 2.9 und 2.17. Für das nicht gleitende Versagen hinge-

gen schlagen die beiden Autoren einen anderen Ansatz vor, vergleiche Gleichung 2.13. Diese Gleichung hängt unter anderen von den Werten $S_{1,90^\circ}$ und $S_{1,0^\circ}$ ab, welche nach dem HOEK-Kriterium [81] definiert werden, vergleiche Gleichung 2.16. Die in der Gleichung vorkommenden Parameter $m_{1(0^\circ)}$ und $m_{1(90^\circ)}$ sind ebenfalls über das HOEK-Kriterium definiert, vergleiche u. a. Abschnitt 2.4.2. Des Weiteren wurden die Parameter n als Maß der Anisotropie und k als Festigkeits-Parameter definiert. Der Wert k kann mittels Gleichung 2.14 bestimmt werden und hängt somit von den Parametern definiert von HOEK ab. Insgesamt fließen in das Modell von TIEN/KUO somit sieben verschiedene Parameter ein, womit mindestens sieben experimentelle Datenpunkte zum Lösen der Gleichungen vorliegen müssen. Die Materialkennwerte können mittels Triaxialtests bei vier verschiedenen Winkeln β und einaxialen Versuchen bei 0° und 90° ermittelt werden. Daraus ergeben sich dann die Parameter Kohäsion c und Reibungswinkel ϕ für Gleichung 2.17 und die HOEK-Parameter für Gleichung 2.15 und 2.16. Weitere Triaxial-Tests werden nötig zur Bestimmung von n .

$$\frac{f_G}{S_{1,90^\circ}} = \frac{k}{\cos^4 \beta + k \sin^4 \beta + 2n \sin^2 \beta \sin^2 \beta} \quad (2.13)$$

$$k = \frac{S_{1,0^\circ}}{S_{1,90^\circ}} \quad (2.14)$$

$$S_{1,0^\circ} = \left(m_{1(0^\circ)} \sigma_3 f_{G,1,0^\circ} + f_{G,1,0^\circ}^2 \right)^{0,5} \quad (2.15)$$

$$S_{1,90^\circ} = \left(m_{1(90^\circ)} \sigma_3 f_{G,1,90^\circ} + f_{G,1,90^\circ}^2 \right)^{0,5} \quad (2.16)$$

$$f_G = \sigma_3 + \frac{2(c + \sigma_3 \tan \phi)}{(1 - \tan \phi \tan \beta) \sin 2\beta} \quad (2.17)$$

Das Modell ist für ein Beispielgestein in Abbildung 2.36 dargestellt. Es ist eine gute Übereinstimmung der experimentellen und rechnerischen Daten zu erkennen. Insgesamt ist dieses Modell mit sieben Parametern sehr aufwendig in der Handhabung.

Abb. 2.36: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach TIEN/KUO [180]

2.4.2 U-Typ Gesteinsmodelle

HOEK [81]

Das Modell für anisotropes Gestein von HOEK ist eine Abwandlung von der von JAEGER [89] formulierten Rechenvorschrift. Das Modell ist eigentlich ebenfalls ein Schulter-Modell, jedoch wird es in HOEK [81] mit dem „Green river“ Gestein aus [122] verglichen und wird somit an dieser Stelle in die Kategorie der U-Typen eingeordnet.

HOEK übernimmt mit Gleichung 2.18 die Formulierung von JAEGER, welche die Druckfestigkeit des Gesteins f_G bei verschiedenen horizontalen Drücken σ_3 approximiert, allerdings nur im Bereich von ca. 25° um den Reibungswinkel ϕ . Für die Bereiche nahe von 0° und 90° entwickelt

2.4 Vergleichsmodell - Anisotropes Gestein unter Druckbeanspruchung

HOEK ein neues nichtlineares Bruchkriterium, vergleiche hierzu Gleichung 2.19. Als Eingangsparameter sind zum einen der Reibungswinkel ϕ und die Kohäsion c zu erwähnen. Des Weiteren muss die einaxiale Festigkeit $f_{G,1}$ des intakten Gesteinsmaterials bekannt sein. Zusätzlich enthält die Gleichung 2.19 zwei weitere Parameter s und m , wobei s in einer Spanne von 0 für geklüftetes Gestein und 1 für intaktes Gestein liegen kann und m zwischen 0,001 für stark geklüftetes und 25 für intaktes Gestein liegt. HOEK [81] gibt in einer Tabelle Werte für s und m für übliche Gesteine an. Zusätzlich beschreibt er für verschiedene Arten von Gesteinen Wege zur Berechnung bzw. Approximation der zwei Parameter. In RAMAMURTHY/ARORA [150] wird weiterhin beschrieben, dass die zwei Parameter ebenfalls über das „rock mass classification system“ nach BIENIAWSKI [24] und dem „rock quality index“ nach BARTON et al. [17] bestimmt werden können.

$$f_G = \sigma_3 + \frac{2(c + \sigma_3 \tan \phi)}{(1 - \tan \phi \tan \beta) \sin 2\beta} \quad (2.18)$$

$$\text{mit } \phi - 25^\circ \leq \beta \leq \phi + 25^\circ$$

$$f_G = \sigma_3 + (mf_{G,1}\sigma_3 + sf_{G,1}^2)^{0,5} \quad (2.19)$$

$$\text{mit } \beta \leq \phi - 25^\circ \text{ und } \beta \geq \phi + 25^\circ$$

Abb. 2.37: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach HOEK [81]

Wie in Abbildung 2.37 erkennbar ist, wird die Bruchkurve aus der Schnittmenge von Gleichung 2.18 und 2.19 gebildet. Die Übereinstimmung zu dem U-Typ-Gestein ist im Bereich des Reibungswinkels als sehr gut zu bewerten. Im Bereich nahe von 0° kommt es meist zum Unterschätzen der Festigkeiten, wohingegen die Festigkeiten bei 90° sehr gut mit den experimentellen Daten übereinstimmen.

CAZACU et al. [46]

Das von CAZACU et al. entwickelte Bruchkriterium gilt für transversal isotrope Materialien im dreiaxialen Spannungszustand, siehe Gleichungen 2.20 bis 2.23. An dieser Stelle wird ein vereinfachtes Modell vorgestellt, bei welchem neben der axialen Druckspannung lediglich eine konstante horizontale Spannung σ_3 eingetragen wird. Das Modell gibt den Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit f_G bei einer gewählten horizontalen Spannung und dem Schichtungswinkel β an. Eingangsparameter für dieses Modell sind neben der Kohäsion c , die horizontale Spannung σ_3 und vier einaxiale Festigkeiten in Richtung der Schichtungsebene s_1 - s_2 , vergleiche Abbildung 2.32. Dabei sind X_C und X_T die einaxiale Druck- und Zugfestigkeit des Gesteins in Richtung s_1 und die Werte Y_C und Y_T die einaxiale Druck- und Zugfestigkeit in Richtung s_2 .

$$0 = H_1 f_G^2 + H_2 f_G + H_3 \quad (2.20)$$

$$H_1 = \left(\frac{2u}{X_C} + \frac{v}{Y_C} + 3c^2 \right) (\cos \beta)^4 + \left(-\frac{u}{X_C} - 2\frac{v}{Y_C} - 3c^2 \right) (\cos \beta)^2 + \frac{v}{Y_C} \quad (2.21)$$

$$H_2 = \left[\left(\frac{-4u}{X_C} - 2\frac{v}{Y_C} + 6c^2 \right) (\cos \beta)^4 + \left(2\frac{u}{X_C} + 4\frac{v}{Y_C} - 6c^2 \right) (\cos \beta)^2 + \frac{2v}{Y_C} \right] \sigma_3 + \left(\frac{1}{X_C} - \frac{2}{Y_C} - u + v \right) (\cos \beta)^2 + \frac{1}{Y_C} - v \quad (2.22)$$

$$H_3 = \left[\left(\frac{2u}{X_C} + \frac{v}{Y_C} - 3c^2 \right) (\cos \beta)^4 + \left(-\frac{u}{X_C} + \frac{2v}{Y_C} + 3c^2 \right) (\cos \beta)^2 + \frac{v}{Y_C} \right] \sigma_3^2 + \left[\frac{1}{X_C} - u - \left(\frac{1}{X_C} - u - \frac{1}{Y_C} + v \right) (\cos \beta)^2 + \frac{1}{Y_C} - v \right] \sigma_3 - 1 \quad (2.23)$$

$$\text{mit: } u = \frac{1}{X_T}; v = \frac{1}{Y_T}$$

Abb. 2.38: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach CAZACU et al. [46]

Das Modell zeigt eine recht gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Gesteinsfestigkeiten bei verschiedenen horizontalen Drücken, vergleiche Abbildung 2.38. Ist im Allgemeinen allerdings sehr komplex und erfordert sehr viele Eingangsparameter, welche durch eine Vielzahl von Prüfungen ermittelt werden müssen. Die Bestimmung der einaxialen Festigkeiten in Zug- und Druckrichtung in beide Schichtrichtungen ist erforderlich, sowie Schertests. Für normale einaxiale Versuche ohne eine horizontale Spannung kann das Modell stark vereinfacht werden indem $\sigma_3 = 0$ gesetzt wird.

Nova et al. [134]

Das Modell von Nova ermöglicht es, die Festigkeit von transversal isotropen Gesteinen in Abhängigkeit von der Ausrichtung der Schichtungen analytisch zu approximieren. Das Modell benötigt vier Materialparameter als Eingangsgrößen. Dies sind die Kohäsion c , der Reibungswinkel $2\mu_t$ und die einaxialen Festigkeiten bei einem Schichtwinkel von $\beta = 0^\circ$ und 90° , womit einige mehraxiale und einaxiale Druckversuche benötigt werden. Jedoch sind keine Zugversuche erforderlich. Das Modell wird durch die Gleichungen 2.24 bis 2.29 beschrieben.

2.4 Vergleichsmodell - Anisotropes Gestein unter Druckbeanspruchung

$$\frac{f_G - \sigma_3}{2} = \left[\left((a \cos^2 \beta + \sin^2 \beta) c + (\sigma_r b \cos^2 \beta + \sigma_t \sin^2 \beta + \tau_{tr} \sin(2\beta)) 2\mu_t \right) \right. \quad (2.24)$$

$$\times \left[(\cos^2 \beta + a \sin^2 \beta) c + (\sigma_r b \sin^2 \beta + \sigma_t \cos^2 \beta - \tau_{tr} \sin(2\beta)) 2\mu_t \right]^{0,5}$$

$$- \sin(2\beta) \left[2\mu_t \sigma_r \frac{b-1}{2} + \frac{c(a-1)}{2} \right]$$

$$\sigma_r = f_G \cos^2 \beta + \sigma_3 \sin^2 \beta \quad (2.25)$$

$$\sigma_t = f_G \sin^2 \beta + \sigma_3 \cos^2 \beta \quad (2.26)$$

$$\tau_{tr} = \frac{f_G - \sigma_3}{2} \sin(2\beta) \quad (2.27)$$

$$a = \frac{f_{90}^2}{4c_t(c_t + 2\mu_t f_{90})} \quad (2.28)$$

$$b = \frac{\frac{f_0}{4c_t} - \frac{f_{90}}{4(c_t + 2\mu_t f_{90})}}{2\mu_t f_0} \quad (2.29)$$

Abb. 2.39: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach NOVA [134]

Die Abbildung 2.39 zeigt eine gute Übereinstimmung von Modell und Experiment, außer bei $\beta = 0^\circ$ oder 90° sind Abweichungen feststellbar. Die Kalibrierung des Modells benötigt keine aufwendigen Zugversuche, was als Vorteil zu erwähnen ist.

RAMAMURTHY [149]

Das Modell von RAMAMURTHY und NASSERI et al. [129] zeichnet sich dadurch aus, dass man lediglich zwei Triaxial-Versuche bei $\beta = 90^\circ$ und einaxiale Druckversuche bei drei beliebigen Schichtorientierungen benötigt. Die daraus ermittelten Festigkeiten dienen dann dazu, die Eingangsparameter der Gleichung 2.30 zu ermitteln. Der Wert f_{cj} beschreibt die Festigkeit bei einer beliebigen Schichtorientierung und die Faktoren a und B sind aus den gegebenen Gleichungen 2.31, 2.32 und den genannten experimentellen Ergebnissen bestimmbar.

$$\frac{f_G - \sigma_3}{\sigma_3} = B_j (f_{cj} - \sigma_3)^{a_j} \quad (2.30)$$

$$\frac{a_j}{a_{90}} = \left(\frac{f_{cj}}{f_{90}} \right)^{1-a_{90}} \quad (2.31)$$

$$\frac{B_j}{B_{90}} = \left(\frac{a_{90}}{a_j} \right)^{0,5} \quad (2.32)$$

Auch das Modell von RAMAMURTHY und NASSERI et al. [129] zeigt gute Übereinstimmungen mit den experimentellen Werten eines U-Typ Gesteins, siehe Abbildung 2.40. Des Weiteren kann es auch zur Vorhersage der Festigkeiten von leicht schulterförmigem Gesteinsverhalten (Schiefer aus Austin) genutzt werden, vergleiche Abbildung 2.41.

Abb. 2.40: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach NASSERI et al. [129]

Abb. 2.41: Analytisches Modell für geklüftete Gesteine nach RAMAMURTHY et al. [149]

Für den Fall, dass kein horizontaler Druck anliegt, schlagen NASSERI et al. [129] in Anlehnung an RAMAMURTHY [149] ein abweichendes und vor allem vereinfachtes Modell vor, welches in Gleichung 2.33 formuliert ist. Das Modell beinhaltet zwei Konstanten H und O und den Wert $\beta_{\min}$, welcher den Winkel β mit der geringsten Gesteinsfestigkeit definiert. Nach NASSERI et al. sind 30° eine gute Annahme für $\beta_{\min}$. Zur Bestimmung der Konstanten sind mindestens drei einaxiale Druckversuche bei verschiedenen Winkeln β notwendig.

$$f_G = H - O \cos(2(\beta_{\min} - \beta)) \quad (2.33)$$

2.5 Zusammenfassung

Für die Untersuchung von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung gilt es in erster Linie, einen geeigneten Versuchsstand zu entwickeln. Hierfür bietet die dargestellte Literaturrecherche eine geeignete Grundlage, da eine kritische Auseinandersetzung mit möglichen Einflussgrößen resultierend aus dem Versuchsstand auf die Versuchsergebnisse unternommen wurde. So konnten die Einflüsse der Größe der Probekörper und deren Form, sowie damit verbunden Abweichungen von der Geometrie (Toleranzen), wie Planparallelität oder Rauheit, herausgestellt werden. Zusätzlich wurden die Vor- und Nachteile verschiedener Belastungssysteme und deren Einfluss auf den Spannungszustand in den Proben diskutiert. Die Aufstellung stellt eine entsprechende Entscheidungsvorlage für den zu entwickelnden Versuchsstand dar.

Anschließend wurde der innovative Verbundwerkstoff Textil- bzw. Carbonbeton in seinen Grundzügen beschrieben und dessen Tragverhalten näher beleuchtet. Neben der Beschreibung der einzelnen Bestandteile stand das Tragverhalten in Zugrichtung und das Verbundverhalten zwischen Betonmatrix und Bewehrung im Vordergrund, um einen Überblick über das grundsätzliche Verhalten des Werkstoffes geben zu können. Ferner hat das Literaturstudium im Zusammenhang mit Textilbeton ergeben, dass es bis zum jetzigen Zeitpunkt annähernd keine systematischen Untersuchungen zum Thema Textilbeton unter Druckbeanspruchungen gab. Es wurde ausschließlich in anderen Forschungsbereichen, wie bei der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von textilbewehrten Balken oder der Studie von verstärkten Stützen mit Textilbeton, festgestellt, dass Reduktionen der Festigkeiten von Betonen mit eingelegten Textilien, welche auf Druck belasteten sind, festgestellt werden können. Dieser Zusammenhang wurde demnach für die einzelnen Problemstellungen separat durch Abminderungsfaktoren berücksichtigt. Erste systematische Untersuchungen wurden auf Basis dieser einzelnen Erkenntnisse an der BTU Cottbus [93] durchgeführt. Diese Studie begrenzte sich jedoch auf einen Beton und zwei unterschiedliche flexibel getränkte Textilien, wodurch die gewonnen Erkenntnisse nur eine begrenzte allgemeine Aussagekraft aufweisen.

Aufgrund des aktuell sehr geringen Kenntnisstandes über das Drucktragverhalten von Textilbeton wurde im Rahmen der hier vorliegenden Literaturrecherche der Blick auf den Beton an sich und Beton mit verschiedenster Heterogenität und deren Auswirkungen auf das Drucktragverhalten gerichtet. So wurde zunächst das Drucktragverhalten von Beton im Allgemeinen beschrieben und auf die Auswirkungen der verschiedenen Zuschläge von Normal- oder Leichtbeton eingegangen. Im Speziellen wurden die verschiedenen Spannungszustände im Beton bei verschiedenen steifen Zuschlägen bis hin zu Öffnungen beschrieben. Darauf aufbauend wurden Faserbetone mit Stahl-, Glas- oder Kunststofffasern diskutiert. An dieser Stelle konnte festgestellt werden, dass die Kunststofffasern, welche im Vergleich zu Beton weicher sind, in der Regel eine abmindernde Wirkung auf die Druckfestigkeit besitzen. Gleiches konnte bei Betonen mit Gummi als Kornersatz festgestellt werden. Die Diskussion der ungerichteten Störungen der Fasern und Zuschläge wurde durch die Betrachtung von gerichteten Störungen wie eingelegten Bewehrungsstäben, leeren oder verfüllten Hüllrohren ergänzt. Auch hier war die Erkenntnis, dass diese Störungen in der Regel zu einer Abminderung der Druckfestigkeit führen, da der Spannungszustand im Beton gestört wird und so zusätzliche Querkzugspannungen eingeleitet werden. Zusätzlich wurden noch die Einflüsse von Öffnungen in druckbeanspruchten Bereichen von Bauteilen wie Decken, Balken oder Stützen herausgestellt. Im Zusammenhang mit Stahlbeton stand auch die Diskussion von gerissenen Querschnitten und deren reduzierte Drucktragfähigkeit, da Risse im weitesten Sinne ebenfalls Störungen im Gefüge darstellen.

Die Erkenntnisse aus der Betrachtung des Stands des Wissens zu Beton und Stahlbeton unter Berücksichtigung von ungerichteten und gerichteten Störungen des Betongefüges im Zusammenhang mit Druckbeanspruchung stellten die Notwendigkeit einer systematischen Untersuchung von Textilbeton unter Druckbeanspruchung heraus, da vor allem Öffnungen und weiche Einlagen (im Vergleich zu Beton) einen erheblichen Einfluss auf das Drucktragverhalten von Beton aufweisen. Diese Notwendigkeit der Untersuchung wird von den punktuellen Beobachtungen bei den Studien von Textilbeton im Zusammenhang mit Druckstreben hervorgehoben. Für gerichtete und flächige Störungen bzw. Störebene, wie dies bei textilbewehrten Bauteilen der Fall ist, gibt es auch im Stahlbeton kein Analogiemodell. Somit wurde in diesem Kapitel noch auf verschiedenste Modelle von geklüfteten Gesteinen eingegangen, um ggf. an dieser Stelle ein Modell für die Übertragung auf Textilbeton mit Störebene identifizieren zu können. Ziel wäre es, über die Anpassung eines solchen Modells einen zuverlässigen Rechenansatz für Textil- bzw. Carbonbeton zu finden, welcher es erlaubt, die Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Art und Ausrichtung des Textils beschreiben zu können.

3 Experimentelle Methodik

In diesem Kapitel werden die einaxialen Versuche an Carbonbeton vorgestellt. Diese Versuche wurden im Rahmen des Forschungsprojektes „Experimentelle Untersuchungen des Tragverhaltens von Textilbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung (DFG - JE 486/1-1)“ durchgeführt. Die Ergebnisse und der Versuchsaufbau werden in folgenden Veröffentlichungen [28], [26], [27] von BOCHMANN, CURBACH und F. JESSE besprochen. An dieser Stelle werden die wichtigsten Erkenntnisse aus den unternommenen kleinformigen Versuchen, sowie die verwendeten Materialien und die Versuchstechnik zusammengefasst.

3.1 Materialien

3.1.1 Betone

Für die einaxialen Untersuchungen kamen zwei verschiedene Betone zum Einsatz. Beton 1 ist ein kommerziell verfügbarer Hochleistungsbeton, welcher speziell für den Einsatz von Verstärkungsmaßnahmen (Handlaminier-Verfahren) mit Carbonbeton entwickelt wurde und in die erste Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (AbZ) für Carbonbeton [8] aufgenommen wurde. Die Hauptbestandteile des Feinbetons sind Portlandzement und Quarzsand mit einer stetigen Sieblinie und einem Größtkorn von 1 mm. Die genaue Zusammensetzung ist jedoch auf Grund der kommerziellen Nutzung nicht bekannt. Für weitere Spezifikationen sei auf das Produktdatenblatt [143] verwiesen. Neben der originalen Mischung wurde Beton 1 auch in zwei abgewandelten Formen mit Zugabe von Fließmitteln verwendet, um einen entsprechend gießfähigen Beton zu erhalten, siehe Tab. 3.1. Beton 1a besteht aus der originalen Mischung inklusive Fließmittel, wohingegen bei Beton 1b weniger Wasser verwendet wurde und dementsprechend mehr Fließmittel.

Tab. 3.1: Zusammensetzung Beton 1

Bestandteil	Beton 1		Beton 1a		Beton 1b	
	kg/m ³	M-%	kg/m ³	M-%	kg/m ³	M-%
Fertigmischung nach [143]	1900,0	87,7	1900,0	87,5	1900,0	89,2
Fließmittel	0,0	0,0	5,5	0,3	12,9	0,6
Wasser (W)	266,0	12,3	266,0	12,2	218,5	10,3
W/B-Wert	keine Angabe					

Der zweite Beton wurde an der TU Dresden ebenfalls für den Einsatz mit Carbonbeton entwickelt [164], im Speziellen für die Herstellung im Gießverfahren. Dieser Beton 2 unterscheidet sich von Beton 1 hauptsächlich in der Wahl des Größtkorns und in der Form der Zuschlagskörner. Die genaue Zusammensetzung ist in Tab. 3.2 aufgelistet. Das Größtkorn ist mit 5 mm größer als das von Beton 1 und besteht aus einem gebrochenen Korn, im Gegensatz zum ausschließlich runden Korn in Beton 1.

Tab. 3.2: Zusammensetzung Beton 2

Bestandteil	Beton 2	
	kg/m ³	M-%
Bindemittelkomplex (B)		
- Portlandzement	621,0	25,9
- Hüttensand		
- Kalksteinmehl		
Quarzfeinsand 0,06/0,2 mm	250,0	10,4
Sand 0/2 mm	530,0	22,1
Granit-Splitt 2/5 mm	250,0	34,9
Fließmittel	16,0	0,7
Wasser (W)	140,0	6,04
W/B-Wert	0,22	

Festbetoneigenschaften

Für die verwendeten Betone wurde je Serie die Biegezug- und Druckfestigkeit, nach DIN EN 1015 [2], an Prismen (160 × 40 × 40 mm³) bestimmt. Dabei wurden die Prüfungen jeweils nach 28 Tagen und zum jeweiligen Versuchszeitraum einer Serie durchgeführt. Zusätzlich wurden bei der 28-Tage Prüfung jeweils der statische Elastizitätsmodul (E-Modul), nach DIN 12390-1 [6], an Prismen (160 × 40 × 40 mm³) ermittelt. Die Werte sind in Tab. 3.3 zusammengestellt.

Tab. 3.3: Festbetoneigenschaften der untersuchten Betone (nach 28 d)

		Beton 1	Beton 1a	Beton 1b	Beton 2
Druckfestigkeit f_{cm}	N/mm ²	96,4	101,6	117,2	126,2
Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$	N/mm ²	6,3	7,4	8,5	12,6
E-Modul E_m	N/mm ²	33.500	34.900	37.800	42100

Abb. 3.1: Herleitung einer Funktion zur Festigkeitsentwicklung, nach EC 2 [4]

$$f_c(t) = f_c(28d) \cdot e^{s_1(1 - \sqrt{\frac{28d}{t}})} \quad (3.1)$$

Die Festigkeitsprüfungen nach 28 Tagen und zum Zeitpunkt der Versuche ermöglichen es, die Parameter der allgemeinen Gleichung 3.1 für die Festigkeitsentwicklung nach DIN EN 1992-1-1 [4] für die Betone zu bestimmen. Das Diagramm in Abb. 3.1a stellt die Versuchswerte der

Festigkeiten zu den jeweiligen Zeitpunkten für den Beton 1 dar. Der Parameter s_1 aus Gl. 3.1 konnte für Beton 1 zu 0,18 ermittelt werden. Die Ermittlung erfolgte durch eine iterative Anpassung des Wertes s_1 bis die Summe der kleinsten quadratischen Fehler zwischen zeitlichem Verlauf nach Gl. 3.1 und Versuchsdaten gefunden war. Der Verlauf der zeitlichen Festigkeitsentwicklung ist ebenfalls in Abb. 3.1a eingetragen. Die wenigen Versuchsdaten von Beton 2 (blaue Punkte) sind mit den Daten aus dem Datenblatt [164] (graue Punkte) ergänzt wurden, siehe Abb. 3.1b. Hier konnte der Parameter s_1 zu 0,22 ermittelt werden (siehe Abb. 3.1b).

3.1.2 Textilien

Die verwendeten Textilien decken einen große Palette von unterschiedlichen Garnstärken, Textilgeometrien und Tränkungen ab, siehe Abb. 3.2. Die Auswahl der Textilien wurde auf das Versuchsprogramm angepasst, so dass verschiedenste Parameter untersucht werden konnten und eine Vergleichbarkeit bestimmter Textilien gegeben ist. Die Auswahl der Textilien ist in Tab. 3.4 zusammengefasst.

Tab. 3.4: Zusammenstellung aller verwendeter Textilien bzw. Bewehrungen

Nr.	Garnfeinheit		Garnstärke $b \times h$		Maschenweite		Tränkung		$k_{A,eff}$	V_{Tex}
	Kette	Schuss	Kette	Schuss	Kette	Schuss	Art	Anteil		
	tex	tex	mm	mm	mm	mm	-	M-%		
1	800	800	1,75 × 1,00	1,65 × 0,65	7,2	7,2	SBR	18,0	0,54	0,026
2	800	800	1,55 × 1,00	2,00 × 0,65	7,2	14,4	SBR	17,0	0,62	0,015
3	1600	1600	1,65 × 1,65	2,45 × 0,75	10,8	14,4	SBR	35,0	0,65	0,020
4	3300	800	2,85 × 1,65	1,90 × 0,70	10,8	14,4	SBR	14,0	0,60	0,040
5	800	800	1,35 × 1,10	1,35 × 1,10	10,8	18,0	SBR	15,0	0,75	0,012
6	3300	3300	3,15 × 1,65	4,10 × 1,00	10,8	14,4	SBR	16,0	0,51	0,036
7	3450	3300	3,00 × 2,00	4,00 × 1,50	21,0	21,0	SBR	27,7	0,68	0,035
8	3300	3300	4,00 × 1,50	4,50 × 1,00	21,0	21,0	EP	-	0,64	0,028

Abb. 3.2: Auswahl von verwendeten Textilien

Tab. 3.4 listet zunächst die Feinheit und Stärke der Garne eines jeden Textils sortiert nach Schuss- (Schuss) und Kettfaden (Kette) auf, dabei ist die Garnstärke (Breite $b \times$ Höhe h) ein Mittelwert über die Länge des Garns einer Masche. Die Maschenweite aus der Tabelle bezieht sich auf die Achsabstände der Garne zueinander. Bei den Tränkungen kamen zwei verschiedene Systeme zum Einsatz, siehe Tab. 3.4. Zum einen eine steife EP-Tränkung und zum anderen eine flexible SBR-Tränkung. Des Weiteren wurde für jedes Textil der nach R. ORTLEPP [139] definierte wirksame Flächenanteil $k_{A,eff}$ bestimmt, siehe auch Abschnitt 2.2.6. Der Faktor ist nach Abb. 3.3 und Gl. 3.2 zu bestimmen.

Abb. 3.3: Definition des wirksamen Flächenanteils $k_{A,eff}$ nach [139]

$$k_{A,eff} = \frac{A_m}{A} \quad (3.2)$$

Zur Bestimmung der Matrixfläche A_m wurde das von R. ORTLEPP empfohlene Verfahren verwendet. Allerdings wurde zum Scannen kein Durchlicht- sondern ein Auflichtverfahren genutzt. Durch das Nachbearbeiten der Bilder konnten allerdings ebenso genaue Werte bestimmt werden. Der letzte Wert V_{Tex} in Tab. 3.4 ist ein Maß für das Volumen der Textilien pro Flächeneinheit. Diese Werte konnten mit Hilfe der Überlaufmethode bestimmt werden, siehe Abbildung 3.4. Dazu wurde ein Stück Textil mit definierter Fläche, welches vorgesenässt (ca. 10 min) wurde, in ein Überlaufbehältnis getaucht. Das übergelaufene Wasser wird aufgefangen. Das Vornässen des Textils ist nötig, damit sich die vorhandenen Poren mit Wasser vollsaugen können, da ansonsten zu kleine Volumen ermittelt werden. Zusätzlich wurde das Wasser mit Spülmittel versetzt, um die Oberflächenspannung zu vermindern und so ein vollständiges Überlaufen zu ermöglichen. Aus der Masse des übergelaufenen Wassers kann bei Raumtemperatur (ca. 20 °C) direkt über die Dichte des Wassers auf das verdrängte Volumen geschlossen werden. Über die definierte Fläche des Textilstückes ist es nun möglich, das Textilvolumen je Flächeneinheit V_{Tex} zu berechnen. Insgesamt wurden 8 verschiedene Textilien untersucht. Eine ausführliche Aufstellung inklusive Bilder zu allen Textilien ist in Anhang A1 zu finden.

Abb. 3.4: Überlaufmethode zur Ermittlung des flächenbezogenen Textilvolumens V_{Tex}

3.2 Probekörper

3.2.1 Probekörpergeometrie

Die Geometrie der Probekörper (PK) wurde unter Berücksichtigung der Vorarbeiten von F. JESSE, UNGER und DAMBROWSKI [93] und üblicher Bauteilabmessungen von Konstruktionen aus Carbonbeton, vergleiche hierzu F. JESSE/CURBACH [92], ausgewählt. Somit wurden die PK mit den Dimensionen $40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ hergestellt. Entsprechend dem Versuchsprogramm wurden diese PK entweder unbewehrt oder mit Bewehrung mit bestimmten Lagenabständen geprüft, vergleiche hierzu Abbildung 3.5.

Abb. 3.5: Verwendete PK für einaxiale Versuche

3.2.2 Herstellung

Bei der Herstellung der PK muss in drei Fälle unterschieden werden. Fall 1 bildeten die unbewehrten PK, welche schichtweise im Handlaminier-Verfahren hergestellt wurden. Fall 2 umfasst die Herstellung der bewehrten handlaminieren Proben und Fall 3 die gegossenen Carbonbeton-PK. Grundlegend werden alle Proben zuerst in Form einer Feinbetonplatte hergestellt und später aus dieser herausgesägt. Dabei variiert die Größe der Platte bzw. der Schalung je nach Anzahl der benötigten PK einer Parameterkombination.

Abb. 3.6: Herstellung der handlaminieren Platten (bewehrt oder unbewehrt)

Abb. 3.6 zeigt die für Fall 1 und 2 verwendete Schalung. Die Schalung ermöglicht es, Betonplatten bis zu einer Größe von $34 \times 60 \times 6 \text{ cm}^3$ herzustellen. Größere Platten würden einen händischen Transport und eine flexible Weiterverarbeitung wesentlich erschweren. Bei der Herstellung konnten die Betonschichten lagenweise in die Schalung eingebaut werden und mit einer Abziehvorrückung, welche millimetergenau auf die jeweilige Höhe eingestellt wurde, abgezogen werden. Im Fall 1 wurden die Betonschichten mit der vorgegebenen Höhe nacheinander eingebaut, dabei wurde unterschieden, ob mit oder ohne Verzögerung. Bei den Betonagen ohne Verzögerung wurde nach dem Abziehen einer Lage sofort die nächste Lage eingebracht (frisch-in-frisch). Bei den unbewehrten Proben mit Verzögerung wurde nach jeder Lage und dem anschließenden Abziehen 10 min gewartet, bevor die nächste Lage eingebaut wurde. Dies erforderte es, je nach Bedarf den Beton neu zu mischen, da eine Betonage bei einem Lagenabstand von 2 mm bis zu 8 Stunden dauerte. Bei den bewehrten PK (Fall 2) kam ein ähnliches Vorgehen zum Einsatz. Wie in Abb. 3.6 gezeigt, wird zwischen jeder Lage Feinbeton, mit einer definierten Stärke, eine Lage Textil, welches vorher zugeschnitten wurde, platziert und leicht mit einer Abziehkelle eingedrückt. Hier erfolgt der Einbau der Betonschichten nacheinander ohne eine Verzögerung, jedoch ist der Einbau der Textilien als eine unumgängliche Verzögerung anzusehen.

Abb. 3.7: Herstellung der gegossenen Platten (bewehrt)

Für den Fall 3 ist ein komplexeres Schalsystem nötig, da die Textilien vor der Betonage eingebaut und in ihrer Position fixiert werden mussten. Die neu konzeptionierte Schalung ist in Abb. 3.7 (links) abgebildet. Entlang der Längsseite befinden sich im Inneren der Schalung zwei gegenüberliegende Reihen aus Gewindestangen. Auf diese Gewindestangen können je nach Anforderungen gelochte Kunststoffprofile mit 1 oder 2 mm Stärke gelegt werden. Diese dienen als Abstandshalter für die Textillagen. Im Prinzip werden so die Textilgelege mit einem vorgegebenen Lagenabstand gestapelt, indem die Maschen der Gelege über die Gewindestangen positioniert und mit den Kunststoffprofilen auf Abstand gehalten werden. Letztendlich wird auf jeder Seite eine vorgefertigte Holzleiste auf die Gewindestangen geschraubt, damit der Anpressdruck die Textilien fixiert. Der Durchhang der Textilien in der Mitte der Schalung wird ggf. je nach Steifigkeit der Textilien mit runden Stahlprofilen, welche mittig über die Länge eingelegt werden, minimiert. An den freien Enden der Textilien kommt es ebenfalls zu einem Durchhang der Gelege (siehe Abb. 3.7 - Mitte). Diese Stellen werden jedoch beim Heraussägen der PK nicht berücksichtigt und sind deshalb vernachlässigbar. Nach dem Einbau und dem Fixieren der Bewehrung kann der gießfähige Beton eingebracht werden. Dabei wurde darauf geachtet, dass der Beton ausschließlich an den Rändern eingebracht wurde (siehe Abb. 3.7 - rechts), um einen zusätzlichen Durchhang der Textilien durch die Auflast des Frischbetons zu vermeiden. Bei jeder Betonage wurden neben den Platten noch Standard-Prismen für die begleitenden Festigkeitsprüfungen hergestellt. Des Weiteren wurden einmalig zusätzliche Prismen für die unbewehrte Referenzserie hergestellt, welche später zu PK gesägt wurden.

(a) Zuschnitt der PK aus den Platten

(b) Sägeanweisung für PK bei Winkel γ

Abb. 3.8: Zuschnitt der PK aus den hergestellten Platten

Nach der Herstellung wurden die Platten und die Betonprismen nach einem Tag ausgeschalt und bis zum 7. Tag in Wasser gelagert. Anschließend lagerten alle Platten bzw. Proben in der Klimakammer bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte. Nach genügendem Aushärten (mindestens 20 Tage) wurden die Platten zu den würfelförmigen PK weiterverarbeitet, siehe hierzu Abb. 3.8. Dazu wurden Streifen, wie in Abb. 3.8b dargestellt, aus den Platten herausgesägt und nachfolgend weiter zu Würfeln gesägt. Dieser Schritt ermöglichte es, die PK in einem bestimmten

Winkel γ von 0° , 15° , 30° , 45° , 60° , 75° und 90° aus der Platte zu sägen, um den Winkel der Textilebene bzw. Laminierebene zu der Belastungsrichtung variieren zu können. Letztendlich mussten alle Seitenflächen der Betonwürfel mit Hilfe einer Parallelschleifmaschine nachbearbeitet werden, um zum einen die rauen Sägeflächen zu glätten und den Anforderungen an die Planparallelität der Lasteinleitungsflächen zu genügen (siehe Abschnitt 3.3.2).

3.2.3 Qualitätskontrolle

Die Qualitätskontrolle der unbewehrten und bewehrten PK erfolgte auf verschiedenen Ebenen. Zum einen wurde die Planparallelität der Lasteinleitungsflächen der laminiert und gegossen hergestellten PK stichpunktartig geprüft. Zum anderen wurde bei den bewehrten Proben die Ausrichtung der textilen Bewehrungslagen auszugsweise kontrolliert und bewertet. Des Weiteren wurden alle PK vor dem Versuch ausgemessen (Höhe, Breite und Tiefe) und in Augenschein genommen, um Beschädigungen, wie abgeplatzte Ecken oder große Poren, zu erkennen. Kam es dabei zur Feststellung von größeren Beschädigungen wurde der jeweilige Würfel ausgetauscht. Genügend große Reststücke der Platten je Serie macht diese Vorgehensweise möglich.

(a) Verwendeter Messaufbau

(b) Anordnung der Messstellen auf der Lasteinleitungsfläche der PK

Abb. 3.9: Kontrolle der Planparallelität mittels einer Messuhr

Die Prüfung der Planparallelität der Lasteinleitungsflächen erfolgte mittels einer Messuhr, wie sie in Abbildung 3.9a dargestellt ist. Hierzu wurden die geschliffenen Probekörper auf eine Richtplatte (horizontal ausgerichtet) platziert. Die Messuhr wurde auf der gleichen Richtplatte über ein bewegliches Stativ mit Magnetfuß montiert, so dass kein Höhenunterschied bestand. Mit der Messuhr wurden die in Abbildung 3.9b eingetragenen Messpunkte auf der Oberfläche abgefahren. Dabei war zu beachten, dass Poren oder Einschlüsse die Messergebnisse verfälschen könnten, womit ggf. von den Messstellenpositionen abgewichen werden musste. Eine Nullung der Messuhr wurde stets am Messpunkt 1 durchgeführt. Die gemessenen Höhenunterschiede können in Tabelle 3.5 sortiert nach Messstellen und verschiedenen PK aus unterschiedlichen Serien entnommen werden. Die letzten beiden Spalten geben den gemittelten Anstiegswinkel der Messlinien 1 und 2 an. Dafür wurden die Anstiege der einzelnen Punkte der Messlinien, welche sich aus dem Höhenunterschied und dem Abstand zur Messstelle 1 bzw. 6 zusammensetzt, gemittelt und über diesen der Winkel bestimmt. Es ist festzustellen, dass die Höhenunterschiede sehr gering sind und somit eine hohe Ebenheit der Oberflächen erreicht wurde. Die Planparallelität kann anhand der Winkel der Messlinie 1 und 2 beurteilt werden.

Tab. 3.5: Zusammenstellung der Planparallelitäts-Messungen mittels einer Messuhr für verschiedene bewehrte PK

Serie	Messstelle	1	2	3	4	5	6	7	3	8	9	Winkel 1	Winkel 2
	Art	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[°]	[°]
20160607_4_0_0°_B6	lam.	0,000	-0,010	-0,021	-0,036	-0,005	+0,013	-0,014	-0,021	-0,013	-0,007	0,015	0,016
20160607_4_0_90°_B6	lam.	0,000	-0,039	-0,018	-0,052	-0,055	-0,028	-0,048	-0,018	-0,051	-0,034	0,050	0,006
20160426_4_0_90°_B5	lam.	0,000	-0,008	-0,008	-0,009	+0,004	+0,003	-0,005	-0,008	+0,003	-0,008	0,003	0,006
20160517_4_0_0°_B3	lam.	0,000	+0,007	+0,008	+0,018	+0,024	+0,028	+0,027	+0,008	+0,006	+0,010	0,024	0,023
20160429_2_0_90°_B5	lam.	0,000	+0,000	+0,023	+0,034	+0,048	+0,044	+0,031	+0,023	+0,019	+0,017	0,053	0,027
20160518_4_0_90°_B4	lam.	0,000	-0,016	-0,049	-0,051	-0,053	-0,036	-0,043	-0,049	-0,032	-0,022	0,057	0,016
20160518_4_0_60°_B4	lam.	0,000	+0,011	+0,001	-0,017	-0,027	+0,041	+0,002	+0,001	-0,026	-0,028	0,033	0,067
20160518_4_0_0°_B4	lam.	0,000	-0,017	-0,009	-0,012	-0,017	-0,023	-0,019	-0,009	-0,015	-0,007	0,012	0,015
20161026_4_0_0°_B5	geg.	0,000	+0,015	+0,011	+0,019	+0,020	+0,010	+0,007	+0,011	+0,008	+0,000	0,018	0,008
20161026_4_0_45°_B5	geg.	0,000	-0,011	-0,041	-0,057	-0,059	-0,088	-0,016	-0,041	-0,025	-0,062	0,066	0,017
20161026_4_0_60°_B5	geg.	0,000	-0,002	+0,001	+0,002	-0,005	-0,043	+0,000	+0,001	+0,007	-0,032	0,002	0,012
20161026_4_0_30°_B5	geg.	0,000	-0,009	-0,021	-0,024	-0,016	-0,061	-0,007	-0,021	-0,036	-0,023	0,019	0,019
20161019_4_0_45°_B1	geg.	0,000	+0,011	+0,031	+0,016	-0,010	+0,024	+0,060	+0,031	+0,011	-0,008	0,006	0,046
20161103_8_0_0°_B1	geg.	0,000	+0,016	+0,035	+0,058	+0,075	+0,080	+0,057	+0,035	+0,011	-0,023	0,078	0,102
20161103_8_0_90°_B1	geg.	0,000	+0,002	-0,009	-0,013	-0,016	-0,026	-0,005	-0,009	-0,011	-0,034	0,019	0,009
20161118_4_0_15°_B5	geg.	0,000	+0,004	+0,007	+0,016	+0,013	-0,013	-0,027	+0,007	+0,005	-0,004	0,015	0,020
20161019_4_0_15°_B1	geg.	0,000	-0,003	-0,008	-0,005	-0,016	-0,035	-0,018	-0,008	+0,002	+0,002	0,014	0,038
20161019_4_0_60°_B1	geg.	0,000	+0,012	+0,012	+0,010	+0,008	-0,038	-0,005	+0,012	+0,017	+0,003	0,006	0,042
20161103_8_0_60°_B1	geg.	0,000	-0,014	-0,025	-0,032	-0,051	-0,053	-0,035	-0,025	-0,042	-0,040	0,049	0,008
20161103_8_0_45°_B1	geg.	0,000	-0,006	+0,009	+0,015	+0,003	-0,018	+0,011	+0,009	+0,015	+0,016	0,011	0,029
20161118_4_0_60°_B5	geg.	0,000	+0,012	+0,009	+0,012	+0,012	-0,017	+0,006	+0,009	+0,008	-0,017	0,010	0,001
20161103_8_0_90°_B1	geg.	0,000	-0,009	-0,007	-0,005	+0,006	-0,011	+0,007	-0,007	-0,001	-0,015	0,006	0,006
20161103_8_0_45°_B1	geg.	0,000	-0,003	-0,006	+0,006	+0,008	-0,002	-0,012	-0,006	+0,004	+0,005	0,010	0,012

*positive Werte Ausschlag der Messuhr nach unten; negative Werte Ausschlag nach oben

Abb. 3.10: Kontrolle der Textilausrichtung an bewehrten PK

Als Grenzwert können zwei Werte für die zulässige Abweichung von der Planparallelität herangezogen werden. Zum einen der von BROCKMANN [37] definierte Grenzwinkel von $0,095^\circ$ (Abgeleitet aus DIN 12390-13 [6]) für kleine PK oder der in Abschnitt 3.3.1 definierte Wert von $0,4^\circ$, welcher in der FE-Simulation als zulässige Schiefheit ermittelt wurde, siehe hierzu Abschnitt 3.3.1. Die ermittelten Winkel aus Tabelle 3.5 überschreiten nur für einen PK (Winkel 2 gleich $0,102^\circ$) den strengen Grenzwert von $0,095^\circ$. Somit kann geschlossen werden, dass die Planparallelität der untersuchten PK qualitativ sehr hochwertig ist. Weiterführend ist der Schleifprozess mittels der genutzten Parallelschleifmaschine als geeignet zu bewerten. Damit kann allen PK unterstellt werden, dass diese die Anforderungen der Planparallelität erreichen, da der Versuchsstand eine Abweichung von bis zu $0,4^\circ$ zulässt, welche bei keiner Stichprobe annähernd erreicht wurde.

Im nächsten Schritt wurden die Ausrichtungen der Textilien in PK geprüft. Hierbei wurde zum einen der Lagenabstand zwischen den Textilebenen und die gegenseitige Ausrichtung der Lagen geprüft. Zur Überprüfung des Lagenabstandes wurden stichpunktartig Proben mit verschiedenen Ausrichtungen der Textilien (Winkel γ) ausgewählt, für welche die Abstände a_i zwischen den fünf innersten Textillagen mit Hilfe eines Messschiebers bestimmt wurden, vergleiche Abbildung 3.10a. Beispielhaft und repräsentativ wurden in Abbildung 3.10b laminierte PK dargestellt, welche die unterschiedlichen Lagenabstände aufzeigen. Die Messwerte sind in Tabelle 3.6 dargestellt. Zusätzlich sind die Mittelwerte und die Standardabweichung für jede Serie eingetragen. Im Großen und Ganzen ist festzustellen, dass die Zielabstände erreicht wurden. Bei lediglich zwei Serien lag die Standardabweichung über 1 mm, wobei an diesen Stellen meist vereinzelte Ausreißer verantwortlich sind. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass für den Prozess des Hand-Laminierens eine gute Qualität betreffend der Lagenabstände erreicht werden konnte. Für die gegossenen Proben ist zu erwähnen, dass ein Trend von leicht erhöhten Lagenabständen erkennbar ist. Die gemessenen Erhöhungen liegen allerdings in einem vertretbaren Rahmen und die Standardabweichungen sind ebenfalls gering. Weiter musste festgestellt werden, dass bei den ersten gegossen hergestellten Platten die Abweichungen der Lagenabstände vom Sollwert hin zur Mitte der Platte zunahm, da ein gewisser Durchhang der eingespannten Textilien existierte. Dies wurde mit Hilfe einer zusätzlichen Unterstützungskonstruktion in der Mitte der Platte bei allen weiteren Betonagen berücksichtigt und so der Durchhang minimiert.

In zweiter Instanz konnte mithilfe der Bilder der Proben die Ausrichtung der Textillagen zueinander ausgewertet werden. In erster Linie sollte dabei festgestellt werden, dass keine unplanmäßigen Versätze zwischen den einzelnen Lagen vorhanden sind. Zur Quantifizierung dieses Sachverhaltes wurde die Standardabweichung der Randabstände r_i für jede Lage und den dazu gehörigen, planmäßig übereinanderliegenden Garnen bestimmt, vergleiche Abbildung 3.10a. Repräsentative Proben, an denen der Verlauf einer imaginären vertikalen Garn-Linie einge-

Tab. 3.6: Zusammenstellung der Untersuchungen zum Lagenabstand verschiedener PK

Serie	Lagen- abstand	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	Mittel- wert	Standard- abweichung	Ausrich- tung η_1
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
laminierte PK									
20160308_2_0_90°_B1	2	2,03	1,89	2,00	2,17	2,19	2,06	0,11	0,39
20160308_2_0_60°_B1	2	2,00	2,20	2,36	2,29	1,98	2,17	0,15	0,39
20160308_2_0_45°_B1	2	1,99	1,90	1,97	2,07	1,93	1,97	0,06	0,39
20160308_4_0_90°_B1	4	6,47	2,80	3,30	4,58	3,84	4,20	1,28	0,35
20160308_4_0_60°_B1	4	4,54	4,04	2,11	4,14	3,77	3,72	0,84	0,35
20160308_4_0_45°_B1	4	3,75	4,04	2,41	3,82	3,27	3,46	0,58	0,35
20160315_8_0_90°_B1	8	7,07	7,20	8,12	7,90	-	7,57	0,45	0,50
20160315_8_0_60°_B1	8	7,80	8,18	3,34	5,21	-	6,13	1,98	0,50
20160315_8_0_45°_B1	8	7,31	8,14	8,60	8,64	6,39	7,82	0,86	0,50
20160426_4_0_90°_B5	4	3,67	2,77	4,28	3,55	4,14	3,68	0,53	0,78
20160426_4_0_60°_B5	4	4,16	3,58	3,95	4,06	3,69	3,89	0,22	0,78
20160426_4_0_45°_B5	4	4,85	4,23	2,69	4,98	3,95	4,14	0,82	0,78
20160429_2_0_90°_B5	2	2,00	2,07	1,75	2,00	2,11	1,99	0,13	0,68
20160429_2_0_60°_B5	2	2,04	2,12	2,40	1,78	1,94	2,06	0,21	0,68
20160429_2_0_45°_B5	2	1,95	2,04	1,87	2,00	2,19	2,01	0,11	0,68
20160517_4_0_90°_B3	4	4,34	3,68	4,92	3,70	3,75	4,08	0,49	1,71
20160517_4_0_60°_B3	4	3,65	3,92	4,83	4,08	3,90	4,08	0,40	1,71
20160517_4_0_45°_B3	4	4,11	4,48	4,54	3,89	3,99	4,20	0,26	1,71
20160518_4_0_90°_B4	4	3,77	3,80	4,32	4,22	3,55	3,93	0,29	1,05
20160518_4_0_60°_B4	4	3,94	3,75	3,90	4,06	4,22	3,97	0,16	1,05
20160518_4_0_45°_B4	4	3,39	4,42	4,15	4,06	3,64	3,93	0,37	1,05
20160607_4_0_90°_B6	4	3,57	3,74	4,19	4,01	4,46	3,99	0,32	1,10
20160607_4_0_60°_B6	4	4,17	3,86	3,89	4,10	3,97	4,00	0,12	1,10
20160607_4_0_45°_B6	4	4,41	3,94	3,21	3,31	4,18	3,81	0,47	1,10
20160720_4_0_90°_B2	4	3,44	5,10	4,46	3,41	4,86	4,25	0,71	0,85
20160720_4_0_60°_B2	4	3,41	3,39	4,00	4,05	5,45	4,06	0,75	0,85
gegossene PK									
20161026_4_0_45°_B5	4	3,23	4,60	4,07	5,17	3,09	4,03	0,79	0,63
20161026_4_0_90°_B5	4	4,06	4,62	4,29	3,85	4,62	4,29	0,30	0,63
20161026_4_0_90°_B5	4	4,34	4,46	4,07	4,22	4,33	4,28	0,13	0,63
20161103_8_0_30°_B1	8	7,53	11,28	6,64	11,36	-	9,20	2,14	0,52
20161103_8_0_90°_B1	8	9,18	9,12	9,85	-	-	9,39	0,33	0,52
20170301_4_0_0°_B5	4	4,01	4,21	4,92	4,21	4,11	4,29	0,33	0,87
20170301_4_0_0°_B5	4	4,01	3,80	4,39	4,39	4,19	4,16	0,23	0,87
20161118_4_0_90°_B7	4	5,30	5,28	5,32	4,50	5,43	5,17	0,34	0,47
20181118_4_0_0°_B5	4	6,96	2,39	5,24	4,33	5,24	4,83	1,49	0,47
20181118_4_0_30°_B5	4	4,56	4,97	4,11	5,74	4,82	4,84	0,53	0,47
20181118_4_0_45°_B5	4	5,31	5,25	5,21	4,66	5,08	5,10	0,23	0,47

zeichnet ist, sind ebenfalls in Abbildung 3.10b aufgezeigt. Die berechneten Standardabweichungen sind in der vorletzten Spalte der Tabelle 3.6 aufgelistet. Dabei wurden ausschließlich die 90°-Proben herangezogen, da an dieser Stelle ein definierter Bezugsrand vorhanden ist. Zusätzlich wurden alle weiteren Proben je Serie aus der gleichen Platte herausgesägt (siehe Abschnitt 3.2.2), womit die 90°-Proben für eine Serie repräsentativ sind (Werte für andere Winkel γ übernommen). Es war festzustellen, dass eine gute Ausrichtung der Textillagen mit geringen Abweichungen erzielt werden konnte. Mit steigender Maschenweite wurden in der Regel etwas größere Abweichungen festgestellt. Beim Prozess des Hand-Laminierens können die Lagen beim Abziehen jeder einzelnen Betonschicht leicht verrutschen. Nichtsdestotrotz sind die gemessenen Abweichungen als nicht kritisch anzusehen, da z. B. in der Baupraxis mit solche Abweichungen gerechnet werden muss und die Versätze im Vergleich zur Maschenweite noch gering sind, z. B. war die maximale Abweichung 1,71 mm bei einer Maschenweite von 14,4 mm. Bei den gegossenen Proben wurden durchweg geringe Abweichungen festgestellt. Hier wurden die Garne vor der Betonage eingespannt, womit ein Verrutschen ausgeschlossen ist.

In der Gesamtheit kann aus den durchgeführten Qualitätskontrollen geschlossen werden, dass die bewehrten und unbewehrten Feinbetonproben den gestellten Anforderungen entsprechen. Die Maßgenauigkeit ($40 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$) wurde bei allen Proben durch genaues Planschleifen eingehalten. Der Schleifprozess führte ebenfalls dazu, dass die sehr hohen Anforderungen betreffend der Planparallelität für kleine Probekörper (vergleiche BROCKMANN [37]) eingehalten werden konnten. Letztendlich war die Positionierung der Textilien in den Proben von hoher Qualität, womit ausgehend von der Probekörperbeschaffenheit keine negativen Einflüsse auf die Versuchsergebnisse zu erwarten sind.

3.3 Versuchsstand

3.3.1 Vorbetrachtungen

Die Vorbetrachtungen beziehen sich auf die Auswahl eines geeigneten Lasteinleitungssystems. Dafür wurden unter anderem Erkenntnisse aus der Literaturrecherche, siehe z. B. Abschnitt 2.1.5, einbezogen. Zusätzlich kamen Finite-Elemente-Simulationen (FE) zum Einsatz, um die Einflüsse verschiedener Varianten und Probekörperkonfigurationen im Voraus zu betrachten und bewerten zu können.

Bei der Auswahl eines Belastungssystems war eine Zielstellung, einen homogenen Spannungszustand in den PK zu erzeugen. Neben diesem Hauptziel spielten auch Faktoren der Handhabbarkeit und Robustheit des Systems eine entscheidende Rolle. Aus diesen Gründen lag der Fokus auf der Benutzung von Belastungsbürsten, da diese die Querdehnungsbehinderung durch die Belastungseinrichtung minimieren. Gleichzeitig gilt das System als robust und ist zudem wiederverwendbar. Für die zur Verfügung stehenden Belastungsbürsten sollten numerische Berechnungen herangezogen werden, um den Spannungszustand im PK bewerten zu können und auch den Einfluss der Probekörpergeometrie bezogen auf den Versuchsaufbau zu untersuchen. Abb. 3.11 stellt drei FE-Modelle gegenüber, welche es erlauben, den Spannungszustand in der Probe zu untersuchen. In den Modellen wurde für den Beton und den Stahl ein linear-elastisches Materialmodell mit dem jeweiligen typischen E-Modul ($E_{\text{Beton}} = 35.000 \text{ N/mm}^2$ und $E_{\text{Stahl}} = 210.000 \text{ N/mm}^2$) angesetzt. Des Weiteren ist der untere Teil der Lasteinleitung jeweils festgehalten und über den oberen Teil wird je Modell eine Zwangsverschiebung aufgebracht. Bei den Modellen mit quadratischen Proben werden 0,072 mm Zwangsverschiebung aufgebracht und bei dem Prisma eine Verschiebung von 0,288 mm. Auf Grund der unterschiedlichen Probenlänge werden so vergleichbare Dehnungszustände erreicht. Die unterschiedlichen Spannungsniveaus sind durch Steifigkeitsunterschiede im Belastungssystem bzw. durch die Probengeometrie zu begründen. Die ersten beiden Modelle (siehe Abb. 3.11a und 3.11b) stellen den

3 Experimentelle Methodik

Abb. 3.11: Vergleich verschiedener Lasteinleitungssysteme - vertikale Spannungsverteilung in den angegebenen Schnitten

Unterschied der Spannungsfelder in PK mit unterschiedlicher Schlankheit bei einer Belastung mit starren Druckplatten dar. Hierbei ist deutlich der Einfluss der Querdehnungsbehinderung durch die Druckplatten zu erkennen, auch beschrieben von NEVILLE [130], ELWELL/FU [57] und ZILCH/ZEHETMAIER [204]. Der belastete Würfel (Schlankheit $\lambda = 1$) zeigt deutliche Spannungsdifferenzen von $0,77 \text{ N/cm}^2$ im Schnitt A-A, wohingegen das Prisma (Schlankheit $\lambda = 4$) im Schnitt A-A ein homogenes Spannungsfeld aufweist, denn die Randstörungen, verursacht durch die Dehnungsbehinderung an den Druckplatten, haben in der Mitte des Prismas keinen Einfluss mehr. Da die Handhabung und die Herstellung von carbonbewehrten Prismen große Nachteile mit sich bringen, sollten die Randstörungen bei kleinformatigen würfelförmigen Proben mit Hilfe von Belastungsbürsten minimiert werden. Die numerischen Ergebnisse in Abb. 3.11c belegen, dass die Belastungsbürsten trotz würfelförmiger PK ein annähernd homogenes Spannungsfeld (Spannungsdifferenz von $0,05 \text{ N/cm}^2$) im PK erzeugen, womit die Eignung der Belastungsbürsten für die geplanten Versuche nachgewiesen ist.

Im nächsten Schritt der numerischen Untersuchungen sollte festgestellt werden, welche Anforderungen an die Aufhängung der Belastungsbürsten hinsichtlich der Planparallelität der Proben gestellt werden müssen. Zur Klärung dieser Fragestellung wurde das Bürstenmodell aus Abb. 3.11c herangezogen. Dabei wurden die Randbedingungen und das Materialmodell unverändert übernommen. Allerdings wurde die Geometrie der PK so angepasst, dass verschiedene Abweichungen von der Planparallelität der Lasteinleitungsflächen untersucht werden konnten, vergleiche Abb. 3.12. Neben einer ideal parallelen Probe wurden zwei weitere Proben mit einer Abweichung von $0,1^\circ$ und $0,4^\circ$ von der Planparallelität geprüft. Dabei wurde unter anderem darauf Bezug genommen, dass BROCKMANN [37] festgestellt hat, dass für qualitativ hochwertige Versuchsergebnisse eines Druckversuches bei kleinformatigen Proben der Winkel zwischen den beiden Belastungsflächen nicht größer als $0,095^\circ$ sein darf. Abb. 3.12a zeigt das erste Modell, bei welchem beide Stahlbürsten unbeweglich eingespannt sind. Hier wird die Geometrieabweichung über einen linearen Temperaturgradienten ΔT eingestellt. Die Ergebnisse im Schnitt A-A zeigen, dass mit steigendem Winkel die Differenz im Spannungsfeld $\Delta\sigma$ signifikant zunimmt. Dies bedeutet, dass bei kleinen Abweichungen von der Planparallelität, welche herstellungsbedingt unvermeidbar sind, ein inhomogenes Spannungsfeld im PK entsteht. Die Lösung des Problems ist eine bewegliche Aufhängung der oberen Bürste mittels einer Kalotte, wie

das Modell in Abb. 3.12b zeigt. An dieser Stelle wird die PK-Geometrie (Δs) und die Ausrichtung der Bürste je Modell direkt angepasst. Die Zwangsverschiebung wird trotz Schrägstellung der oberen Bürste vertikal aufgebracht. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass bei einer beweglichen Lagerung die Spannungsdifferenz bis zu einem Winkel von $0,4^\circ$ annähernd unverändert bleibt.

Abb. 3.12: Einfluss der Lagerung der Lasteinleitungsbürste bei nicht planparallelen Lasteinleitungsflächen der PK

Abb. 3.13: Ermittlung der Exzentrizität mittels Spannungswerte der Lasteinleitung in Vorversuchen

In Vorversuchen, welche im Rahmen der Diplomarbeit von BOCHMANN [25] durchgeführt wurden, war zu beobachten, dass die gemessenen Spannungsunterschiede nicht nur von der Prüfapparatur sondern auch stark vom Ausrichten der PK abhingen. Um dies zu zeigen bzw. optimieren zu können, wurden Vorversuche durchgeführt, bei welchen PK bis zu einem Lastniveau von 25 N/mm^2 belastet wurden, währenddessen an allen vier freien Seiten die Dehnung gemessen wurde. Aus den Dehnungs- bzw. Spannungsunterschieden konnten die Lastexzentrizitäten in beide horizontalen Raumrichtungen bestimmt werden, vergleiche hierzu exemplarisch Abbildung 3.13. Die Abbildung stellt einen horizontalen Schnitt durch die Probenmitte dar, an welchem die Spannungswerte an den jeweiligen Seiten angetragen sind. Wurden die PK händisch zwischen den Bürsten unbelastet ausgerichtet, wurden Exzentrizitäten von $e_x = 2,94 \text{ mm}$ und $e_y = 1,55 \text{ mm}$ ermittelt, siehe Abbildung 3.13a. Dahingegen konnte die Lastausmitte beim

3 Experimentelle Methodik

Einrichten unter einer Vorlast auf $e_x = 0,38$ mm und $e_y = 0,06$ mm reduziert werden, siehe hierzu Abbildung 3.13b. Somit musste festgestellt werden, dass das Potenzial des Versuchsstandes erst mit einem optimierten Vorgang des Einrichtens (siehe Abschnitt 3.3.4) ausgenutzt werden konnte. Das Einrichten unter Vorlast wird in Abschnitt 3.3.4 - Punkt 7 genauer beschrieben. Zusätzlich zu den Dehnungsmessungen bei den Vorversuchen konnte mit Hilfe von Druckmessfolien die Qualität der Lasteinleitung bzw. die homogene Belastung nachgewiesen werden, vergleiche dazu BOCHMANN [25].

Zusammenfassend lässt sich somit feststellen, dass mittels Belastungsbürsten, beweglicher Lagerung der oberen Bürste und einem optimierten Einrichten der PK ein homogenes Spannungsfeld erzeugt werden kann, solange die Belastungsflächen der Proben nicht mehr als $0,4^\circ$ von der Planparallelität abweichen.

3.3.2 Prüfapparatur

Auf Grundlage der Vorbetrachtungen im Abs. 3.3.1 wurde ein Versuchsstand konzipiert, welcher in Abb. 3.14 dargestellt ist. Bei der Konzeption wurden Anregungen und Probleme der Vorarbeiten von BOCHMANN [25], sowie von DAMBROWSKI [54] und UNGER [188] von der BTU Cottbus herangezogen bzw. berücksichtigt.

Abb. 3.14: Aufbau des Prüfstandes

Der Versuchsstand ist voll in eine Universalprüfmaschine der Firma ZwickRoell GmbH & Co. KG (Zwick 148680) integriert. Mit einer Nennkraft von 250 kN und einer Traversengeschwindigkeit von 0,001 bis 500 mm/min ist die Prüfmaschine für die geplanten Versuche geeignet. Die Belastung in der Universalmaschine lässt sich kraft- oder weggesteuert aufbringen. Die Hauptbestandteile der Prüfvorrichtung sind in Abb. 3.14 detailliert aufgelistet. Im unteren Bereich ist die Bürsteneinspannvorrichtung (Bürstenschuh) mittels einer starren Klemmung an das untere Querhaupt der Prüfmaschine befestigt. Die untere Belastungsbürste ist wiederum mit vier Schrauben in den Bürstenschuh eingespannt. Die obere Belastungsbürste, welche aktiv auf die Probe bei einer Belastung gefahren wird, ist über eine Einspannung mit der beweglichen Kalotte verbunden. Die Kalotte ist über einen vorhandenen Schraubanschluss mit dem beweglichen Querhaupt der Prüfmaschine gekoppelt. Die verwendeten Belastungsbürsten sind ebenfalls in Bild 3.14 abgebildet. Die Borsten sind 80 mm lang und besitzen einen Querschnitt von $5 \times$

5 mm² bei einem Borstenabstand von ca. 0,2 mm. Die 8 × 8 Borsten gehen aus einem massiven Block mit den Abmessungen von 40 × 40 × 40 mm³ hervor. Die gesamte Bürste ist aus einem Stück hochfesten Maragin-Stahl gefertigt, welcher große Bürstenverformungen ohne Schädigung zulässt.

Um einen definierten Ausgangszustand zu erlangen, wurden die Bürsten zuerst so ausgerichtet, dass sie genau übereinanderstehen und anschließend unter Last mit einer planen Stahlscheibe zwischen den Bürsten in die Bürsteneinspannungen gepresst und fixiert.

3.3.3 Messtechnik

Bei der Messtechnik bestand die Herausforderung darin, alle gewünschten Messgrößen, wie Längsdehnung auf allen freien Würfelseiten, die Querdehnung in beide Richtungen sowie die aufgebrachte Kraft, an den kleinformatischen PK gleichzeitig aufzunehmen. Die Findung einer Lösung für dieses Problem umfasste eine Vielzahl von Untersuchungen verschiedener Messmittel bzw. -methoden. Bei Vorversuchen, z. B. im Rahmen der Diplomarbeit von BOCHMANN [25], wurden verschiedenste Messvarianten getestet und beurteilt. So wurde zur Aufnahme der Längsverformung neben der Messung mit Dehnungsaufnehmern (DD1) oder Dehnmessstreifen (DMS) auch Varianten mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) geprüft. Die IWAs nahmen dabei in Form von Tastern die Vorformungen der beiden Bürsten auf, um aus der Verformungsdifferenz auf die Längsverformung schließen zu können. Des Weiteren wurden IWA-Tauchanker getestet, welche die Verformung der Proben inklusive der Bürsten aufnahmen. Hier wurde eine Korrektur der Messwerte im Nachhinein nötig, um die PK-Verformung ermitteln zu können. Zusätzlich kam die Fotogrammetrie zum Einsatz, welche allerdings wegen sehr hohem Aufwand und Platzmangel nicht weiterverfolgt wurde. Für die Messung der Querdehnung wurden ebenfalls zwei unterschiedliche Systeme mit IWAs überprüft. So kam zum einen ein Messbügel in Frage und zum anderen wurden IWA-Taster auf allen Seiten der Proben montiert, um über die Differenz der Verformung auf die Querdehnung schließen zu können. Bei den Vorversuchen wurden stets mehrere Messmittel gleichzeitig getestet, um eine Vergleichsgröße zu haben, so konnten z. B. die Längs- und Querverformungen gut mit DMS-Messungen verglichen werden. Im Folgenden werden die optimierten und am besten für die vorliegende Messaufgabe geeigneten Messmethoden beschrieben.

Die Kraft wurde mit Hilfe der in die Prüfmaschine integrierten Kraftmessdose oberhalb der Kalotte aufgenommen. Neben der Maschinenkraft wurde auch der Maschinenweg (Bewegung des Querhauptes) intern aufgezeichnet. Alle weiteren Messaufnehmer sind in Abb. 3.15 gezeigt.

Abb. 3.15: Platzierung der verwendeten Messtechnik

Die Messung der Verformungen in die Querrichtungen erfolgt für alle Tests mit Hilfe von zwei speziell angefertigten Messbügeln. Die Bügel sind über Federn aufgehängt. Die Messspitzen werden ebenfalls über eine Feder an den PK gepresst, wodurch der Messbügel die Querdehnungen der Proben während des Versuchs aufnehmen kann. Die Aufnahme geschieht durch einen IWA, welcher in Form eines Tauchankers in den Messbügeln integriert wurde. Die gemessene Querverformung wird anschließend über die PK-Breite in die Querdehnungen umgerechnet.

Die Aufnahme der Längsdehnung erfolgte primär mit vier wiederverwendbaren DD1, welche direkt an den vier freien Probenoberflächen messen. Für diese Messungen wurden ebenfalls Halterungen konzipiert, die jeweils die Messschneiden zweier gegenüberliegender DD1 über ein einstellbares Federsystem an den PK pressen. Die jeweils aufgenommen Längsverformungen werden über den Abstand der DD1-Messschneiden (ca. 36 mm) zu Längsdehnungen umgerechnet und je Versuch gemittelt. Durch auftretende Risse oder Abplatzungen kann es zum Ausfall einer oder auch aller DD1-Messungen kommen, wodurch immer eine zweite unabhängige Messung der Längsverformungen durchgeführt wurde. Diese Messung erfolgt durch zwei gegenüberliegende IWA-Tauchanker (Messlänge: ca. 210 mm), welche die komplette Verformung zwischen Bürstenfuß und Oberkante der oberen Belastungsbürste aufnehmen. Im Nachgang war es somit nötig, über Vergleichsmessungen die mitgemessene Bürstenverformung zu eliminieren, um anschließend auf die Längsdehnung der PK schließen zu können. Der Vorteil dieser Messung ist jedoch, dass auch das Nachbruchverhalten aufgenommen werden konnte. Bei der Auswertung der Längsdehnungen werden letztendlich die aufgenommen Messkurven beider Messverfahren (DD1 und IWA) gemittelt, womit eine Spannungs-Dehnungs-Linie inklusive des aufnehmbaren Nachbruchverhaltens, entsteht. Ausgefallene Messmittel werden bei der Mittelwertbildung vernachlässigt, siehe Anhang A2

War es vorhersehbar, dass ein sprödes Versagen der PK, z. B. bei unbewehrten Versuchen, zu einer Beschädigung der DD1 führen könnte, wurden diese durch den Einsatz von DMS (Messlänge: 20 mm) ersetzt, siehe dazu Abb. 3.15. Anstelle der DD1 wurden dabei je PK vier Linear-DMS auf die Probe appliziert, um die Längsdehnungen wiederum direkt auf der Probekörperoberfläche abgreifen zu können. Die IWA-Verformungsmessung kam auch in dieser Kombination zum Einsatz, da kleinste Risse zum Ausfall der DMS führen können.

3.3.4 Versuchsdurchführung

Zur Vorbereitung auf die Versuche müssen, wie in Kapitel 3.3.2 beschrieben, die Belastungsbürsten eingerichtet werden. Zusätzlich sollten die Verkabelung und Positionierung aller wiederverwendbaren Messmittel vorgenommen werden. Dies beinhaltet die DD1-Konstruktion auf den Bürsten zu positionieren, die IWA-Tauchanker an der unteren Bürsteneinspannung zu montieren und die Messbügel an den vorbereiteten Stativen aufhängen. Falls DMS zum Einsatz kommen, müssen diese vor den Versuchen appliziert werden. Anschließend folgt die Versuchsdurchführung mit nachstehendem Ablauf:

1. Fotografieren aller PK-Flächen zur Dokumentation der Probenqualität
2. Vermessen der PK (Höhe h_{PK} , Breite b_{PK} , Tiefe t_{PK})
3. Einbau des PK zwischen den Belastungsbürsten - händisches Ausrichten der Probe an den Bürstenrändern
4. Anfahren einer Vorlast von ca. 1 kN (Fixierung der Feinbetonwürfel)

5. Anbringen der Messmittel:
 - a) Positionierung der DD1 auf dem PK und Einstellung des Anpressdruckes (ggf. Kabel der applizierte DMS anschließen)
 - b) Einrichten der Messbügel, ggf. Anpressdruck anpassen
 - c) IWA über Magnethalterungen an der oberen Bürste befestigen und von oben in die Tauchanker positionieren
 - d) Kontrolle und ggf. Anpassung der Nullstellung der Messmittel (z. B.: Vorbiegung der DD1-Messschneide oder Position der Tauchanker im IWA)
6. Lösen der Vorlast und Tarieren aller Messvorrichtungen mittels Messprogramm, gefolgt vom erneuten Anfahren einer Vorlast auf 700 N
7. Finales Ausrichten der Probe zwischen den Bürsten unter Berücksichtigung aller DD1- oder DMS-Werte bei der Vorlast - bei großen Abweichungen der vier Verformungswerte iteratives Anpassen der Bürsten- bzw. der Probenposition
8. Erneutes Tarieren aller Messmittel über das Messprogramm und Beginn des Versuches - weggesteuerte Belastung mit 0,001 mm/s
9. Abbruch des Versuches bei 70 % Lastabfall, ggf. Versuchsabbruch bei zu großen Querverformungen (> 5 mm) zur Vermeidung von Schäden an den Belastungsbürsten
10. Abbau der Messtechnik unter Last
11. Fotografieren der Bruchbilder, falls möglich (alle vier freien Seiten)
12. Auseinanderfahren der Bürsten
13. Ausbau der PK und anschließendes Reinigen der Bürsten mittels Metallblättchen

Das übliche Prüfalter von 28 d bei Betonproben konnte nicht eingehalten werden, da der Prüfprozess sehr aufwendig und zeitintensiv war. Aus diesem Grund kamen sehr individuelle Prüfalter der PK zustande. Es wurde jedoch darauf geachtet, dass die Proben mindestens 56 d alt waren, bevor sie geprüft wurden, damit die Betoneigenschaften annähernd gleich waren. Nichtsdestotrotz wurden versuchsbegleitend Standardprüfungen nach DIN EN 1015 [2] durchgeführt, um bei der Auswertung der Versuche die ermittelten Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt mittels der Gleichung für die Festigkeitsentwicklung der Betone, siehe Abs. 3.1.1, auf äquivalente 28-Tage Werte zurückrechnen zu können.

3.4 Versuchsprogramm

Zur Untersuchung der wesentlichen Einflussparameter, wie Herstellungsart, Maschenweite, Garnstärke, Versatz der textilen Lagen, Lagenabstand, Betonfestigkeit u. v. m., auf das Tragverhalten von Carbonbeton unter einaxialer Druckbeanspruchung wurden mehrere Versuchsreihen durchgeführt.

Die Serien lassen sich in drei Kategorien einteilen. An erster Stelle stand die Prüfung von unbewehrten Proben. Dabei handelte es sich zum einen um eine gegossene Referenzserie ohne Schichtung und zum anderen um lamiierte Serien. Anschließend wurden bewehrte, im Hand-Laminierverfahren hergestellte Serien untersucht. Letztendlich wurden zusätzlich gegossene Proben in die Studie einbezogen. Die Unterteilung, die durchgeführten Versuchsserien und deren Spezifikationen gehen aus Tabelle 3.7 hervor.

Tab. 3.7: Versuchsprogramm

Serienbezeichnung	Lagen- abstand [mm]	Verzö- gerung [min]	Textil	Beton- art	Beton- festigkeit [N/mm ²]	Anzahl der PK je Winkel γ							
						0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	
unbewehrte PK	20151110_0_0_x_uB	0	0	-	1	92,3			5				
	20151103_8_0_x_uB	8	0	-	1	93,8	5	6	4	6	6	5	
	20151103_8_10_x_uB	8	10	-	1	94,7	5	5	5	5	6	6	
	20151109_4_0_x_uB	4	0	-	1	94,6	6	5	4	6	6	6	
	20151109_4_10_x_uB	4	10	-	1	94,6	6	6	6	6	6	6	
	20151110_2_0_x_uB	2	10	-	1	92,3	5	6	6	5	6	6	
	20151110_2_10_x_uB	2	10	-	1	92,3	6	6	5	6	4	6	
laminierte bew. PK	20160308_2_0_x_B1	2	0	1	1	94,7	4	4	4	4	4	4	5
	20160308_2_0_x_B1_A	2	0	1	1	94,7	4	-	-	-	-	-	
	20160308_4_0_x_B1	4	0	1	1	94,7	5	4	4	4	4	4	
	20160308_4_0_x_B1_A	4	0	1	1	94,7	4	-	-	-	-	-	
	20160315_8_0_x_B1	8	0	1	1	91,8	5	4	4	4	4	4	
	20160406_2_0_x_B1_V	2	0	1	1	95,4	4	-	4	4	4	-	4
	20160421_4_0_x_B1_V	4	0	1	1	101,5	4	-	4	4	4	-	4
	20160426_4_0_x_B5	4	0	5	1	94,7	4	-	4	4	4	-	4
	20160429_2_0_x_B5	2	0	5	1	93,0	4	4	4	4	4	-	4
	20160517_4_0_x_B3	4	0	3	1	95,4	4	4	4	4	4	-	5
	20160518_4_0_x_B4	4	0	4	1	95,4	4	4	4	4	4	-	4
	20160607_4_0_x_B6	4	0	6	1	98,3	4	4	4	4	4	-	4
	20160720_4_0_x_B2	4	0	2	1	99,9	4	-	4	4	4	-	4
gegossene bew. PK	20161019_4_0_x_B1	4	0	1	1b	114,5	4	4	4	4	6	-	4
	20161026_4_0_x_B5	4	0	5	1b	113,7	6	4	4	4	6	-	4
	20161103_8_0_x_B1	8	0	1	1b	123,5	4	4	4	4	4	-	4
	20161118_4_0_x_B5	4	0	5	2	126,2	5	4	5	4	4	-	4
	20170301_4_0_x_B5	4	0	5	1a	103,5	4	6	4	4	4	-	6
	20170706_8_0_x_B8	8	0	7	1a	96,2	4	4	4	4	4	-	4
	20170712_4_0_x_B8	4	0	7	1a	104,5	4	4	4	4	4	-	4
	20170720_4_0_x_B7	4	0	8	1a	102,1	4	4	4	4	4	-	4
	20180516_16_0_x_B1	16	0	1	1a	98,3	3	-	-	3	3	-	3
	20180516_32_0_x_B1	32	0	1	1a	98,3	3	-	-	3	3	-	3
	20180508_16_0_x_B5	16	0	5	1a	104,0	3	-	-	3	3	-	3
	20180508_32_0_x_B5	32	0	5	1a	104,0	3	-	-	3	3	-	3
	20180523_16_0_x_B8	16	0	7	1a	97,1	3	-	3	3	3	-	3
	20180523_32_0_x_B8	32	0	7	1a	97,1	3	-	3	3	-	-	3
	20180516_1G_0_x_B1	-	0	1	1a	98,3	3	-	-	-	-	-	3
	20180516_1G_0_x_B5	-	0	5	1a	98,3	3	-	-	-	-	-	3
	20180523_1G_0_x_B8	-	0	7	1a	97,1	3	-	-	-	-	-	3

Bei den unbewehrten Proben wurden verschiedene Lagenabstände und Verzögerungen während der Betonage berücksichtigt. Des Weiteren wurden alle Winkel γ von 0° bis 90° in 15°-Schritten untersucht. Der Winkel γ stellt den Winkel zwischen Textilebene bzw. Betonierebene und Belastungsrichtung dar. Dabei versteht man unter 0° eine parallele Ausrichtung der Textilien bzw. Betonierebene zur Belastung und bei 90° eine im rechten Winkel. Hierbei sollte der Einfluss der Schichtung unabhängig von eingebrachten Textilien erforscht werden. Im nächsten Schritt wurden eine Vielzahl von Textilien in die laminierten Proben eingebaut, um deren Einfluss bzw. den Einfluss der Textilgeometrie auf das Tragverhalten beurteilen zu können. Dabei wurde ebenfalls der Lagenabstand, der Versatz und die Ausrichtung der Textilien variiert. Die hohen Bewehrungsgrade wurden im Sinne der Grundlagenforschung gewählt, aber auch in Bauteilen kommt es z. B. bei Bewehrungsstößen lokal zum Anstieg des Bewehrungsgehaltes.

Ursprünglich sollten bei den ersten drei Serien mit Textil 1 alle sieben Winkel γ geprüft werden und bei den restlichen Serien sollte auf die Winkel 15° und 75° verzichtet werden. Im Verlauf der Prüfungen wurde bei den ersten Serien eine Besonderheit des Tragverhaltens bei 15° festgestellt, woraufhin dieser Winkel bei weiteren Serien nachträglich geprüft wurde. Zum Einfluss der Herstellung wurden ebenfalls gegossene Proben mit verschiedenen Textilien und Bewehrungsgraden untersucht. Dabei wurde auch die Betonfestigkeit und das Tränkungsmaterial der Textilien variiert. Bei den letzten Serien wurden größere Lagenabstände (16 mm und 31 mm) bzw. geringere Bewehrungsgrade gewählt, um auch weniger stark bewehrte Bauteile abbilden zu können. Hierbei wurden lediglich vier Winkel je Serie untersucht. Dabei wurden 0° und 90° und die beiden Winkel, welche je nach Tränkung um das Minimum der Festigkeit lagen, geprüft. Diese Serien waren nur Ergänzungsversuche für die Vollständigkeit des Bemessungsmodells, wodurch das Versuchsprogramm an dieser Stelle gekürzt wurde. Demzufolge wurden bei den Serien mit nur einem Kettfaden im PK nur die Winkel 0° und 90° getestet. Zusätzlich wurden bei diesen Serien keine vollständigen Spannungs-Dehnungs-Linien aufgenommen, sondern ausschließlich der maximale Spannungswert.

Grundlegend sollten pro Serie und Winkel vier PK getestet werden. Waren die Streuungen der vier aufgenommen Messwerte jedoch zu groß (größer als 10 % Abweichung vom Mittelwert) wurden Nachprüfungen an ein bis zwei PK durchgeführt, um hier eine größere Datenbasis zu erzeugen. Eine Ausnahme bilden die letzten neun Ergänzungsserien, wo pro Winkel nur 3 PK geprüft wurden. Im Detail sind die durchgeführten Versuche je Serie und Winkel in Tabelle 3.7 aufgeführt.

Versuchsbegleitend wurde die Biegezug- und Druckfestigkeit des Betons der einzelnen Serien, nach DIN EN 1015-11 [2] bestimmt. Dies erfolgte zum einen nach 28 Tagen und zum jeweiligen Versuchszeitpunkt und stets an drei Prismen, welche zum Zeitpunkt der Betonage der einzelnen Serien mit hergestellt wurden. Die 28-Tage-Druckfestigkeiten der Serien sind in Tabelle 3.7 aufgelistet. Zusätzlich wurden nach 28 Tagen der E-Modul des Betons an drei Prismen nach DIN EN 12390-13 [6] bestimmt.

3.5 Auswertung

Die Auswertung der Versuchswerte erfolgt auf mehreren Ebenen mittels selbst konzipierten Makros in Microsoft Excel. Zum einen werden die Einzelversuche ausgewertet, indem eine Spannungs-Dehnungs-Linie für jeden PK ermittelt wird. Anschließend werden die Versuche einer Serie gemittelt. Hierbei ergeben sich für jede Spannungs-Dehnungs-Linie Kenngrößen wie Rissspannung, kritische Spannung und maximale Spannung, welche weiterführend zum Vergleich der Serien untereinander herangezogen werden. Eine ausführliche Zusammenstellung des Auswertungsprozesses ist im Anhang A2 gegeben. An dieser Stelle soll ein kurzer Überblick über die Auswertung gegeben werden.

Die Auswertung der Einzelversuche startet mit einer Glättung und dem Eliminieren der Anfahreffekte, wie z. B. bei VAN MIER [124], für alle aufgenommenen Messdaten (6 Längsverformungen und 2 Querverformungen). Über die Probekörpergeometrie bzw. die entsprechenden Messlängen werden die Verformungen in Dehnungen und die gemessenen Kräfte in Spannungen umgerechnet. Nach der Bereinigung der IWA-Längsmessungen über den ermittelten E-Modul der Probe werden die Längsdehnungswerte gemittelt. Dabei können ggf. einzelne Messwertreihen der Messmittel ausgelassen werden, wenn diese durch Rissbildung oder Abplatzungen ausgefallen sind. Als Ergebnis stehen Spannungs-Dehnungs-Linien in Längs- und Querrichtung je Versuch. Zusätzlich werden noch die charakteristischen Punkte, wie Rissspannungen und -dehnungen (Ende linearer Bereich, nach NEWMANN [131], siehe Abschnitt 2.3.2), kritische Spannung (nach KUPFER [104], siehe Abschnitt 2.3.2), sowie die maximal aufnehmbaren Spannungen

Abb. 3.16: Definition der charakteristischen Punkte der Auswertung der Spannungs-Dehnungs-Linien

bestimmt. Die Punkte sind in Abbildung 3.16 (schwarze Kurve) dargestellt. Für die maximale Spannung $\sigma_{\max}$ wird stets das erste Maximum angesetzt, da die sehr großen Dehnungen der wieder ansteigenden Kurve nicht praxisrelevant sind, vergleiche hierzu den gepunktet dargestellten Verlauf der prinzipiellen Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Abbildung 3.16. Für jeden Einzelversuch wird der E-Modul als Sekantenmodul vom Koordinatenursprung bis 40 % der maximalen Spannung $\sigma_{\max}$ bestimmt. In der nächsten Instanz werden die Spannungs-Dehnungs-Kurven der Einzelversuche je Serie und Winkel γ gemittelt. Dazu ist eine Interpolation und Normierung der einzelnen Kurven nötig, um bei allen Einzelversuchen gleiche Stützstellen (Dehnungswerte) zu bekommen, über welche eine Mittelwertbildung möglich ist. Anschließend werden die Werte der charakteristischen Punkte je Einzelversuche sortiert nach Winkeln für eine gesamte Serie zusammengestellt. Auf dieser Basis und den dazugehörigen Versuchsalter können die Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt auf Vergleichswerte im Alter von 28 Tagen zurückgerechnet werden. Hierzu wurde in Abschnitt 3.1.1 die Gleichung 3.1 eingeführt. Nach Mittelwertbildung dieser Werte je Winkel können je Serie Spannungs-Diagramme in Abhängigkeit vom Winkel γ erstellt werden, welche später auch zum Vergleich der einzelnen Serien untereinander dienen. Die Auswertung der Querdehnung erfolgt neben den Spannungs-Dehnungs-Linien über die Zusammenstellung der Dehnungsunterschiede in Richtung 1 und 2 ($\Delta\epsilon = \epsilon_{Q1} - \epsilon_{Q2}$) an bestimmten Stellen der Spannungs-Dehnungs-Kurven. Der Querdehnungsunterschied wird, jeweils bei 90 % der Rissspannung und der kritischen Spannung ermittelt, siehe Abbildung 3.16, und anschließend je Serie in einem Diagramm über den Winkel γ zusammengestellt. Mit einem Abstand von 10 % der jeweiligen Rissentwicklungsstufe soll sichergestellt werden, dass das Querdehnungsverhalten des jeweiligen Abschnittes bewertet werden kann. Allerdings sei an dieser Stelle daraufhin gewiesen, dass die Querdehnungsmessung an Betonproben fehleranfällig ist, womit die Auswertung der Querdehnungen nur qualitativer Natur ist bzw. nur Tendenzen aufzeigen kann.

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

Im Folgenden werden die Ergebnisse des Versuchsprogrammes aus Tabelle 3.7 vorgestellt und analysiert. Die Unterteilung in die drei Kategorien unbewehrte Serien, bewehrte laminierte Serien und bewehrte gegossene Serien, wird dabei beibehalten. Zur Auswertung der experimentellen Daten werden die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der einzelnen Versuche in Längs- und Querrichtung herangezogen. Zusätzlich fließen die zugehörigen Bruchbilder in die Interpretation des Tragverhaltens ein. Letztendlich werden die charakteristischen Punkte von der Spannungs-Dehnungs-Linie abgeleitet, welche im Weiteren zum Vergleich der Serien und zum Herausstellen der Einflüsse der Haupteinflussparameter herangezogen werden. Zusätzlich wird auf die ermittelten E-Moduln eingegangen. Die im Folgenden dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linien beziehen auf den Bruttoquerschnitt der Proben ($40 \times 40 \text{ mm}^2$). Die Längsdehnungen ϵ_l sind dabei negativ und die beiden Querdehnungen ϵ_{Q1} und ϵ_{Q2} positiv aufgetragen. Die Richtungsdefinition ist der Arbeit vorangestellt, siehe Abbildung 0.2. Eine ausführliche Zusammenstellung aller Versuchsergebnisse und repräsentativer Bruchbilder je Serie und Winkel kann dem Anhang A3 entnommen werden.

4.1 Referenzserie

Die Referenzserie umfasst sechs gegossene, planmäßig ungestörte Feinbetonwürfel und dient damit als Referenz für alle weiteren Untersuchungen mit eingetragenen Inhomogenitäten durch Schichtungen und Textilebenen. Des Weiteren ist über einen Vergleich mit den Standarddruckfestigkeiten nach DIN EN 12390-3 [3] eine Umrechnung dieser Druckfestigkeiten, ermittelt mit starren Druckplatten, auf die äquivalenten Festigkeiten mit Belastungsbürsten möglich. Die gemittelte Spannungs-Dehnungs-Linie für die Längs- und Querrichtung der Referenzserie ist in Abbildung 4.1a dargestellt.

(a) Spannungs-Dehnungs-Linie

(b) Repräsentatives Bruchbild

Abb. 4.1: Versuchsergebnisse der Referenzserie 20151110_0_0_x_uB

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

Die Spannungs-Dehnungs-Linie in Längsrichtung ϵ_1 spiegelt einen typischen Verlauf eines höherfesten Betons, vergleiche ZILCH/ZEHETMAIER [204], wieder. Der Verlauf ist annähernd linear, bis kurz vor dem Bruch das nichtlineare Verhalten erkennbar ist. Zusätzlich zeigt die aufgenommene Längsdehnungs-Kurve kein Plateau im Nachbruchbereich auf, denn nach dem Erreichen der maximalen Spannung kommt es unmittelbar zu einem spröden Versagen. Die gezeigte Mittelwertkurve weist eine maximale Spannung von $92,7 \text{ N/mm}^2$ bei einer Bruchdehnung von $3,15 \text{ ‰}$ auf. Die Querdehnungs-Kurven zeigen ein ähnliches Verhalten. Bis ca. 60 N/mm^2 sind die Querdehnungen ϵ_{Q1} und ϵ_{Q2} annähernd identisch bei einer Querdehnzahl von ca. $0,19$. Mit fortschreitender Rissentwicklung kommt es zur Differenzierung der zwei Kurven, da sich die Risse meist in einer Ebene ausbilden und öffnen. An dieser Stelle kam es zu einer verstärkten Rissöffnung in Richtung 1, wobei sich kurz vor dem Versagen ein Plateau der Spannungs-Dehnungs-Linie von ϵ_{Q2} ausbildete. Der mittlere E-Modul (Sekantenmodul) wurde zu annähernd 35.000 N/mm^2 bei einer Standardabweichung von 1.500 N/mm^2 ermittelt.

Das plötzliche und spröde Versagen spiegelt sich ebenfalls in den Bruchbildern wieder. Ein repräsentatives Versagensbild ist in Abbildung 4.1b dargestellt. Es ist ein fast komplett zerstörter PK erkennbar, teilweise waren nur kleine Bruchstücke auffindbar. Die Abbildung 4.1b zeigt ebenfalls, dass eine Hauptrissrichtung vorhanden ist und stützt somit die Differenzierung der Querdehnungs-Kurven. Im Allgemeinen ist von einem Querkzugversagen auszugehen, da keine nennenswerte Querdehnungsbehinderung durch die Lasteinleitungseinrichtung ausgeübt wird.

Die drei nach Abschnitt 3.5 definierten charakteristischen Punkte für die Referenzserie sind in Abbildung 4.1a auf der Längsdehnungs-Linie eingetragen. So liegt die Rissspannung bei $40,2 \text{ N/mm}^2$ und die zugehörige Dehnung bei $1,16 \text{ ‰}$. Damit ist das Ende des linearen Bereichs bei ca. 40 ‰ der Festigkeit erreicht. Der kritische Punkt liegt bei einer Spannung von $85,8 \text{ N/mm}^2$ und einer Dehnung von $2,76 \text{ ‰}$, was ca. 92 ‰ der Festigkeit sind. Die maximale Spannung ist, wie bereits erwähnt, bei $92,7 \text{ N/mm}^2$ (maximale Dehnung: $3,15 \text{ ‰}$) erreicht.

4.2 Unbewehrte laminierte Versuche

Neben der Referenzserie wurden noch weitere unbewehrte Proben im Handlaminierverfahren mit bestimmten Lagenabständen hergestellt. An dieser Stelle sollte der Einfluss der Herstellung bzw. eine mögliche Schwächung des Betons durch das Laminierverfahren unabhängig von dem Vorhandensein einer textilen Bewehrung untersucht und beurteilt werden. Zur Ergründung der Schwächung durch die Laminierenebene wurden zum einen Serien frisch-in-frisch hergestellt und untersucht und zum anderen Serien mit einer Verzögerung von 10 min zwischen dem Einbringen der einzelnen Lagen, siehe Abschnitt 3.2.2, da dieser Fall der Verzögerung eher der Baustellenpraxis entspricht. Mittels dieses Arbeitsschrittes kann im Anschluss der Effekt der lagenweisen Herstellung und der eingebrachten Textilien getrennt betrachtet werden.

4.2.1 Tragverhalten in Längsrichtung

Das Tragverhalten in Längsrichtung ist in Abbildung 4.2 und 4.3 (grüne Kurve) mittels repräsentativer Spannungs-Dehnungs-Kurven dargestellt. Die gezeigten Kurven sind Mittelwertkurven der 4 mm -Serien ohne und mit Verzögerung bei einem Winkel γ von 0° . Für die anderen Lagenabstände und Winkel waren vergleichbare Verformungsverläufe zu beobachten. Lediglich die maximale Spannung und Dehnung unterscheiden sich von einander, vergleiche hierzu Anhang A3 oder Abschnitt 4.2.4. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linien ϵ_1 zeigt, wie bei der Referenzserie, ein Verhalten von höherfesten Betonen. Der Verlauf ist zu Beginn linear und geht allmählich in einen nichtlinearen Bereich über, welcher allerdings nicht so ausgeprägt ist wie

Abb. 4.2: Spannungs-Dehnungs-Linie der Serie 20151109_4_0_0°_uB bei $\gamma = 0^\circ$, ohne Verzögerung

Abb. 4.3: Spannungs-Dehnungs-Linie der Serie 20151109_4_10_0°_uB bei $\gamma = 0^\circ$, mit 10 min Verzögerung

z. B. bei Normalbetonen. Der Bruch der PK erfolgte plötzlich und spröde, so dass im Nachbruchbereich keine Spannungs-Dehnungs-Linie messbar war, da es zumeist auch zur völligen Zerstörung der PK kam.

4.2.2 Tragverhalten in Querrichtung

Die Querdehnungskurven ϵ_{Q1} und ϵ_{Q2} in Abbildung 4.2 und 4.3 (blaue und orange Kurve) verlaufen überwiegend deckungsgleich und zeigen wie die Längsdehnung einen nichtlinearen Verlauf. Erst im Bereich der Makrorissbildung kommt es teilweise zur Abweichung des parallelen Verlaufes der beiden Querdehnungskurven, je nach Ausprägung des Rissbildes bzw. der Rissausrichtung. Dieses Verhalten war allerdings so zu erwarten. Die Querdehnzahlen der unbewehrten Serien liegen im betontypischen Bereich zwischen 0,18 und 0,27. Ein Einfluss der Schichtung war an dieser Stelle nicht festzustellen.

Zusätzlich zu den reinen Querdehnungs-Spannungs-Verläufen wurden die Differenzen der Querdehnungen in Richtung 1 und 2 bei 90 % der Rissspannung und der kritischen Spannung ausgewertet. Diese Zusammenstellung ist in Abbildung 4.4 für die jeweiligen Serien aufgezeigt. Hier kann die Aussage bestätigt werden, dass die Querdehnungen in Richtung 1 und 2 im Bereich der Mikrorissbildung überwiegend deckungsgleich sind, da die Kurve $\Delta\epsilon_{\text{Riss}}$ über den Winkel

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

tendenziell bei Null liegt. Die Abweichungen von der Null können durch Messungenauigkeiten aber auch durch vorhandene Inhomogenitäten im PK begründet werden. Die Kurve der Dehnungsdifferenz bei kritischer Spannung $\Delta\epsilon_{krit}$ liegt in der Regel betragsmäßig über der Kurve bei Rissspannung, da hier ein auseinanderdriften der Querdehnungskurven durch die Makrorissbildung zu erkennen ist. Die Verläufe der beiden Kurven sind konsistent zu einander, was auf die Beeinflussung der Querdehnung durch lokale Risse hindeutet.

(a) 20151110_2_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151110_2_10_x_uB - 10 min Verzögerung

(c) 20151109_4_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(d) 20151109_4_10_x_uB - 10 min Verzögerung

(e) 20151103_8_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(f) 20151103_8_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.4: Querdehnungsdifferenz bezogen auf den Winkel γ für die unbewehrten Serien

4.2.3 Bruchbilder

In den folgenden Abbildungen 4.5 und 4.6 sind typische Bruchbilder der unbewehrten Serien dargestellt. Dabei wurde für jeden untersuchten Winkel ein Bruchbild entsprechend den Serien aus Abbildung 4.2 und 4.3 ausgewählt. Abbildung 4.5 stellt die Versagensformen der frisch-in-frisch betonierten PK dar und Abbildung 4.6, die der mit Verzögerung hergestellten Betonwürfel. Grundlegend musste festgestellt werden, dass keine Systematik in Abhängigkeit von Winkel, Lagenabstand oder Verzögerung bei den Bruchbildern festgestellt werden konnte. Jedoch konnten teilweise Rissbilder beobachtet werden, welche zum einen auf ein klassisches Querzugversagen ohne Querdehnungsbehinderung schließen lassen und zum anderen dem

Abb. 4.5: Repräsentative Bruchbilder der Serie 20151109_4_0_x_uB

Abb. 4.6: Repräsentative Bruchbilder der Serie 20151109_4_10_x_uB

Winkel der Schichtung des PK folgen, vergleiche hierzu z. B. Abbildung 4.5c, 4.6a, 4.6b oder 4.6c. Dies lässt darauf schließen, dass die Schichtungsebenen eine Schwachstelle darstellen. Diese Beobachtungen wurden vorwiegend bei Winkeln zwischen 0° und 30° bzw. teilweise auch bei 45° festgestellt, wo die Laminiersebenen noch annähernd parallel zu der typischen Rissrichtung bei Querkzugversagen liegen. Bei größeren Winkeln (größer 45°) versagten die PK allerdings explosionsartig, womit nur noch kleine Fragmente oder ausschließlich Betonstaub vorzufinden waren, vergleiche Bild 4.5e, 4.5g oder 4.6g. Aber auch bei entsprechend kleineren Winkeln konnte sprödes Versagen beobachtet werden, da der Beton mit über 90 N/mm^2 eine hohe Festigkeit aufweist. Selbst innerhalb einer Serie bei einem Winkel konnten unterschied-

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

liche Zerstörungsgrade der Einzelversuche beobachtet werden. Ein Zusammenhang zwischen Bruchbildern der Serien ohne und mit Verzögerung war ebenfalls nicht erkennbar.

(a) 20151110_2_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151110_2_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.7: Darstellung der charakteristischen Punkte bezogen auf den Winkel γ für unbewehrte Serien mit 2 mm Lagenabstand

(a) 20151109_4_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151109_4_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.8: Darstellung der charakteristischen Punkte bezogen auf den Winkel γ für unbewehrte Serien mit 4 mm Lagenabstand

(a) 20151103_8_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151103_8_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.9: Darstellung der charakteristischen Punkte bezogen auf den Winkel γ für unbewehrte Serien mit 8 mm Lagenabstand

4.2.4 Charakteristische Punkte

Die charakteristischen Punkte wurden mittels der Spannungs-Dehnungs-Linie für alle Serien ermittelt. Die Abbildungen 4.7, 4.8 und 4.9 fassen die Werte der Rissspannung, der kritischen

Spannung und der maximalen Spannung bezogen auf die Serie und den jeweiligen Winkel zusammen, wobei die angegebenen Spannungswerte jeweils vom Versuchszeitraum auf die äquivalente 28-Tage-Festigkeit zurückgerechnet wurden. Die Werte für die entsprechenden Dehnungen können dem Anhang A3 entnommen werden. Die Verläufe der charakteristischen Spannungspunkte bezogen auf den Winkel γ verdeutlichen die Winkelabhängigkeit der geschichteten Proben und somit den Einfluss der Schichtung auf das Tragverhalten, wobei ein deutlicher Unterschied zwischen verzögert hergestellten und frisch-in-frisch betonierten Serien erkennbar ist. Das anisotrope Verhalten ist bei den verzögerten Serien mehr ausgeprägt als bei der entsprechenden Vergleichsserie. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Verzahnung der einzelnen Lagen bei den verzögert hergestellten Proben bzw. die entstehende Fuge schlechter ausgeprägt ist als bei frisch-in-frisch betonierten Serien. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass vor allem bei kleinen Lagenabständen (hier 2 mm) das anisotrope Verhalten besonders ausgeprägt ist. Hier ist davon auszugehen, dass bei steigender Lagenanzahl die Wahrscheinlichkeit einer schwächeren Fuge (Versagensort) zwischen den Lagen steigt und somit die Festigkeit sinkt. Das Minimum der maximalen Spannungen fällt in der Regel auf ca. 30°. An dieser Stelle ist der Reibungswinkel von Beton, nach SWAIN/MEHMEL [177] ca. 33°, gleich der Schichtungsebene bzw. der Schwächung. Die Verläufe der kritischen Spannung folgen unabhängig von der Serie überwiegend denen der maximalen Spannungen. Wobei das Verhältnis zwischen kritischer und maximaler Spannung abhängig von der Serie und dem entsprechenden Winkel zwischen ca. 80 % und 95 % liegt. Diese Werte sind auch mit denen in der Literatur vergleichbar, siehe Abschnitt 2.3.2. Festzustellen war dabei die Tendenz, dass die kleineren Verhältnisswerte eher bei hohen Winkeln zu beobachten waren. Im Vergleich zu den Verläufen der kritischen Spannungen folgen die Kurven der Rissspannungen nicht denen der maximalen Spannungen. Es war festzustellen, dass die Werte der Rissspannungen unabhängig vom Winkel tendenziell konstant waren, womit auch die Verhältnisswerte zwischen Riss- und maximaler Spannung variieren. Die Werte liegen zwischen 37 % und 64 %, welche im Vergleich zur Literatur teilweise höher liegen. Hier muss allerdings auf den schwierigen Prozess der Auswertung bzw. der Findung der Rissspannung (Ende linearer Bereich) verwiesen werden. Eine sichere Aussage anhand der aufgenommenen Spannungs-Dehnungs-Linien zur Rissspannung ist seriös nicht möglich, lediglich Tendenzen sind ablesbar. Wie auch bei der kritischen Spannung war tendenziell feststellbar, dass der Quotient aus Rissspannungen und maximaler Spannungen bei hohen Winkeln geringer ist.

Grundlegend ist festzustellen, dass die unbewehrten laminierten Serien ein sprödes Versagen aufweisen, bei dem die Richtung und Anzahl der Schichtung keinen Einfluss auf das Bruchbild hat. Bei den verzögert hergestellten Serien variieren die maximal aufnehmbaren Spannungen mit dem Winkel γ . Bei den frisch-in-frisch betonierten Serien ist keine ausgeprägte Winkelabhängigkeit feststellbar. Als Begründung ist hier die Fugenbeschaffenheit zwischen den einzelnen Betonierlagen heranzuziehen. So wird durch die verzögerte Betonage die Verzahnung zwischen den Lagen herabgesetzt, was ein verfrühtes Versagen verursacht. Damit ist festzuhalten, dass die Herstellung im Handlaminierverfahren bereits einen Einfluss auf das Tragverhalten von Beton hat. Ein nennenswerter Einfluss ist erst bei einer verzögerten Herstellung festzustellen, von welcher allerdings auf den Baustellen ausgegangen werden muss. Bei gegossenen Neubauteilen kommt dieser Einfluss nicht zum Tragen.

4.2.5 Elastizitätsmodul

Die ermittelten E-Moduln sind bezogen auf den Winkel γ und sortiert nach den Lagenabständen und der Verzögerung während der Betonage in Abbildung 4.10, 4.11 und 4.12 dargestellt. Tendenziell ist dabei erkennbar, dass die E-Moduln der unbewehrten laminierten Serien im Bereich des E-Moduls der Referenzserie liegen. Die Werte aller Serien schwanken grundlegend

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

zwischen 30.000 und 35.000 N/mm². Bei den frisch-in-frisch betonierten Serien ist ein annähernd konstanter Verlauf der E-Moduln über den Winkel zu beobachten, vergleiche Abbildung 4.10a, 4.11a und 4.12a. Bei den Serien mit einem Lagenabstand von 2 und 8 mm mit verzögerter Betonage ist ein leichter Abfall von 0° bis 90° erkennbar (Abbildung 4.10b und 4.11b). Dahingegen zeigt Abbildung 4.11b der Serie mit 4 mm Lagenabstand und Verzögerung einen konstanten Verlauf der E-Moduln über den Winkel.

(a) 20151110_2_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151110_2_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.10: Darstellung der E-Moduln bezogen auf den Winkel γ für unbewehrte Serien mit 2 mm Lagenabstand

(a) 20151109_4_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151109_4_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.11: Darstellung der E-Moduln bezogen auf den Winkel γ für unbewehrte Serien mit 4 mm Lagenabstand

(a) 20151103_8_0_x_uB - 0 min Verzögerung

(b) 20151103_8_10_x_uB - 10 min Verzögerung

Abb. 4.12: Darstellung der E-Moduln bezogen auf den Winkel γ für unbewehrte Serien mit 8 mm Lagenabstand

Zusammenfassend ist festzustellen, dass der E-Modul der unbewehrten laminierten Serien annähernd auf dem Niveau der ungestörten Referenzserie liegt und auch keine signifikante Winkelabhängigkeit zu beobachten ist. Ausschließlich bei einem Teil der verzögert betonierten Serien ist ein leichter Abfall über den Winkel von 0° bis 90° zu verzeichnen.

4.3 Bewehrte laminierte Versuche

Nach der Betrachtung der unbewehrten Proben wird nun auf die bewehrten, im Handlaminierverfahren hergestellten Versuchsserien eingegangen. Losgelöst vom Einfluss der Schichtung durch die Herstellung werden an dieser Stelle die Einflüsse verschiedener Textilien untersucht. Dabei standen Parameter wie die Maschenweite, die Garnstärke, der Lagenabstand, der Versatz oder auch die Ausrichtung im Vordergrund.

Im Folgenden werden auszugsweise Spannungs-Dehnungs-Linien verschiedener Serien gezeigt, um die Prinzipien des Tragverhaltens beschreiben zu können. Die vollständige Zusammenstellung aller bewehrter laminierten Versuchsserien sind im Anhang A3 zu finden. Dabei werden stets die Mittelwerte der einzelnen charakteristischen Punkte einer Serie sortiert nach dem Winkel γ und die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Linien inklusive dem entsprechenden Versagenstyp dargestellt. Zunächst werden die Versuchsergebnisse getrennt für Längs- und Querrichtung dargestellt und anschließend die Tragmechanismen zusammengefasst.

4.3.1 Tragverhalten in Längsrichtung

In Abbildung 4.13 sind die Kurven der Längsdehnungen ϵ_l bezogen auf die Spannungen für eine repräsentative Serie mit dem kleinmaschigen flexiblen Textil 1 (20160308_4_0_x_1) bei allen geprüften Winkeln dargestellt. Die einzelnen Diagramme enthalten die Einzelwertkurven (hellgrün) und die jeweiligen Mittelwertkurven (grün) der Längsdehnungen. Für eine bessere Vergleichbarkeit wurden die Kurven alle gleich skaliert und somit aus Gründen der besseren Erkennbarkeit teilweise kleine Detailbilder ergänzt. Es sind drei grundlegende Kurvenformen erkennbar, welche sich auch in Nachbruchverhalten unterscheiden.

Typ I entspricht in seinem Kurvenverlauf dem der unbewehrten Serien und stellen somit ein sprödes Versagen dar, Abbildung 4.13a, 4.13b und 4.13c. Die Spannungs-Dehnungs-Linie bei Typ II zeigt ein Plateau nach dem maximalen Spannungswert und das Versagen kündigt sich langsam an, vergleiche Abbildung 4.13d. Der dritte Typ hat ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten, bei welchem die Rissbildung und -öffnung immer weiter fortschreitet und große Dehnungen gemessen werden können, ohne dass der PK vollständig versagt, siehe hierzu Winkel 60° bis 90° in Abbildung 4.13. Bei Typ III kann es nach einem Abfall der Spannungs-Dehnungs-Linie nach dem Maximum auch zu einem Wiederanstieg der Spannung bei steigender Dehnung kommen, vergleiche z. B. Abbildung 4.13g die Einzelwertkurve. Die Aufnahme eines ansteigenden Astes nach dem Spannungsmaximum war nicht immer möglich, da der Versuch teilweise abgebrochen werden musste, um zu großen Verformungen der Belastungsbürste und damit Beschädigungen dieser zu vermeiden.

Grundlegend war somit festzustellen, dass das Tragverhalten von bewehrten Proben Unterschiede im Vergleich zu dem der unbewehrt laminierten Proben aufweist. Nicht nur bei den Maximalwerten konnte eine Winkelabhängigkeit festgestellt werden, sondern die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie und die Art des Versagens sind signifikant vom Winkel abhängig. Dieses Verhalten wird stark von der Geometrie des jeweiligen Textils beeinflusst.

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

Abb. 4.13: Spannung-Dehnungs-Linien der Serie 20160308_4_0_x_B1 geordnet nach Winkel γ

4.3.2 Tragverhalten in Querrichtung

Ein weiterer Punkt zur Beschreibung des Tragverhaltens ist das Querdehnungsverhalten der Probekörper. Im Folgenden soll auf die Darstellung der Querdehnungsverläufe verzichtet werden, da diese auch im Anhang A3 oder auch im nächsten Abschnitt beispielhaft nachgeschlagen werden können. Viel mehr von Interesse ist die Darstellung der Querdehnungsdifferenzen, wie bereits in Abschnitt 4.2.2 eingeführt. Für acht verschiedene Serien sind die Querdehnungsdifferenzen je Winkel bei Riss- und kritischer Spannung in Abbildung 4.14 dargestellt.

4.3 Bewehrte laminierte Versuche

(a) 20160308_2_0_x_1

(b) 20160308_4_0_x_1

(c) 20160315_8_0_x_1

(d) 20160406_2_0_x_1V

(e) 20160421_4_0_x_1V

(f) 20160517_4_0_x_3

(g) 20160429_2_0_x_5

(h) 20160607_4_0_x_6

Abb. 4.14: Querdehnungsdifferenz bezogen auf den Winkel γ für die bewehrten laminierten Serien

Es sei wieder erwähnt, dass aufgrund der Streuungen und der Fehleranfälligkeit der Querdehnungsmessung keine quantitativen Aussagen getroffen werden können. Somit werden ausschließlich qualitative Aussagen zu Tendenzen getroffen.

Im Vergleich zu den gezeigten Kurven der unbewehrten Serien muss festgestellt werden, dass die Dehnungsdifferenzen bei Rissspannung und kritischer Spannung nicht parallel verlaufen. Es ist erkennbar, dass die Dehnungsdifferenzen beim Niveau der Rissspannung im Vergleich

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

zu den kritischen Spannungen verhältnismäßig klein sind. Kurz unterhalb der Rissspannungen sind ausschließlich Mikrorisse in den Proben vorhanden, womit sich die Querdehnungen in die beiden Richtungen noch nicht signifikant unterscheiden. Erst bei steigender Spannung bilden sich Makrorisse aus. Hierbei ist davon auszugehen, dass die Lage der Textilien die Rissrichtung und -ausbreitung beeinflusst. Die Querdehnungsdifferenzen bei kritischer Spannung sind somit in der Regel größer als bei der Rissspannung. Grundsätzlich ist der Trend erkennbar, dass die Dehnungsdifferenzen bei 0° am größten sind und bei 90° einem Minimum entgegen gehen. Dieser Verlauf wird bei fast allen Serien durch ein lokales Maximum bzw. ein konstantes Differenz-Niveau bei 30° bzw. 45° unterbrochen. Anhand der Dreiteilung der Kurven sind wiederum die drei Versagenstypen ablesbar. Des Weiteren fällt auf, dass die Verläufe in Abbildung 4.14 bei 90° teilweise in den negativen Bereich gehen. Dies ist von der Geometrie der Textilien und der damit verbundenen Stärke der Querdehnungsbehinderung in die beiden Querrichtungen (Maschenweite und Garnstärke) abhängig.

4.3.3 Versagenstypen

Aus den Betrachtungen von Längs- und Querdehnungen haben sich drei typische Versagenstypen herausgestellt, welche im Folgenden erläutert werden sollen. In diesem Zusammenhang werden die unterschiedlichen Mechanismen herausgestellt, welche sich aus den beschriebenen Phänomenen der Längs- und Querdehnungen ergeben und ausschlaggebend für das spezielle Tragverhalten von bewehrten und laminierten Proben sind.

Versagenstyp I

Der erste Versagenstyp ist durch ein sprödes Versagen gekennzeichnet, welches sich in der Spannungs-Dehnungs-Linie und dem Bruchbild widerspiegelt, vergleiche Abbildung 4.15. Dieser Typ tritt vor allem bei kleinen Winkeln γ von 0° bis 30° auf. Teilbild 4.15a stellt zum einen die weitgehend linear verlaufende Längsdehnung dar, welche keinen Nachbruchbereich aufzeigt, was mittels des plötzlichen und spröden Versagens erklärbar ist. Das Bruchbild 4.15b zeigt große vertikal ausgerichtete Risse auf, welche parallel zur Bewehrungslage verlaufen oder zumindest ihren Ursprung dort haben. Wie bereits erwähnt, zeigen die Querdehnungen in Richtung 1 und 2 große Dehnungsdifferenzen, siehe hierzu auch Abschnitt 4.3.2.

Abb. 4.15: Spannungs-Dehnungs-Linie des Typs I (20160308_2_0_0°_B1)

Als Erklärung für diese Beobachtung können zwei entgegengesetzt wirkende Mechanismen herangezogen werden. Auf der einen Seite bilden die Textillagen eine zusätzliche Störung innerhalb der Schichtung des Laminierverfahrens. Die Garne können dabei als Fehlstellen angenommen werden, da der E-Modul der Garne in ihrer Querrichtung auf Druck um ein Vielfaches kleiner als der von Beton ist. Damit entstehen in diesem Fall (Winkel $\gamma = 0^\circ$) untereinander liegende Löcher, welche die Druckstreben umlaufen müssen. Modellhaft ist dieser Sachverhalt in Abbildung 4.16 dargestellt. Die Umlenkungen der Druckstrebe bei jedem einzelnen Garn hat zur Folge, dass Querkzugspannungen ober- und unterhalb der Garne induziert werden, welche zur Rissentstehung beitragen. An dieser Stelle sei erwähnt, dass das Modell in Bild 4.16 zur Wahrung der Übersichtlichkeit nur die umgelenkten Druckstreben beinhaltet, in der Realität wird es noch senkrecht durchlaufende Druckstreben geben, die vermutlich einen Großteil der Last abtragen. Nichtsdestotrotz führen die Querkzugspannungen zu Rissen, wodurch die Hauptrisse in der Ebene der Textilien entstehen. Hinzu kommt ein weiterer rissbegünstigender Faktor, die geringere Querkzugfestigkeit in der Ebene der Textilien, da an dieser Stelle das Gelege die Betonfläche verringert, siehe hierzu R. ORTLEPP [139]. Zusätzlich trägt die schichtweise Herstellung zur Reduktion der Querkzugfestigkeit im Bereich der Textilebenen bei, vergleiche Abschnitt 4.2. In die andere Probenrichtung (senkrecht zu den Textilebenen) entstehen in der Regel keine Risse. Der zweite entgegengesetzte Mechanismus kann als Begründung für diese fehlenden Risse dienen. Bei Proben mit kleinem Winkel zwischen Bewehrungsebene und Belastung ist in der Regel nur eine Probenrichtung bewehrt. Den Extremfall stellt der Fall von $\gamma = 0^\circ$ dar, wo die Textilien senkrecht im PK liegen und somit ausschließlich die Richtung 2 bewehrt ist und in Richtung 1 keine Bewehrung liegt. Bei steigender Belastung kommt es zur teilweisen Aktivierung der Garne, verursacht durch die steigende Querverformung und den steigenden Querdruck bezogen auf die Garne. Daraus folgt eine Querdehnungsbehinderung in Richtung 2, welche somit das Rissaufweiten in Richtung 1 behindern. Aus diesem Grund sind die Querdehnungsdifferenzen, siehe Abschnitt 4.3.2, bei einem Winkel von 0° am größten. Eine Quantifizierung der Querdehnungsbehinderung war in den Versuchen nicht möglich. Es ist davon auszugehen, dass die begünstigte Rissrichtung und die teilweise aktivierte Verbundwirkung der Garne zu den Querdehnungsdifferenzen führen.

Zu den beiden genannten Mechanismen kommt hinzu, dass mit steigendem Winkel die Störebene aus Textilien und Schichtung dazu führen, dass eine Art Abgleiten auftritt, was zu einem verfrühten Versagen führt. Dies ist vor allem bei Winkeln zwischen 15° und 45° zu beobachten und bildet an dieser Stelle auch einen fließenden Übergang zu Versagenstyp II.

Abb. 4.16: Verlauf der Druckstreben in einem auf Druck belasteten PK, Winkel 0°

Versagenstyp II

Der Versagenstyp II geht fließend von Typ I über, da keine allgemeingültige Grenze bezogen auf den Winkel γ gefunden werden kann. In der Regel tritt dieser Typ je nach Serie bei Winkeln von 30°, 45° und auch noch bei 60° auf. Das Versagen unterscheidet sich von dem bei Versagenstyp I, da es an dieser Stelle zu keinem plötzlichen Versagen kommt, sondern eine Vorankündigung zu beobachten ist. So weist die Spannungs-Längsdehnungs-Kurve ein Plateau kurz vor dem Bruch auf. Auch das Bruchbild kündigt mittels kleiner Risse das Versagen an, siehe Abbildung 4.17. In keinem Fall kam es zu einer vollständigen Zerstörung der Proben, sondern lediglich zu einem signifikanten Lastabfall, welcher zum Abbruch des Versuches führte. Die auftretenden Risse sind in der Regel senkrecht und verlaufen textilebenenübergreifend von Einzelgarn zu Einzelgarn. Im Vergleich zu Typ I sind wesentlich kleinere Rissbreiten erkennbar. Die aufgezeichneten Querdehnungen (Abbildung 4.17a) in den beiden Hauptrichtungen unterscheiden sich auch hier voneinander, was wiederum auf die Wechselwirkung der zwei beschriebenen Mechanismen zurückzuführen ist.

Die Rissbilder lassen die Behauptung zu, dass die Fehlstellen, verursacht durch die Garne, einen Auslöser für Risse bilden. Die senkrechte Ausrichtung der Risse führt wiederum zu einer größeren Querdehnung in Richtung 1 als in Richtung 2. Gleichzeitig haben alle Garne, welche in Richtung 2 liegen, eine querdehnungsbehindernde und somit eine (mikro-) rissüberbrückende Wirkung, da diese horizontal in Richtung 2 ausgerichtet sind. Die Garne in Richtung 1 liegen in der Regel in einem sehr großen Winkel verglichen zur Horizontalen, womit eine effektive Querdehnungsbehinderung nicht gegeben ist. Nichtsdestotrotz ist von einer stabilisierenden Wirkung auszugehen, da ansonsten größere Risse in der Textilebene zu erwarten wären.

Abb. 4.17: Spannungs-Dehnungs-Linie des Typs II (20160308_2_0_30°_B1)

Die Proben, welche zum Versagenstyp II gehören, weisen zumeist die geringsten maximal aufnehmbaren Spannungen auf. Dies liegt zum einen an dem Reibungswinkel von Beton, welcher bei Winkeln zwischen 30° und 45° mit dem der Textilebene zusammenfällt und somit ein Abgleiten der Schichten gefördert wird. Dieses Abgleiten wird durch die vorhandene Bewehrung in Richtung 1 noch nicht verhindert, da die Garne an dieser Stelle noch relativ steil in der Probe liegen. Zum anderen nehmen die Querzugspannungen mit steigendem Winkel γ zu, da diese aufgrund der elliptischen Form der Garne mit steigendem Winkel γ eine größere Störfläche darstellen, vergleiche hierzu Abbildung 4.18. Zusätzlich kommt es zu vermehrtem Umlenkungen durch die Beeinflussung der verschiedenen Textillagen untereinander, was zu zusätzlichen Querzugspannungen führt, siehe hierzu den folgenden Abschnitt 4.3.4.

Abb. 4.18: Verlauf der Druckstreben um ein Einzelgarn in einer auf Druck belasteten Probe; Abhängigkeit vom Winkel

Versagenstyp III

Der letzte Versagenstyp tritt bei großen Winkeln γ zwischen 60° und 90° auf. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve weist an dieser Stelle eine spezielle Eigenschaft auf, da diese nach dem Erreichen des ersten Spannungsmaximums erst abfällt und anschließend wieder ansteigt und somit erneut Last angetragen werden kann, siehe Abbildung 4.19a. Dieser zweite Anstieg kann das erste Maximum noch übersteigen. Die dabei auftretenden Dehnungen sind bis zu 200 % groß. In den meisten Fällen wurden die Versuche bei einer Querverformung von 5 mm abgebrochen, da sonst die Gefahr der Beschädigung der Bürsten bestand. Die Querdehnungen folgen den Längsdehnungen, wobei festgestellt werden muss, dass die gemessenen Querdehnungen nach dem ersten Maximum in der Regel durch Abplatzungen verfälscht wurden. Im unteren Lastbereich verlaufen die Querdehnungskurven in Richtung 1 und 2 bei einem symmetrischen Gelege überwiegend deckungsgleich, siehe Detailbild in Abbildung 4.19a. Das Versagensbild in Teilbild 4.19b ist von kleinen senkrechten Rissen zwischen den Einzelgarnen geprägt und weist nach den großen aufgenommen Dehnungen vermehrt Betonabplatzungen auf.

(a) Spannungs-Dehnungs-Linie

(b) Repräsentatives Bruchbild

Abb. 4.19: Spannungs-Dehnungs-Linie des Typs III (20160308_2_0_90°_B1)

Das beschriebene Verhalten der Proben ist wiederum auf die beiden Tragmechanismen zurückzuführen. Zum einen sind die eingetragenen Querkzugspannungen durch die Umlenkung der Druckstrebe um die Garne bei großen Winkeln am größten, vergleiche hierzu Abbildung 4.18

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

bei 90°. Daraus resultieren die senkrechten Risse, welche an dieser Stelle auf allen Seiten der PK zu beobachten waren. Dem entgegen wirkt die Querdehnungsbehinderung der Textilien, welche annähernd (bei 60° bis 90°) bzw. genau horizontal (bei 90°) in der Probe liegen und somit in beide Probekörperrichtungen wirken. Auch wenn an dieser Stelle nur von einer Teilaktivierung der Garne in Bezug auf das Verbundverhalten ausgegangen werden kann, reicht dies, um eine Rissaufweitung zu verhindern. Nach dem Erreichen des ersten Maximums der Spannung und einer vermehrten Rissbildung (Abfall der Spannungs-Dehnungs-Kurve) tragen die Textilien durch ihren Verbund und ihre Gitterwirkung zum erneuten Lastabtrag (Laststeigerung) bei. Ein Indiz für die Behauptung des Mitwirkens der Bewehrung bzw. der Querdehnungsbehinderung der Bewehrung wird durch die Verläufe der Querdehnungsdifferenz in Abbildung 4.14 gegeben. Hier ist der Trend erkennbar, dass die Querdehnungsdifferenz bei 0° am größten und bei 90° am kleinsten ist. Bei 0° trägt die Rissbildung in Textilebene und die durch die Gelege bewirkte Querdehnungsbehinderung (Bewehrung liegt nur in dieser Richtung) zu großen Querdehnungsdifferenzen bei. Je größer der Winkel γ wird, umso mehr liegen auch die Garne in der zweiten Richtung horizontal im PK, wodurch eine Aktivierung der Textilien in beide Richtungen der Probe möglich ist. Damit verbunden gleichen sich die Querdehnungen in Richtung 1 und 2 an und die Differenzen beider Dehnungen werden kleiner. Der Extremfall ist bei einem Winkel γ von 90° erreicht, wo in beide Richtungen die Garne horizontal liegen und somit voll mittragen können. Bei symmetrischen Textilien ist die Querdehnungsdifferenz ab hier gleich Null. Wie in Abbildung 4.14g und 4.14f erkennbar, sind bei 90° auch negative Querdehnungsdifferenzen zu verzeichnen, was an den unterschiedlichen Bewehrungsgraden in beide Richtungen (unterschiedliche Abstände von Schuss- und Kettfäden) liegt. Sind die Querdehnungsbehinderungen in Richtung 1 größer als in Richtung 2 können negative Werte berechnet werden. Die Rissbilder und -größen lassen wiederum auf eine stabilisierende Wirkung der Bewehrung schließen. Nichtsdestotrotz trägt der Effekt der induzierten Querzugspannungen dazu bei, dass die maximalen Spannungen nicht bei 90°, sondern bei 0° gemessen werden. Dieser Sachverhalt wird im nächsten Abschnitt näher beleuchtet.

4.3.4 Charakteristische Punkte

Das Zusammenspiel der beiden soeben beschriebenen Mechanismen und damit das Tragverhalten von laminierten Carbonbeton unter Druck lässt sich sehr gut an den Verläufen der charakteristischen Punkte erkennen. Somit wurden im Folgenden charakteristische Punkte je Winkel und bewehrter laminierter Serie ermittelt, siehe dazu Abbildung 4.20. Die Abbildung gibt mit acht dargestellten Serien einen Auszug aus dem Versuchsprogramm. Die angegebenen Spannungswerte wurden auf die 28-Tage-Festigkeit der jeweiligen Serie zurückgerechnet. Die Verläufe der charakteristischen Spannungspunkte bezogen auf den Winkel γ verdeutlichen zuerst einmal die Winkelabhängigkeit der geschichteten Proben und somit einen Einfluss der Schichtung bzw. der Textillagen auf das Tragverhalten.

Wie bei den unbewehrten Proben liegen die Rissspannungen annähernd auf dem gleichen Niveau und variieren somit nur sehr geringfügig mit dem Winkel. Das anisotrope Verhalten wird allerdings bei den Kurven der kritischen Spannung und der maximalen Spannung deutlich. Dabei ist ebenfalls zu erkennen, dass diese beiden Kurven vor allem im Bereich des Minimums (um 60°) nicht mehr parallel verlaufen. An diesen Stellen ist die kritische Spannung im Vergleich zur maximalen Spannung im Wesentlichen kleiner und nähert sich der Kurve der Rissspannungen an. Dieses Verhalten ist ausgeprägt in Abbildung 4.20a, 4.20f, 4.20g und 4.20h zu beobachten. Weiterhin ist, wie bereits angemerkt, festzustellen, dass bei allen Serien die maximale Spannung bei 0° ein globales Maximum annimmt und auch stets größer als bei 90° ist. Die dazwischen liegenden Werte sind in der Regel kleiner und verlaufen im Allgemeinen auf ein Minimum bei ca. 60° hin und steigen daraufhin wieder bis zum Winkel von 90° an.

(a) 20160308_2_0_x_B1

(b) 20160308_4_0_x_B1

(c) 20160315_8_0_x_B1

(d) 20160421_4_0_x_B1_V

(e) 20160518_4_0_x_B4

(f) 20160429_2_0_x_B5

(g) 20160426_4_0_x_B5

(h) 20160607_4_0_x_B6

Abb. 4.20: Darstellung der charakteristischen Punkte einer Auswahl von bewehrten laminierten Versuchsserien

Diese Anisotropie nimmt mit steigenden Lagenabstand ab (vergleiche Abbildung 4.20a, 4.20b und 4.20c oder Abbildung 4.20f und 4.20g), da die Mechanismen der Störung nicht so zum Tragen kommen. Das Maximum im Bereich bei 0° ist damit zu begründen, dass die Störungen bzw. die Umlenkungen bezogen auf die Druckstreben, aufgrund der elliptischen Geometrie der Garne, am geringsten ist, vergleiche Abbildung 4.18. Damit verbunden existieren viele ungestörte

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

Bereiche im Betonprobekörper, welche zum großen Teil des Lastabtrags beitragen. Die Querdehnungsbehinderung durch die textile Bewehrung ist hierbei nur in Richtung 2 vorhanden und spielt allerdings eine untergeordnete Rolle, da der Hauptteil der Last über die ungestörten Bereiche abgetragen wird. Bei einer weiteren Steigerung des Winkels bis hin zu 45° wirken die Textilien ebenfalls nur in einer Probekörperichtung, da in der anderen die Ausrichtung der Garne so steil ist, dass keine nennenswerten Querdehnungsbehinderungen durch die teilweise Aktivierung der Garne stattfindet und somit nicht zur Laststeigerung beiträgt. Auf der anderen Seite steigen die induzierten Querkzugspannungen aufgrund der Lage der elliptischen Garne an. Hinzu kommt, dass die Neigung der Textilebenen bzw. der Störebene annähernd dem Reibungswinkel von Beton entspricht, womit ein verfrühtes Versagen hervorgerufen werden kann. In der Regel liegt das Minimum der maximalen Spannungen bei einem Winkel zwischen 45° und 60° , da sich in diesem Bereich die Störungen durch die immer mehr horizontal liegenden elliptischen Garne vergrößern und die Tragwirkung der Textilien noch nicht in beide PK-Richtungen ausgeprägt ist.

Abb. 4.21: Position der Textilien im PK bezogen auf die Grundfläche bei verschiedenen Winkeln

Ein weiteres Phänomen kommt bei der Betrachtung der gesamten Serie hinzu. Mit steigendem Winkel liegen die Textilien teilweise so in den Proben, dass keine ungestörten Betonsäulen, wie z. B. bei 0° oder 90° , mehr existieren. Daraus folgt, dass die Druckstreben zusätzlich zu den Umlenkungen um die Garne noch weitere erfahren müssen. Diese Umlenkungen führen zur Vergrößerung bzw. Vermehrung der indizierten Querkzugspannungen und somit zu geringeren Festigkeiten. Dieser Sachverhalt wird in Abbildung 4.21 und 4.22 verdeutlicht. Die Bilder in Abbildung 4.21 stellen für drei verschiedene Winkel dar, welche ungestörten Betonbereiche bei einer gewissen Lage der Textilien (hier 0° , 60° und 90°) noch existieren, wenn man von oben (Pfeil) durch die PK durchschauen würde. Es wird deutlich, dass bei 0° und 90° ungestörte Betonbereiche existieren, welche direkt die Druckspannungen abtragen. Mit Winkeln wie z. B. bei 60° existieren keine ungestörten Bereiche. Die Druckstreben müssen also in jedem Fall umgelenkt werden. Dieser Sachverhalt ist stark von den Maschenweiten und dem Lagenabstand der eingebauten Textilien abhängig. Die Versuche haben allerdings ergeben, dass das Mini-

zum an ungestörter Stelle immer bei einem Winkel von ca. 60° liegt, auch wenn bei großen Maschenweiten und geringen Lagenanzahlen ungestörte Bereiche existieren. Dies wird in Abbildung 4.22 verdeutlicht. Das Diagramm stellt die gesamte unbedeckte Matrixfläche A_{Matrix} geteilt durch die Gesamtfläche A_{Gesamt} bezogen auf den Winkel für verschiedene Textilien und Lagenabstände dar. Hierbei werden die elliptischen Garne zu Rechtecken vereinfacht, siehe Piktogramm in Bild 4.22, um die überdeckte Fläche $A_{\text{überd.}}$ zu ermitteln, vergleiche Abbildung 4.21. Bei Textil 1 ist deutlich zu sehen, dass mit sinkendem Lagenabstand die ungestörte Betonfläche abnimmt. Dabei gibt es bei einem Lagenabstand von 8 mm bei allen Winkeln noch ungestörte Bereiche, wohingegen bei 4 mm und 2 mm zwischen 45° und 75° keine ungestörten Bereiche existieren. Auch für die weiteren gezeigten Textilien ist zu erkennen, dass das Minimum immer bei ca. 60° erreicht wird. Zusätzlich ist auch der Sachverhalt erkennbar, dass die Störung aufgrund der Garngeometrie bei 0° stets geringer ist als bei 90° . Diese Feststellung trägt zu Begründung des Minimums der maximalen Spannungen bezogen auf eine Serie bei. Des Weiteren liegt in diesem Sachverhalt die Begründung, warum die kritischen Spannungen sich bei ca. 60° teilweise den Rissspannungen annähern. Die vermehrten Umlenkungen und Störungen der Druckstreben führen zu vielen Stellen mit eingetragenen Querkzugspannungen, womit die Wahrscheinlichkeit für frühe Risse steigt, welche sich vermutlich gleich als Makrorisse ausbilden. Die weitere Laststeigerung bzw. der große Abstand von kritischer zur maximalen Spannung ist dann der Querdehnungsbehinderung der Textilien geschuldet, die bei 60° bis 75° bereits in beide Richtungen wirkt. Bei großen Winkeln hin zu 90° existieren wieder ungestörte Bereiche und die Textilien verursachen in beide Raumrichtungen eine Querdehnungsbehinderung. Nichtsdestotrotz wird das Spannungsniveau von 0° nicht erreicht, da die elliptischen Garne horizontal liegen und somit eine größere Störung für die Druckstreben darstellen und dieser Effekt den der Querdehnungsbehinderung überwiegt.

Abb. 4.22: Darstellung der ungestörten Betonfläche bei bewehrten Proben in Abhängigkeit vom Winkel und verschiedenen Textilien und Lagenabständen

4.3.5 Elastizitätsmodul

Für die Serien, welche bereits bei der Diskussion der charakteristischen Punkte ausgewählt wurden, werden in Abbildung 4.23 die E-Moduln bezogen auf den Winkel γ dargestellt. Grundsätzlich ist bei den Verläufen erkennbar, dass stets einen Abfall des E-Moduls von 0° zu 90° existiert.

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

Abb. 4.23: Darstellung der E-Moduln einer Auswahl von bewehrten laminierten Versuchsserien

Bei 0° sind die ermittelten E-Moduln bei ca. 35.000 N/mm², was mit denen der Referenzserie und denen der unbewehrten laminierten Serien vergleichbar ist. Dies deutet darauf hin, dass hier die ungestörten Bereiche zwischen den Textillagen maßgebend für die Steifigkeit und somit für den Lastabtrag sind. Im Anschluss nehmen die E-Moduln in einer leicht konkaven Form ab, wobei die minimalen Werte zwischen 15.000 und 25.000 N/mm² schwanken. Unter Betrachtung der Streuungen der ermittelten E-Moduln, welche mit kleiner als 10 % vom Mittelwert eher

gering sind, kann ggf. auch von einem annähernd linearen Abfall gesprochen werden. Auffällig ist allerdings ein Minimum (Abbildung 4.23a) oder Ende des Abfalls (Abbildung 4.23h) bei ca. 45° oder 60°. Dieser anscheinend charakteristische Verlauf der E-Moduln bei bewehrten laminierten Proben ist vermutlich auf das Vorhandensein von ungestörten Betonsäulen und die elliptische Form der Garne zurückzuführen. Wie in Abbildung 4.18 verdeutlicht, nimmt der Einfluss der Garnfläche bezogen auf die Belastungsrichtung aufgrund der elliptischen Form der Garne zu. Dieser Sachverhalt wirkt sich unmittelbar auf die Größe der Steifigkeit der Proben aus, da in der Fläche senkrecht zur Lastrichtung weniger ungestörte Betonbereiche existieren. Überlagert wird dieser Mechanismus von dem Zusammenhang zwischen ungestörten Betonsäulen in Abhängigkeit von Lagenabstand, Textil und Winkel, wie bereits anhand der Abbildung 4.21 und 4.22 beschrieben, was die lokalen Minima bzw. das Ende des Abfalls bei ca. 60° begründet.

4.4 Bewehrte gegossene Versuche

Nachdem mit den unbewehrten laminierten Serien festgestellt wurde, dass der Herstellungsprozess des Handlaminierens einen Einfluss auf die Festigkeit hat, wurde neben den bewehrten laminierten auch bewehrte gegossene Serien untersucht, um unter anderem den Einfluss der Herstellung genauer herausstellen zu können. Des Weiteren wurden in diesem Teil des Versuchsprogrammes ebenfalls Parameter, wie Maschenweite und Garnstärke, aufgenommen. Außerdem wurde der Einfluss der Betonfestigkeit und der Tränkungsart untersucht. Als Ergänzung wurden anschließend noch Versuche mit wesentlich geringeren Bewehrungsgraden (ein und zwei Lagen im PK) bis hin zu lediglich einem Garn im PK durchgeführt, um die gesamte Bandbreite der Bewehrungsanordnung abdecken zu können.

Eine ausführliche Zusammenstellung der Versuchsergebnisse jeder Serie ist dem Anhang A3 zu entnehmen. Im Folgenden wird anhand von Bruchbildern und repräsentativer Spannungs-Dehnungs-Linien das Tragverhalten in Längs- und Querrichtung diskutiert, um maßgebende Tragmechanismen aufzeigen zu können.

4.4.1 Tragverhalten in Längsrichtung

Das Tragverhalten der bewehrten gegossenen Proben entspricht grundsätzlich dem der bewehrten laminierten Proben. Zur Verdeutlichung sind in Abbildung 4.24 die Spannungs-Dehnungs-Kurven in Längsrichtung für drei Winkel γ (0°, 45° und 90°) von drei ausgewählten Serien dargestellt. Für die höher bewehrten gegossenen Serien, wie 20170301_4_0_x_5 (Bild 4.24a - 4.24c) und 20170712_4_0_x_8 (Bild 4.24d - 4.24f), sind die drei Versagenstypen teilweise erkennbar. Bei kleinen Winkeln (0° bis 30°) tritt ein sprödes Versagen (Versagenstyp I) auf. Bei größeren Winkeln zwischen 45° und 60° bzw. 75° ist der Übergangstyp II erkennbar. Teilweise ist auch bei 90° der Typ II, vergleiche Bild 4.24c, noch zu beobachten. Dies tritt vor allem bei Textilien mit großen Maschenweiten oder bei Betonen mit höheren Festigkeiten auf. Bei anderen Parameterkombinationen hingegen tritt der reine Versagenstyp III auf, siehe Bild 4.24f. Eine abgewandelte Form des Types III ist ebenfalls zu erkennen. Hierbei kommt es zu keinem Wiederanstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve, sondern zu einem allmählichen Absinken der Spannung bei großen Längsdehnungen, vergleiche hierzu Teilbild 4.24e oder die Einzelkurve in Bild 4.24c. Für sehr gering bewehrte Serien, wie die Serie 20180523_32_0_x_7 (Bilder 4.24g - 4.24i), sind bezogen auf den Winkel γ keine Differenzierungen in Versagenstypen mehr möglich. Die Proben versagen überwiegend spröde und sind somit ausschließlich dem Versagenstyp I zuzuordnen.

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

Abb. 4.24: Spannung-Dehnungs-Linien der Längsverformung dreier repräsentativer Serien (3 entsprechende Winkel)

4.4.2 Tragverhalten in Querrichtung

Zur Untersuchung des Tragverhaltens in Querrichtung wurden wiederum die Querdehnungsdifferenzen herangezogen. Die einzelnen Querdehnungsverläufe sind in Anhang A3 zu finden. Abbildung 4.25 stellt, vergleichbar zu Abschnitt 4.3.2, für eine Auswahl an gegossenen bewehrten Serien die Querdehnungsdifferenzen für die untersuchten Winkel bei einem Lastniveau knapp unterhalb der Rissspannung und kritischen Spannung dar.

Abb. 4.25: Querdehnungsdifferenz bezogen auf den Winkel γ für die bewehrten gegossenen Serien

Für die Serien mit 4 mm Lagenabstand (Bild 4.25a - 4.25c) ist das Tragverhalten in Querrichtung mit dem bei den laminierten bewehrten Serien vergleichbar. Die Differenzen der Querdehnungen bezogen auf den Winkel γ unterhalb der Rissspannung sind verglichen zu denen der kritischen Spannung klein und verlaufen annähernd horizontal. Bei den Querdehnungsdifferenzen auf kritischem Spannungsniveau ist wiederum der Trend erkennbar, dass die Dehnungsunterschiede bei 0° am größten sind, kontinuierlich hin zu 90° abnehmen und dort annähernd Null sind. Im Vergleich dazu weisen die Serien mit größeren Lagenabständen (Bild 4.25d - 8 mm, Bild 4.25e - 16 mm und Bild 4.25f - 32 mm) signifikant geringere Querdehnungsdifferenzen auf. Bei der 8 mm Serie sind tendenziell noch Unterschiede zwischen der Rissspannungskurve und der Kurve der kritischen Spannung zu erkennen, wobei die Verläufe annähernd parallel sind. Hingegen treten bei den Serien mit 16 und 32 mm Lagenabstand keine nennenswerten Querdehnungsdifferenzen auf. Abgesehen von einzelnen Ausreißern liegen die Dehnungsdifferenzen bei der Rissspannung und der kritischen Spannung aufeinander. An dieser Stelle ist der Bewehrungsgrad verhältnismäßig gering, so dass die einzelnen Bewehrungslagen keinen Einfluss auf das Tragverhalten in Querrichtung in Form einer Querdehnungsbehinderung bewirken.

4.4.3 Versagenstypen

In Anlehnung an den Abschnitt 4.3.3, in dem die Versagensmechanismen für die bewehrten laminierten Serien beschrieben wurden, sollen an dieser Stelle die Tragmechanismen der gegossenen bewehrten Proben erläutert werden. Grundsätzlich gelten die gleichen Mechanismen, welche bereits dargelegt wurden. An vereinzelt Stellen gibt es allerdings Unterschiede zwischen gegossenen und laminierten Serien, welche im Folgenden näher diskutiert werden.

Versagenstyp I

Der Versagenstyp I gleicht dem der bewehrten laminierten Serien. Er ist durch ein sprödes Versagen gekennzeichnet, welches sich durch eine Spannungs-Dehnungs-Linie ohne aufgenommenen Nachbruchbereich auszeichnet, vergleiche Abbildung 4.26. Neben dem vergleichbaren Verlauf der Längsdehnungen sind auch die Querdehnungen charakteristisch für Versagenstyp I. Im Allgemeinen unterschieden sich die Querdehnungen in Richtung 1 und 2 wie bei den bewehrten laminierten Proben. Das gezeigte Beispiel (Abbildung 4.26a) hingegen zeigt eine sehr gering bewehrte Probe, wodurch der Einfluss der Bewehrung auf Risswachstum und Querdehnungsbehinderung fast vernachlässigbar ist und somit die Querdehnungen in beide Richtungen annähernd gleich sind, vergleiche auch Abschnitt 4.4.2. Die Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad ist ebenfalls bei dem Vorkommen des Versagenstypes I zu beobachten. Bei sehr gering bewehrten Serien (z. B. bei Lagenabstand 16, 32 mm) tritt dieses Versagen bis hin zum Winkel von 90° auf.

Abb. 4.26: Spannungs-Dehnungs-Linie des Typs I (20180508_32_0_0°_B5)

Das Bruchverhalten bzw. die Ausprägung des spröden Bruches ist ebenfalls vom Bewehrungsgrad abhängig. Für höher bewehrte Serien sind vergleichbare Bruchbilder mit senkrechten Rissen in den Textilebenen wie bei den bewehrten laminierten Proben beobachtbar. Hingegen weisen gering bewehrte Serien (Lagenabstände 16, 32 mm oder lediglich ein Garn) Bruchbilder auf, bei welchen es bis zur vollständigen Zerstörung der Proben kommt oder lediglich wenige große Risse zu erkennen sind (Bild 4.26b), da keine stabilisierenden Textilien vorhanden sind. Der Bruch resultiert meist in einen großen Hauptriss. Dennoch bilden sich diese Risse zumeist in den Textilebenen aus, was auf die beschriebenen induzierten Querkzugspannungen zurückzuführen ist. Die Schwächung in den Textilebenen durch den Laminierprozess ist an dieser Stelle nicht vorhanden.

Versagenstyp II

Der Versagenstyp II ist bezogen auf die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie und den auftretenden Bruchbildern bei gegossenen und laminiert bewehrten Proben identisch. Bei den gegossenen Proben war allerdings festzustellen, dass es Serien gibt, bei denen diese Versagensform bis hin zu einem Winkel von 90° auftritt oder gar nicht zu beobachten ist, da ausschließlich der Typ I auftrat. Dies ist wiederum auf den Bewehrungsgrad zurückzuführen. Je geringer dieser wird, umso mehr nimmt die Querdehnungsbehinderung resultierend aus den teilweise aktivierten Textilien ab und je spröder wird das Materialverhalten. Im gleichen Zuge nehmen die induzierten Querkzugspannungen ab, was zu größeren aufnehmbaren Spannungen führt. Tiefer wird in Abschnitt 4.4.4 auf diese Thematik eingegangen.

Die Rissbilder bzw. Bruchbilder sind ebenfalls mit denen der laminierten Serien vergleichbar, obwohl festzustellen ist, dass vermehrt Abplatzungen an den Rändern zu vernehmen waren. Kleine senkrechte Risse von Garn zu Garn sind ebenfalls zu erkennen, was darauf schließen lässt, dass die angenommen Tragmechanismen auch bei den gegossenen Proben wirken.

Abb. 4.27: Spannungs-Dehnungs-Linie des Typs II (20170712_4_0_60°_B8)

Versagenstyp III

Der in Abschnitt 4.3 beschriebene Versagenstyp III tritt teilweise auch bei den bewehrten gegossenen Proben auf. Der charakteristische Wiederanstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve ist vorwiegend bei flexibel (SBR-Tränkung) und höher bewehrten gegossenen Serien (z. B. bei Serie 20161019_4_0_x_1) zu erkennen. Im überwiegenden Fall, wenn Versagenstyp I und II nicht bis zu einem Winkel von 90° zu beobachten war, tritt bei hauptsächlich 90° ein etwas veränderter Versagenstyp III auf. Dieser ist in Abbildung 4.28a dargestellt. Hier kommt es nicht, wie zuvor beschrieben, zu einem Wiederanstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve nach einem ersten Maximum, sondern zu einem kontinuierlichen Abfall, welcher durch sehr große Dehnungen gekennzeichnet ist. Nichtsdestotrotz spielen hier die gleichen Mechanismen eine Rolle. Zum einen bilden die Garne Fehlstellen, welche Querkzugspannungen verursachen und somit die Rissbildung begünstigen. Auf der anderen Seite geht von den Textilien in annähernd horizontaler Ausrichtung eine Querdehnungsbehinderung aus, welche eine stabilisierende Wirkung hat. Beide Mechanismen sind vom jeweiligen Bewehrungsgrad abhängig. Zusätzlich kommt hinzu, dass gegossene Proben erwartungsgemäß weniger Störstellen im Betongefüge auf Grund der Herstellungsart aufweisen. Daraus folgt, dass die Rissverteilung bei den gegossenen Proben nicht so fein wie bei den laminierten Serien ausfällt, vergleiche Abbildung 4.28b. Demzufolge entstehen größere Makrorisse, die das Versagen verursachen. Die wenigen großen Risse ver-

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

hindern im gerissenen Zustand eine gleichmäßige Lastverteilung auf die vorhandene textile Bewehrung, womit bei kontinuierlichem Fortschreiten des Versuches Rissneubildungen auftreten, welche eine erneute Laststeigerung verhindern. Im Vergleich dazu können bei den laminierten Proben mit feiner Rissverteilung lokale Rissneubildungen über die Querdehnungsbehinderung der Textilien verhindert werden, womit die stabilisierende Wirkung der Bewehrung eine Laststeigerung verursachen kann. Zusätzlich führte die geringere Gefügestörung im Allgemeinen zu größeren Festigkeiten der Proben im Gegensatz zu den laminierten Proben (vergleiche Abschnitt 6). Demzufolge ist in den PK während der Versuche eine größere potenzielle Energie gespeichert, was wiederum einen Einfluss auf das Risswachstum und das Nachbruchverhalten hat. Bei der Bildung von kritischen Makrorissen wird bei den gegossenen Proben eine größere Energie freigesetzt, welche von den stabilisierenden Gelegen nicht mehr aufgenommen werden kann, womit es zu einem beschleunigten Versagen ohne Lastanstieg kommt.

Eine Abhängigkeit der Tränkungsart auf den Versagenstyp III konnte nicht festgestellt werden. Trotz besseren Verbundeigenschaften von EP-getränkten Gelegen im Vergleich zu den mit einer SBR-Tränkung kann bei beiden Arten gleiches Verhalten beobachtet werden. Der Bewehrungsanteil hat an dieser Stelle einen signifikanten Einfluss.

Abb. 4.28: Spannungs-Dehnungs-Linie des Typs III (20170301_4_0_60°_B5)

4.4.4 Charakteristische Punkte

Vergleichbar zu den laminierten bewehrten Serien soll nun anhand der Verläufe der charakteristischen Punkte das Tragverhalten der gegossenen bewehrten Proben zusammengefasst werden. Abbildung 4.29 stellt ausgewählte Serien dieser Kategorie dar. Die Auswahl erfolgt zum einen nach der Tränkungsart und den verschiedenen Lagenabständen, welche schwerpunktmäßig an dieser Stelle untersucht wurden.

Es ist erkennbar, dass die Verläufe denen der laminierten Serien ähneln. Die Rissspannungen sind annähernd konstant und geringfügig vom Winkel abhängig. Hingegen weisen die kritische Spannung und die maximale Spannung ein anisotropes Verhalten auf. Dabei ist festzustellen, dass der Abstand der beiden Kurven je nach Winkel variiert und sich die kritische Spannung teilweise der Rissspannung annähert. Dies ist im überwiegenden Fall bei den kleinsten aufnehmbaren Spannungen der Fall. Diese Verläufe des anisotropen Materialverhaltens im Allgemeinen und der einzelnen charakteristischen Punkte im Speziellen sind ebenfalls durch das Zusammenspiel der auf Grund der Störstellen (Garne) induzierten Querspannungen und der stabilisierenden Wirkung der Textilien begründbar. Hinzu kommt, wie bereits in Abschnitt 4.3.4 erläutert, die zusätzliche Umlenkungen der Druckstreben aufgrund der Anordnung der Textillagen bei verschiedenen Winkeln, siehe hierzu auch Abbildung 4.30 und 4.31.

4.4 Bewehrte gegossene Versuche

(a) 20161019_4_0_x_B1

(b) 20170712_4_0_x_B8

(c) 20180516_16_0_x_B1

(d) 20170706_8_0_x_B8

(e) 20180516_32_0_x_B1

(f) 20180523_16_0_x_B8

(g) 20161026_4_0_x_B5

(h) 20180523_32_0_x_B8

Abb. 4.29: Darstellung der charakteristischen Punkte einer Auswahl von bewehrten gegossen Versuchsserien

Diese Diagramme stellen wieder die gesamte ungestörte Matrixfläche bezogen auf die Gesamtfläche der PK für Textil 1 und 8 bei verschiedenen Lagenabständen dar, vergleiche Abbildung 4.21. Der bereits beschriebene Sachverhalt, dass mit dem Winkel γ die gestörte Matrixfläche erst zunimmt und dann bei höheren Winkeln wieder abnimmt, ist an dieser Stelle gut erkennbar. Zusätzlich ist der Lagenabstand ein signifikanter Faktor bei der Betrachtung der gestörten Matrixfläche. So ist bei 2, 4 und 8 mm stellenweise ein komplett gestörter Querschnitt zu erken-

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

nen, was zu einer Steigerung der nötigen Umlenkungen und somit zu vermehrten induzierten Querkzugspannungen führt. Hingegen sind die beeinflussten Flächen bei einem Lagenabstand von 16 und 32 mm verhältnismäßig gering und annähernd konstant bezogen auf den Winkel, womit die sehr geringe Winkelabhängigkeit der charakteristischen Punkte in den Bildern 4.29c - 4.29h zu erklären ist, da hier ein geringerer Bewehrungsgrad und somit nur wenige Störstellen vorhanden sind. Dabei ist eine weitere Unterteilung beobachtbar. So ist das anisotrope Verhalten bei Textil 1 (Bild 4.29e und 4.29c), welches aus verhältnismäßig dünnen Garnen besteht, weniger ausgeprägt. Wohingegen bei Textil 8 (Bild 4.29f und 4.29h) mit sehr starken Garnen eine größere Winkelabhängigkeit der Spannungen bis hin zu einem Lagenabstand von 32 mm erkennbar ist. Dieser Sachverhalt geht nicht unmittelbar aus den Diagrammen 4.30 und 4.31 hervor, da hier ausschließlich die geometrischen Beziehungen berücksichtigt werden und nicht die Größe der induzierten Querkzugspannungen, welche signifikant von der Garnstärke abhängen. Somit ist festzustellen, dass an dieser Stelle die Garnstärke einen signifikanten Einfluss auf das Materialverhalten hat. Dabei ist die stabilisierende Wirkung der Textilien bei geringen Bewehrungsanteilen vernachlässigbar.

Abb. 4.30: Darstellung der ungestörten Betonfläche bei bewehrten Proben in Abhängigkeit vom Winkel und Lagenabständen für Textil 1

Abb. 4.31: Darstellung der ungestörten Betonfläche bei bewehrten Proben in Abhängigkeit vom Winkel und Lagenabständen für Textil 8

Bei dem Vergleich von SBR-getränkten (flexibel) Textil z. B. Textil 1 und 5 und dem EP-getränkten (steif) Textil 8 fällt auf, dass sich die Minima der Kurve der Rissspannung und der maximalen Spannung unterscheiden, vergleiche hierzu Abbildung 4.29. Bei den flexibel getränkten Gelegen liegt das Minimum in der Regel zwischen 45° und 60°, wohingegen bei den EP-getränkten Garnen das Minimum der maximalen Spannungen zwischen 30° und 45° auftritt. Zur Erklärung können unter anderem die Abbildungen 4.30 und 4.31 herangezogen werden. Hier ist der Trend zu erkennen, dass das Minimum des Verhältnisses von ungestörter Matrixfläche und Gesamtfläche bei den flexiblen Gelegen bei ca. 60° liegt und bei den steifen Textilien eher bei

45° auftritt. Dies würde bedeuten, dass bei den steifen Textilien die meisten Umlenkungen der Druckstreben bei einem Winkel um 45° auftreten und somit an dieser Stelle das Minimum zu erwarten ist. Hinzu kommt, dass der Störstellenmechanismus bei den starren Garnen nicht in dem Umfang wie bei den flexiblen Garnen ausgeprägt ist. Da die steifen Garne ein größeres E-Modul in Querrichtung als die flexiblen aufweisen, ist anzunehmen, dass ein Anteil der Druckkräfte auch über die Garne abgetragen werden kann, womit die eingetragenen Querkzugspannungen abnehmen. Damit verbunden liegt die Vermutung nah, dass bei Winkeln γ , welche nah am Reibungswinkel des Betons (ca. 33°) liegen, die steifen Gelege ein Abgleiten der Betonschichten begünstigen und somit die geringsten Festigkeiten bei diesem Winkel zu beobachten sind. Bei den flexiblen Gelegen wird dieses Phänomen von dem weit stärker ausgeprägten Störstellenmechanismus überlagert.

4.4.5 Elastizitätsmodul

Die E-Moduln für repräsentative Serien sind in Abbildung 4.32 dargestellt. Tendenziell ist bei den hier dargestellten gegossenen Serien ein ähnlicher Trend, wie bei den laminierten bewehrten Serien zu erkennen. Für die mit Abbildung 4.23 vergleichbaren Serien 20161019_4_0_x_B1 (Teilbild 4.32a) und 20161026_4_0_x_B5 (Teilbild 4.32b) ist ebenfalls ein abfallender Trend zu erkennen, wobei dieser bei der Serie mit Textil 5 nicht so ausgeprägt ist, wie bei der Serie mit Textil 1. Die Begründung für dieses Verhalten ist mit der bei den laminierten Serien identisch. Dies lässt sich mit der größeren Maschenweite von Textil 5 erklären, welche einen kleineren Bewehrungsgrad zur Folge hat. An dieser Stelle sind auch die E-Moduln bei 0° etwas über den 35.000 N/mm² der Referenzserie, da hier der Beton 1b (siehe Tabelle 3.1) mit weniger Wasser verwendet wurde. Für die Serien mit dem EP-getränkten Textil 8 in Abbildung 4.32c und 4.32d ist ebenfalls ein Abfall des E-Moduls zu beobachten. Der E-Modul bei 0° liegt zwischen 32.000 und 34.000 N/mm² und fällt bis minimal 26.000 N/mm². Dabei ist beobachtbar, dass der Abfall mit steigendem Lagenabstand (von 4 auf 8 mm) kleiner wird. Diese Beobachtung wird von den Verläufen der Serien mit einem Lagenabstand von 16 und 32 mm in Abbildung 4.32e bis 4.32h bestätigt, da hier annähernd konstante E-Moduln über dem Winkel zu beobachten sind. Hier schwanken die E-Moduln lediglich zwischen 34.000 und 31.000 N/mm², was im Bereich der üblichen Streuungen bei einer Messung von E-Moduln liegt.

Grundlegend ist somit erkennbar, dass der E-Modul von bewehrten Proben bei hohen Bewehrungsgraden von der Anordnung der Textilien in Bezug auf die Belastungsrichtung abhängig ist, der E-Modul hier mit einem konkaven Verlauf von 0° bis hin zu 90° kontinuierlich ab. Sinkt jedoch der Bewehrungsgrad, ist dieser Abfall nicht mehr so ausgeprägt. Bei einem Lagenabstand ab 16 mm ist davon auszugehen, dass kein Einfluss des Winkels γ auf die Größe des E-Moduls existiert.

4.5 Zusammenfassung zum Tragverhalten

An diese Stelle soll das Tragverhalten und dessen Einflussgrößen aller Versuche zusammengefasst werden. Ausgehend von den unbewehrten Serien über die laminierten und gegossenen Serien werden die Tragmechanismen herausgestellt.

Als Grundlage der Untersuchungen von Carbonbeton unter Druck wurden eine unbewehrte Referenzserie und unbewehrte laminierte Serien untersucht. Im Vergleich zur Referenzserie war bei den unbewehrten laminierten Serien bereits ein Einfluss auf die Festigkeit zu erkennen. Dieser war bei den frisch-in-frisch betonierten Serien nicht so ausgeprägt wie bei den Serien, welche mit einer Verzögerung betoniert wurden. Bei den verzögert betonierten Serien war bereits eine Winkelabhängigkeit der Druckfestigkeit bezogen auf die Richtung der Störebene in

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

(a) 20161019_4_0_x_B1

(b) 20161026_4_0_x_B5

(c) 20170712_4_0_x_B8

(d) 20170706_8_0_x_B8

(e) 20180516_16_0_x_B1

(f) 20180516_32_0_x_B1

(g) 20180523_16_0_x_B8

(h) 20180523_32_0_x_B8

Abb. 4.32: Darstellung der E-Moduln einer Auswahl von bewehrten gegossenen Versuchsserien

Bezug auf die Belastungsrichtung erkennbar. Diese Unterschiede zwischen frisch-in-frisch und verzögert betonierten Serien sind auf die Schwächung der entstehenden Fugen zwischen den einzelnen Lagen zurückzuführen, wobei die Verzahnung der einzelnen Lagen bei den verzögerten Serien schlechter ausgebildet ist. Der Prozess des Handlaminierens trägt demzufolge bereits zu einer Reduktion der Druckfestigkeit der PK bei.

Auf Grundlage dessen wurden laminierte und gegossene bewehrte Proben mit verschiedenen Textilien und Lagenabständen untersucht. Dabei stellte sich ein ausgeprägtes anisotropes Verhalten des Werkstoffes Carbonbeton heraus. Allerdings war dieses vom Bewehrungsgrad bzw. von der Anzahl der Textillagen abhängig. So war festzustellen, dass mit sinkendem Bewehrungsgrad die Winkelabhängigkeit der Festigkeit abnimmt. Für Serien mit flexiblen Textilien (SBR-Tränkung) ergab sich ein Minimum im Verlauf der maximalen Spannungen bezogen auf den Winkel γ zwischen 45° und 60° . Bei den steifen Textilien (EP-Tränkung) war das Minimum stets zwischen 30° und 45° zu beobachten. Dies hängt unmittelbar von den Tragmechanismen und den damit verbundenen Versagenstypen ab. So konnten während der Versuche drei verschiedene Versagenstypen beobachtet werden. Versagenstyp I entspricht einem spröden Versagen der Carbonbetonproben und tritt bei kleinen Winkeln γ bis ca. 45° auf. Eine Ausnahme bilden dabei sehr gering bewehrte Proben, bei welchen der Typ I ggf. bis hin zu 90° auftritt. Der Versagenstyp II ist ein Übergangstyp und durch verhältnismäßig kleine senkrechte Risse und eine Spannung-Dehnungs-Linie mit leicht abfallendem Ast nach dem Spannungsmaximum gekennzeichnet. Der Versagenstyp III zeigt eine Spannungs-Dehnungs-Kurve, welche nach einem Spannungsabfall nach dem Maximum einen erneuten Anstieg erfährt. Bei den gegossenen Proben war eine leicht abgewandelte Form dieses Kurvenverlaufes zu erkennen, da an dieser Stelle ein allmählicher Abfall mit großen Dehnungen im Gegensatz zu einem Wiederanstieg zu erkennen war.

Diese Versagenstypen und die resultierende Winkelabhängigkeit sind auf die Wechselwirkung verschiedener Tragmechanismen zurückzuführen. Der wohl am stärksten beeinflussende Mechanismus ist die Wirkung der Garne als Fehlstelle im Betongefüge, um welche die Betondruckspannungen herum fließen müssen. Diese resultierenden Umlenkungen verursachen Querspannungen, deren Größe von der Garnstärke und der Ausrichtung der elliptischen Garne (abhängig vom Winkel γ) abhängig ist. Die Querspannungen begünstigen die Rissentstehung und deren Wachstum. Überlagert wird dieser Mechanismus von zusätzlichen Umlenkungen, welche je nach Ausrichtung und Lagenabstand der Textilien auftreten. So gibt es Anordnungen von engmaschigen Textilien, bei welchen keine ungestörten Betonsäulen zum Abtrag der Druckkräfte vorhanden sind. Dies führt zu zusätzlichen Umlenkungen und somit zu Querspannungen, welche das verfrühte Versagen begünstigen. Diesem Störstellenmechanismus steht die stabilisierende Wirkung der Textilien gegenüber, welche hauptsächlich bei einer annähernd senkrechten Ausrichtung der Garne zur Druckrichtung zum Tragen kommt. Durch die Querdehnung bzw. die Verformung der PK in deren Querrichtung kommt es zu einer teilweisen Aktivierung der Verbundwirkung der Garne und somit zu einer Querdehnungsbehinderung, welche sich über einen mehraxialen Spannungszustand positiv auf die Festigkeiten auswirkt. Das Wechselspiel dieser Hauptmechanismen führt zu den anisotropen Verläufen der maximalen Spannungen bezogen auf den Winkel γ . Bei kleinen Winkeln überwiegt der Störstellenmechanismus, da die stabilisierende Wirkung der Textilien nur in eine Querrichtung aktiviert werden kann. Allerdings gibt es noch ungestörte Betonsäulen, welche den Hauptanteil der Last abtragen. Mit steigendem Winkel nehmen die Querspannungen auf Grund der elliptischen Form der Textilien und der Wechselwirkung der Textillagen untereinander zu, wodurch ein Abfall der maximalen Spannungen zu erkennen ist. Mit wachsender horizontaler Ausrichtung aller Garne (große Winkel γ) nimmt der Anteil der Querdehnungsbehinderung aufgrund der Textilien zu, wodurch die maximalen Spannungen hin zu 90° ansteigen.

Ein Einfluss der Carbongelege auf die Druckfestigkeit der hier untersuchten Proben kann somit

4 Versuchsergebnisse und Tragverhalten unter einaxialer Druckbelastung

bestätigt werden. Dieser Einfluss ist stark von dem Bewehrungsgrad und somit von der Maschenweite und dem Lagenabstand abhängig. So zeigen die Versuchsergebnisse mit sinkendem Bewehrungsgrad eine Abnahme des anisotropen Verhaltens und eine Annäherung der Festigkeit an die der Referenzserie.

5 Numerische Untersuchungen

Die numerischen Untersuchungen dienen als Ergänzung zu den experimentellen Ergebnissen, um die Tragmechanismen in den Proben besser verstehen und belegen zu können. In erster Linie gilt es, anhand der Simulationen die Spannungsverteilungen im Probekörper mit und ohne Störstellen darzustellen. Die rechnerisch ermittelten Querkzugspannungen sollen auch einen Aufschluss darüber geben, welche Rolle die Störstellen unabhängig von der Querdehnungsbehinderung der Textilien haben, um letztendlich beurteilen zu können, welcher der Tragmechanismen (Störstellen oder Stabilisierung) eine übergeordnete Rolle spielt. Zu diesem Zwecke ist ein zweidimensionales (2D) Rechenmodell als ausreichend anzusehen. Somit beziehen sich die hier durchgeführten Berechnungen ausschließlich auf ein 2D-Modell, welches mit dem Programm ATENA 2D v5 ([186], [187]) berechnet und modelliert wurde. Der Beton wird mittels eines programminternen nicht-linearen Materialmodells abgebildet. Die im PK liegenden Garne sind zum einen als Öffnungen mit einer angenäherten Garngeometrie modelliert und zum anderen mit einem Material von EP-ähnlichen Eigenschaften ausgefüllt. Die Werte der berechneten Ergebnisse sind vollständig in Anhang A4 zusammengestellt.

5.1 Modell

5.1.1 Materialmodell - Beton

Als Materialmodell für den zu untersuchenden Beton wird ein Modell „SBeta Material“, welches vom Programm zur Verfügung gestellt wird, angepasst. Das Materialmodell kann folgende Effekte des Betonverhaltens abbilden [187]:

- nichtlineares Verhalten unter Druckbeanspruchung
- Bruchverhalten unter Zugbeanspruchung (nichtlineare Bruchmechanismen)
- zweiachiales Bruchkriterium
- Reduktion der Druckfestigkeit nach Bruch
- Tension-Stiffening
- Reduktion der Schubsteifigkeit nach der Rissbildung
- zwei Rissmodelle: fixierte Rissrichtung und variable Rissrichtung

Für tiefer führende Informationen und zur Theorie des Materialmodells sei an dieser Stelle auf die Dokumentation des Programmes [187] verwiesen. Für die hier durchgeführten Untersuchungen wurde das Modell in seiner Standardausführung mit der Variation weniger Parameter verwendet. So wurde der E-Modul des Betons zu 35.000 N/mm^2 , die Querdehnzahl zu 0,2 (Standardwert), die Festigkeit unter Zug f_{ct} zu $4,4 \text{ N/mm}^2$ und unter Druck zu $87,00 \text{ N/mm}^2$ gewählt. Die Werte wurden aus den Untersuchungen der Referenzserie und den geprüften Standardprismen (Biegezugprüfungen, nach [3]) abgeleitet, wobei die ermittelte Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ in eine zentrische Zugfestigkeit f_{ct} mit dem Faktor von 0,667 (siehe ZILCH/ZEHETMAIER [204]) umgerechnet wurde. Für das Verhalten nach dem Bruch wurde eine Exponentialfunktion zugrunde

5 Numerische Untersuchungen

gelegt, für welche die Eingangsparameter programmintern über die eingegebene Betonparameter bestimmt wurden, siehe hierzu [187]. Die Werte sind auf die 28 Tage-Festigkeit bezogen und wurden mittels einer Referenzrechnung überprüft.

5.1.2 Materialmodell - EP

Für die rechnerischen Untersuchungen mit ausgefüllten Öffnungen wurde ebenfalls ein programminternes linear elastisches Materialmodell „Plane Stress Elastic Isotropic“ genutzt. Die Eingangsparameter waren an dieser Stelle, ausschließlich die Festigkeiten des EP's bei Zug- und Druckbelastung und dessen E-Modul. Die Festigkeiten wurden jeweils zu 120 N/mm^2 angenommen [95]. Dabei sei erwähnt, dass die Festigkeiten keinen Einfluss auf das Modellverhalten haben. Der entscheidende Eingangsparameter ist der E-Modul. Dieser wurde zu 2.500 N/mm^2 gewählt. Mit diesem Wert liegt man an der unteren Grenze verschiedener Literaturangaben ([63], [95], [103]). Damit soll berücksichtigt werden, dass das EP als Tränkungsmatrix genutzt wird und somit von Lufteinschlüssen ausgegangen werden muss.

5.1.3 Modellbildung

Wie bereits beschrieben, handelt es sich an dieser Stelle um ein 2D-Modell. Der simulierte Probekörper (Quadrat) hat die Kantenlängen von $40 \times 40 \text{ mm}^2$ und eine Dicke von 40 mm. Diese Abmessungen entsprechen denen der experimentell geprüften PK. Die Textilien bzw. Garne mit SBR-Tränkung in den PK werden hier als Öffnungen modelliert, da der E-Modul der Garne (in Querrichtung) gegenüber dem von Beton um ein Vielfaches kleiner ist und somit keinen nennenswerten Widerstand gegenüber der Druckbelastung ausübt. Die geometrische Anordnung der Garne wurde an die der PK angelehnt bzw. auf Grundlage der Geometrie der Textilien aufgebaut und mittels eines entwickelten Skriptes berechnet. Die Einflussparameter für die Positionierung der Garne sind die Maschenweite der Textilien, der gewünschte Lagenabstand und der zu untersuchende Winkel. Abbildung 5.1 stellt die Modelle und die entsprechenden Probekörper der Referenzprobe (ohne Textilien) und zweier bewehrter Proben gegenüber. Diese Darstellung lässt einen Vergleich der Anordnungen der Garne in der Realität (Versuch) und im Modell zu. Neben kleinen Abweichungen in der Geometrie der Garne ist festzustellen, dass sich die Lagenabstände und auch die Abstände der einzelnen Garne in einer Lage leicht unterscheiden. In den Modellen wird von einer idealen Garnverteilung mit einer festen Maschenweite und einem definierten Lagenabstand ausgegangen. Diese Genauigkeit kann jedoch bei der Herstellung der PK nicht erzielt werden. Nichtsdestotrotz kann geschlossen werden, dass die rechnerischen Modelle eine gute Näherung der realen Probekörper darstellen. Die Ermittlung der Geometrie der Einzelgarne ist exemplarisch für Textil 1 in Abbildung 5.2 und für Textil 8 in Abbildung 5.3 dargestellt. Für diesen Schritt der Modellierung wurden eine Vielzahl von Garnen eines jeden Textils ausgemessen. Gemessen wurde jeweils die Höhe h und die Breite b der Garne, um letztendlich einen Mittelwert zu bilden und mit diesem die Garne nach Abbildung 5.2 oder 5.3 vereinfacht zu modellieren. Ein Garn setzt sich dabei aus zwei Halbkreisen und einem Rechteck zusammen. Diese Zusammensetzung ist auch aus numerischer Sicht vorteilhaft, da z. B. Ellipsen sehr spitz zu laufen können und so Probleme bei der Berechnung oder der Netzgenerierung entstehen können. Für die Modelle, welche mit gefüllten Öffnungen erstellt werden, mussten auf Grund einer Limitierung des Programmes die Halbkreise mit vier gleichlangen geraden Linien angenähert werden.

Abbildung 5.1 zeigt zusätzlich noch die Randbedingungen der Modelle auf. Am unteren Rand ist das Modell in y-Richtung gehalten und in x-Richtung frei beweglich. Damit kein kinematisches Modell entsteht, wird es noch an der linken unteren Ecke in x-Richtung gehalten. Trotzdem ist keine Querdehnungsbehinderung durch die Lagerungsbedingungen gegeben, womit

Abb. 5.1: Übersicht über die Modellbildung der numerischen Berechnungen (Vergleich zu PK)

Abb. 5.2: Modellierung der Garne als zusammengesetzte geometrische Figur am Beispiel von Textil 1

Abb. 5.3: Modellierung der Garne als zusammengesetzte geometrische Figur am Beispiel von Textil 8

das Modell vergleichbar zu dem mit Belastungsbürsten geprüften PK ist. Die Belastung wird in mehreren Schritten bis zum „Versagen“ der Modelle, in Anlehnung an den Versuch, mittels einer Zwangsverformung am oberen Rand aufgebracht. Je Lastschritt wird die Verformung um 0,01 mm gesteigert.

Die Vernetzung des Modells wird programmintern berechnet. Das Programm verwendet dabei viereckige Elemente mit einer angestrebten Größe von 0.6 mm. Dabei handelt es sich um Scheibenelemente mit 9 Integrationspunkten, vergleiche [187]. Abbildung 5.1 stellt für die Beispielm Modelle das jeweilige Netz dar. An den Öffnungen kommt es meist zu einer Anpassung der Elemente auf Grund der geometrischen Randbedingungen. Ein Detail des Elementnetzes um die Öffnungen ist ebenfalls in Abbildung 5.1 vergrößert dargestellt.

5.2 Untersuchungsergebnisse

5.2.1 Referenzserie

Zur Validierung des genutzten Materialmodells wurde eine Vergleichsrechnung zu den Versuchen (Referenzserie) durchgeführt. Für dieses numerische Modell wurde ein Quadrat ($40 \times 40 \text{ mm}^2$) ohne Öffnungen und mit einer Dicke von 40 mm erstellt, welchem das definierte Materialmodell zugeordnet wurde. Die aus den Berechnungen erzielte Spannungs-Dehnungs-Kurve ist in Abbildung 5.4 dargestellt. Das Diagramm zeigt gleichzeitig die gemittelte Dehnungskurve der Referenzserie 20151110_0_0_x_uB. Die Referenzserie wurde bei gleichbleibender maximaler Dehnung auf die 28-Tage-Festigkeit zurückgerechnet. Der Vergleich der Kurven zeigt, dass die maximalen Spannungen und Dehnungen gut übereinstimmen. Nur die Völligkeit der berechneten Kurve ist im oberen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Beziehung geringfügig größer. Generell kann allerdings festgestellt werden, dass mit dem numerischen Modell eine gute Übereinstimmung mit den vergleichbaren unbewehrten Versuchen erzielt werden kann.

Abb. 5.4: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien von der Referenzserie und dem numerischen Modell

5.2.2 Bewehrte Serien - Öffnungen

Als erster Schritt wurde davon ausgegangen, dass die Garne der Textilien (SBR-Tränkung) auf Grund des im Vergleich zu Beton wesentlich kleineren E-Moduls in Querrichtung keine Druckspannungen übertragen und somit als Öffnungen angenommen werden, vergleiche Abbildung 5.1. Entsprechend der numerischen Berechnungen wurden die Verläufe der Hauptspannungen, die Rissbilder sowie die Spannungs-Dehnungs-Kurven in die Auswertung der Berechnungen einbezogen, vergleiche Abbildung 5.5. Die Abbildung 5.5 stellt für das Beispielm Modell die

maximalen Hauptspannungen dar sowie in einem Detailauszug den Verlauf der Spannungstrajektorien. Zusätzlich werden die generierten Rissbilder ausgewertet. Die Darstellung der maximalen Hauptspannungen erlaubt es, einen Überblick über die eingetragenen Querkzugspannungen auf Grund der Öffnungen zu bekommen und diese später qualitativ anhand des maximalen Zugspannungswertes auszuwerten. Dabei werden die maximalen Hauptspannungen hier nach dem ersten Belastungsschritt herangezogen (ungerissener Zustand). Die Trajektorien zeigen die nötigen Umlenkungen der Druckstreben innerhalb der Proben, welche durch das Vorhandensein der Öffnungen hervorgerufen werden. Hierbei war deutlich festzustellen, dass je Lagenabstand die Trajektorienbilder variieren. Bei großen Lagenabständen war zu erkennen, dass die Trajektorien immer wieder eine senkrechte Ausrichtung nach den Öffnungen zurückkehren, wohingegen dies bei kleinen Lagenabständen (2 mm, 4 mm) nicht mehr der Fall ist. Damit entsteht hier bereits eine Differenzierung in den eingeleiteten Querkzugspannungen, welche bereits bei der Auswertung der bewehrten Versuche festgestellt werden konnte. Die Rissbilder dienen der Plausibilitätskontrolle der numerischen Rechnungen im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen. Die Risse gehen, wie bereits bei der Bewertung der Versuche festgestellt, auch in den numerischen Modellen von den Öffnungen aus und sind zu Beginn zu meist senkrecht ausgerichtet, wobei bei weiterer Belastung ein Zusammenwachsen der Risse zwischen den Bewehrungslagen zu erkennen ist. Die Spannungs-Dehnungs-Linien, vergleichbar zu Abbildung 5.4, werden aus den Auflagerkräften je Belastungsschritt bezogen auf eine PK-Fläche von $40 \times 40 \text{ mm}^2$ ermittelt. Im Folgenden werden aus diesen nur die maximalen Spannungswerte zur Auswertung herangezogen.

Abb. 5.5: Darstellung der maximalen Hauptspannungen, der Spannungstrajektorien und der Rissbilder am Beispiel eines Modelles mit Textil 1, 8 mm, 60°

Die Darstellung der numerischen Ergebnisse ist an dieser Stelle auf die Modelle mit Textil 1, 5, 6 und 8 beschränkt. Für das jeweilige Textil wurden aus den Berechnungen die vom Modell maximal aufnehmbaren Längsspannungen über den Winkel aufgetragen und in gleicher Art und Weise die maximal aufgetretenen Querkzugspannungen (maximale Hauptspannungen). Die maximal berechneten Längsspannungen im Vergleich zu den im Versuch ermittelten Werte sind in Abbildung 5.6 und in Abbildung 5.9 dargestellt, wobei die Versuchsergebnisse stets mit gestrichelten Linien dargestellt werden und in der Legende mit der jeweiligen Serienbezeichnung vermerkt sind. Die maximalen Spannungswerte σ sind bei der Darstellung auf die jeweilige Serienfestigkeit $f_{cm,28d}$ bei 28 Tagen bezogen. Im Falle der numerischen Ergebnisse heißt dies, dass die Spannungswerte auf die Festigkeit von $87,0 \text{ N/mm}^2$ bezogen sind. Für die experimentellen Ergebnisse sei für die Erklärung der Bezugsgröße auf Kapitel 6 verwiesen. Die dazugehörigen induzierten Querkzugspannungen sind in Abbildung 5.7 und 5.10 zusammengetragen.

5 Numerische Untersuchungen

Abbildung 5.6 zeigt, dass die Versuchsergebnisse und die numerischen Ergebnisse nicht unmittelbar übereinstimmen. Hier sind mehrere Faktoren zu nennen, welche diesen Sachverhalt erklären können. Zum einen handelt es sich an dieser Stelle nur um ein 2D-Modell, bei dem ausschließlich die Kettfäden der Textilien berücksichtigt wurden. Die Schussfäden und vor allem auch die Kreuzungspunkte waren an dieser Stelle nicht Teil des Modells. Des Weiteren werden alle Effekte aus einer vermuteten Querdehnungsbehinderung, resultierend aus dem Verbundverhalten von Bewehrung und Beton, vernachlässigt. Es ist auch davon auszugehen, dass bei den realen Proben weitaus umfangreicher Umlangerungsmechanismen eintreten als bei den Berechnungen. Allein aus diesen Gründen ist ein unmittelbarer Vergleich der Ergebnisse nicht möglich.

Abb. 5.6: Numerischen Ergebnisse (maximale Längsspannung) für Textil 1 (durchgezogene Linien) im Vergleich zu den Versuchsergebnissen (gepunktete Linien) bezogen auf den Winkel γ

Abb. 5.7: Numerisch ermittelte maximale Querzugspannungen für Modelle mit Textil 1 nach erstem Lastschritt, bezogen auf den Winkel γ

Trotz der Unterschiede zwischen Versuchen und Berechnungen kann festgestellt werden, dass die Verläufe der Kurven annähernd identisch sind. So ist erkennbar, dass in Abbildung 5.6 die numerischen Kurven für einen Lagenabstand von 4 mm eine anisotropes Verhalten nahe legen

und dieses mit steigenden Lagenabstand abnimmt, wobei der Unterschied in Bezug auf die Lagenabstände im Vergleich zu den Versuchen kleiner ist. Die Verläufe der Querkzugspannungen (Abbildung 5.7) korrelieren mit denen der maximalen Spannungen σ aus Abbildung 5.6, wobei hier Unterschiede je nach Lagenabstand festzustellen sind. Bei den 4 mm Kurven kommt es zu einem Anstieg der Querkzugspannungen bis hin zu einem Winkel von ca. 60° und anschließend zu einem Abfall der Zugspannungen. Dieser Abfall ist bei den Serien mit 16 und 32 mm Lagenabstand wesentlich geringer ausgeprägt. Hier ist eine kontinuierliche Erhöhung der Querkzugspannungen bis hin zu 90° erkennbar, wobei der Anstieg hin zu 90° abnimmt. Dieses Verhalten ist allerdings auch bei den maximalen Spannungen des Modelles und des Versuches in umgekehrter Weise zu beobachten, siehe Abbildung 5.6. Die Spannungen sind in der Regel bei 0° am höchsten und nehmen tendenziell bis 90° ab bzw. bleiben ab einem Winkel von 45° annähernd konstant. Hingegen kommt es bei der 4 mm Serie im Versuch und bei der numerischen Berechnung zu einem Wiederanstieg der maximalen Spannungen, welcher mit dem Abfall der Querkzugspannungen einher geht. Anhand dieser Beobachtungen ist erklärbar, dass die Öffnungen zu Querkzugspannungen führen, welche ein verfrühtes Versagen verursachen. Bei kleinen Lagenabständen kommt hinzu, dass die Öffnungen so nah beieinander liegen, dass deren Auswirkungen sich gegenseitig beeinflussen und es somit zu zusätzlichen bzw. höheren Querkzugspannungen kommt. Dieser Bereich ist zwischen 30° und 75° zu erkennen, womit an diesen Stellen das Spannungsminimum in den Versuchen auftritt. Vergrößert sich der Lagenabstand, ist diese gegenseitige Beeinflussung winkelunabhängig nicht mehr gegeben, wodurch die eingetragenen Querkzugspannungen ausschließlich von der Geometrie der Garne abhängen. Dieser Einfluss bezogen auf den Winkel γ wurde bereits in Abbildung 4.18 geschildert. Abbildung 5.8 gibt die berechneten bezogenen aufnehmbaren Spannungen bezogen auf den Winkel für die Modelle mit Textil 5 und 6 an. Dabei sind die Maschenweiten von Textil 5 und 6 vergleichbar, lediglich die Garnstärke ist bei Textil 6 wesentlich größer als bei Textil 5, womit das Diagramm 5.8 einen Schluss auf den Einfluss der Garnstärke zulässt. Unabhängig vom Lagenabstand ist zu erkennen, dass die stärkeren Garne geringere Spannungswerte erreichen. Korrelierend dazu ist festzustellen, dass die Querkzugspannungen bei stärkeren Garnen (größere Öffnungen) zunehmen (hier nicht dargestellt).

Abb. 5.8: Einfluss der Garnstärke auf die maximal aufnehmbaren Spannungen, bezogen auf den Winkel γ (Textil 5 und 6)

Die Ergebnisse zu Textil 8, welches im Gegensatz zu den anderen Textilien sehr grobmaschig mit sehr dicken Garnen und mit einer steifen EP-Tränkung versehen ist, spiegeln ein vergleichbares Bild wider. Die Versuchsergebnisse sind wiederum nur qualitativ mit den Berechnungen ver-

5 Numerische Untersuchungen

gleichbar. Die Verläufe der Rechnungen und der Versuche sind für die Lagenabstände 4 und 8 mm ähnlich, weichen allerdings für die größeren Abstände voneinander ab.

Abb. 5.9: Numerischen Ergebnisse (maximale Spannung) für Textil 8 im Vergleich zu den Versuchsergebnissen bezogen auf den Winkel γ

Abb. 5.10: Numerisch ermittelte Querzugspannungen für Modelle mit Textil 8, bezogen auf den Winkel γ

Zu erkennen ist, dass das Minimum der Kurven in Abbildung 5.9 zwischen 30° und 45° liegt. Somit ist zu schließen, dass die Lage des Minimums bezogen auf den Winkel auch einer geometrischen Abhängigkeit folgt. Die Zweiteilung bei den Verläufen der Querzugspannungen (Abbildung 5.10) bezogen auf den Lagenabstand ist ebenfalls zu erkennen. Hier ist auch davon auszugehen, dass es bei größeren Lagenabständen zu keiner Überlagerung der Effekte an den Öffnungen mehr kommt. Z. B. bedeutet der 32 mm Lagenabstand, dass lediglich eine Textillage im PK ist, womit keine Garne untereinander liegen und es somit zwangsläufig zu keinen Überlagerungen kommen kann. Dennoch korrelieren die Minima der Querzugspannungen wieder mit den maximalen Spannungen der Versuche, da bei den Lagenabständen von 4 und 8 mm das Maximum zwischen 30° und 45° auftritt. Für die größeren Lagenabstände sind wiederum andere Verläufe der Querzugspannungen beobachtbar, da diese nach einem Anstieg bis 45° dann annähernd konstant bleiben. Dieses Verhalten spiegelt sich in den Kurven der maximalen Spannungen der Berechnungen wider. Dahingegen zeigen die Kurven der Versuche ein anderes

Verhalten auf, da auch an dieser Stelle ein Minimum bei ca. 30° erkennbar ist und es anschließend zu einem Anstieg bis hin zu 90° kommt. An dieser Stelle spielt ggf. die in Abschnitt 4.4.4 beschriebenen Mechanismen eine Rolle, die mit dem Modell nicht abgebildet werden können. Bei den numerischen Ergebnissen ist immer zu beobachten, dass die maximalen Spannungen bei 0° größer als bei 90° sind, was sich auch tendenziell immer mit den Querkzugspannungen deckt, wobei hier entsprechend die minimalen Werte bei 0° und die maximalen bei 90° auftreten. Vergleicht man nun die Ergebnisse der Textilien 1 (Abbildung 5.6 und 5.7) und 8 (Abbildung 5.9 und 5.10) fällt in erster Linie die größeren Querkzugspannungen bei Textil 8 auf. Dies ist mit den größeren Garndurchmessern begründbar. Daraus resultieren allerdings auch kleinere aufnehmbare Spannungen im Vergleich zu Textil 1. Dabei fällt auch auf, dass die Unterschiede zwischen Rechnung und Versuch vor allem bei größeren Winkeln ab 60° bei Textil 8 größer als bei Textil 1 sind. Hier liegt die Vermutung nah, dass dies an der Vereinfachung des Modelles liegt, wo die Garne ausschließlich als Öffnungen modelliert sind. Allerdings ist bei dem steifen Textil 8 davon auszugehen, dass ein gewisser Anteil der Druckkräfte von den Garnen transferiert werden kann. Dieser Sachverhalt wird im nächsten Unterpunkt beleuchtet.

5.2.3 Bewehrte Serien - gefüllte Öffnungen

An dieser Stelle soll der rechnerische Unterschied zwischen einer ungefüllten Öffnung und einer mit EP (vergleichbares Materialmodell) gefüllten Öffnung dargestellt werden. Hierbei muss erwähnt werden, dass für diese numerische Untersuchung das Modell abgewandelt werden musste, indem die Rundungen der Garne mittels gerader Linien interpoliert wurden. Dieser Sachverhalt macht es allerdings unmöglich, die soeben beschriebenen Ergebnisse mit den in diesem Abschnitt präsentierten Ergebnissen zu vergleichen. Aus diesem Grund wurde ein Modell mit Textil 8 (EP-getränkt) und einem Lagenabstand von 8 mm erstellt und mit leeren und gefüllten Öffnungen berechnet. Die Ergebnisse bezüglich der maximalen Spannung und der auftretenden Querkzugspannungen sind in Abbildung 5.11 zusammengestellt.

Abb. 5.11: Numerischen Ergebnisse mit gefüllten und ungefüllten Öffnungen für Textil 8 (8 mm Lagenabstand)

Die Verläufe der maximalen Spannungen zeigen deutlich, dass mit einer Füllung der Öffnung (E-Modul Beton ca. 10 mal größer) eine Steigerung der maximalen Spannungen bei gleichem Verlauf erzielt werden kann. Die Querkzugspannungen bestätigen dieses Verhalten. Somit ist festzuhalten, dass die Füllung der Öffnungen mit einem mit EP vergleichbaren Material zu ei-

ner Reduktion der Querkzugspannungen führt und somit die maximal aufnehmbaren Spannungen ansteigen. Dieses Verhalten ist auch bei den Versuchen zu erwarten, wenn ein direkter Vergleich zwischen geometrisch vergleichbaren flexiblen und starren Textilien gezogen wird.

5.3 Erkenntnisse zum Tragverhalten

Grundsätzlich haben die numerischen Ergebnisse ergeben, dass die in Abschnitt 4 beschriebenen Tragmechanismen bezogen auf die Störstellen existieren und die charakteristischen Verläufe der maximal aufnehmbaren Spannungen bezogen auf den Winkel γ verursachen. Somit ist zu schließen, dass die Einflüsse aus den Störstellen für das Tragverhalten von Textilbeton unter Druck eine maßgebende Rolle spielen. Des Weiteren konnte nachgewiesen werden, dass Querkzugspannungen mit den maximalen Spannungen negativ korrelieren und somit ausschlaggebend für das Tragverhalten sind. Zusätzlich konnte der Einfluss der Lagenabstände und der Garnstärken herausgestellt werden. Mit steigendem Lagenabstand vermindert sich die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Störstellen, was zu größeren aufnehmbaren Spannungen führt. Bei Lagenabständen ab 16 mm war keine gegenseitige Beeinflussung festzustellen, wodurch der Verlauf der Querkzugspannungen und der maximalen Spannungen sich verändert (ab ca. 45° konstantes Spannungsniveau). Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass die Steifigkeit der Garne (Tränkung) einen Einfluss auf das Tragverhalten ausübt. So ist davon auszugehen, dass bei steiferen Garnen teilweise Druckkräfte über diese übertragen werden können und sich somit die induzierten Querkzugspannungen reduzieren, was im Umkehrschluss zu einer gesteigerten Tragfähigkeit führt. Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass das auftretende Minimum von Textil 8 zwischen 30° und 45° auch eine geometrische Ursache hat, da die numerischen Ergebnisse ohne Füllung ebenfalls die Lage des Minimums bestätigen. Nichtsdestotrotz muss davon ausgegangen werden, dass die Art des Textils (SBR gegenüber EP) einen Einfluss hat, da der unmittelbare Vergleich (siehe Abbildung 6.19) mit gleicher Textilgeometrie unterschiedliche Positionen der Minima aufzeigt.

Trotz des bestätigten Haupteinflusses der Störstellen ist durch die Differenzen zwischen Versuchsergebnissen und numerischen Ergebnissen davon auszugehen, dass weitere Mechanismen wirken. Nicht die quantitativen Differenzen, sondern vor allem die Abweichungen der Verläufe führen zu dieser Feststellung. Hier ist zum einen der Mechanismus der Querdehnungsbegrenzung durch den Verbund zwischen Garnen und Beton zu erwähnen, welcher einen Einfluss auf das Tragverhalten und die Rissentwicklung hat. Zum anderen wurde bereits beschrieben, dass es zu verminderten Festigkeiten kommen kann, wenn der Winkel der Störebene mit dem Reibungswinkel des Betons übereinstimmt.

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

In Anlehnung an die Auswertung der Versuche und der Erklärung der Tragmechanismen von Textilbeton unter Druck sollen in diesem Kapitel die Einflüsse verschiedener Parameter diskutiert werden. Zu diesem Zweck werden die verschiedenen Versuchsserien gegenübergestellt, um die Haupteinflussparameter auf das Tragverhalten unter Druckbeanspruchung identifizieren zu können. Bei den untersuchten Parametern handelt es sich zum einen um den Einfluss der Herstellung in Form von einem Vergleich zwischen unbewehrten und bewehrten, sowie bewehrten laminierten und gegossenen Proben. Des Weiteren wird der Bewehrungsgrad (Lagenabstand), die Maschenweite der Textilien und die Garnstärken der textilen Strukturen gegenübergestellt. Hinzu kommt die Untersuchung verschiedener Anordnungen. So wird der Einfluss einer versetzten oder verdrehten Anordnung der Textilien untersucht. Letztendlich werden die Auswirkungen verschiedener Tränkungssysteme und Betonfestigkeiten herausgestellt.

Die Auswertung erfolgt stets unter Berücksichtigung der maximal erreichten Spannungen (erstes Maximum) im Versuch bezogen auf den Winkel. Dabei werden die maximalen Spannungen auf die 28-Tage-Festigkeit zurückgerechnet und anschließend auf die Serienfestigkeit bezogen. Des Weiteren zeigen die Auswertungsdiagramme je Mittelwert den Streubereich an. Zusätzlich sei darauf hingewiesen, dass nicht bei allen Serien alle Winkel getestet wurden. Z. B. wurden zum Anfang der Untersuchungen alle Winkel untersucht, um die für das Materialverhalten relevanten Winkel zu finden, um dann später mit einem optimierten Versuchsprogramm eine Vielzahl von Parametern untersuchen zu können.

6.1 Bezugssystem der Auswertung

Bei der Gegenüberstellung der einzelnen Versuchsserien zur Analyse der einzelnen Einflussparameter ist die Vergleichbarkeit untereinander von übergeordneter Bedeutung. Da allerdings jede Serie mit einer neuen Betoncharge betoniert wurde, unterscheiden sich die Betonmischungen bzw. die Betonfestigkeit der Serien in einem gewissen Rahmen, vergleiche Tabelle 3.7. Des Weiteren war es nicht möglich, alle Probekörper einer Betonage nach 28 Tagen zu prüfen. Die Proben wurden zum größten Teil erst nach drei Monaten geprüft.

Somit wurden die maximalen aufgenommen Spannungswerte erst mit der Gleichung 3.1 aus Kapitel 3.1.1 je nach Betonart auf die äquivalente 28-Tage-Festigkeit zurückgerechnet. Anschließend wurden die Spannungswerte auf die Serienfestigkeit bezogen, um die Streuungen der Betoneigenschaften eliminieren zu können. Bei der Serienfestigkeit handelt es sich um die ermittelten Druckfestigkeiten am Feinbetonprisma $f_{cm,i}$ nach DIN EN 12390-3 [3], vergleiche Abbildung 6.1a. Dieser genormte Druckversuch ist im Bereich von Textilbeton bzw. Feinbetonen Stand der Technik. Durch die verwendeten Druckplatten und die damit verbundenen Querdehnungsbehinderungen durch die Reibung zwischen Lasteinleitungsplatte und PK handelt es sich allerdings nicht um die reine einaxiale Druckfestigkeit des Materials Beton. Aus diesem Grund wurde aus unbewehrten Vergleichsversuchen, siehe Abbildung 6.1b und 6.1c, ein Faktor ermittelt, mit welchem man die Druckfestigkeit der Standardprismen multipliziert, um die annähernd einaxiale Druckfestigkeiten des Betons zu ermitteln. Zur Ermittlung des Faktors wurden zum einen Druckversuche mit Belastungsplatten an PK durchgeführt (Abbildung 6.1b), welche den

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

PK des Versuchsprogrammes entsprechen und zum anderen vergleichbar zur Referenzserie 20151110_0_0_x_uB unbewehrte Proben mit Belastungsbürsten (Abbildung 6.1c) belastet. Dies wurde für den Beton 1, 1b und 2 durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt, wobei jeder Wert ein Mittelwert aus mindestens 5 Versuchen ist. Dabei werden zum einen die Prismenfestigkeit $f_{cm,Pris}$, die Druckfestigkeit am Würfel mit Druckplatten $f_{cm,P}$ und die Festigkeiten mit Belastungsbürsten $f_{cm,B}$ dargestellt. Zur Findung des Faktors sind die Verhältnisse zwischen $f_{cm,B}$ und $f_{cm,Pris}$, sowie zwischen $f_{cm,B}$ und $f_{cm,P}$ berechnet worden. Als Bezugsgröße ist an dieser Stelle die Festigkeit aus den Bürstenversuchen gewählt worden, da nach Abschnitt 2.1.5 die ermittelten Festigkeiten mit den Belastungsbürsten durch die Reduktion der Querdehnungsbehinderung den einaxialen Festigkeiten des Betons am ehesten gleichen.

Abb. 6.1: Druckversuche an Feinbeton zur Ermittlung der Serienfestigkeit

Tab. 6.1: Ergebnisse der Druckversuche an Feinbeton zur Ermittlung der Serienfestigkeit bzw. einer Referenzgröße

Beton	$f_{cm,Pris}$ [N/mm ²]	$f_{cm,B}$ [N/mm ²]	$f_{cm,P}$ [N/mm ²]	$f_{cm,B}/f_{cm,Pris}$ [-]	$f_{cm,B}/f_{cm,P}$ [-]
1	92,30	83,48	-	0,90	-
1	104,13	100,69	112,78	0,96	0,89
1b	108,00	91,22	-	0,85	-
	Mittelwert			0,90	0,89
2	112,40	100,86	122,07	0,89	0,82

Bei dem Vergleich der Ergebnisse der beiden Plattenversuche ist festzustellen, dass die Druckversuche an den Feinbetonwürfeln eine größere Festigkeit als die der geteilten Prismen erzeugen. Dies kann zum einen an den verschiedenen Versuchsaufbauten liegen. Eine weitere Möglichkeit ist, dass die Prismen durch den vorherigen Drei-Punkt-Biegeversuch vorgeschädigt werden. Das Verhältnis zwischen $f_{cm,B}$ und $f_{cm,Pris}$ liegt im Mittel unabhängig vom Beton bei rund 0,9. Für das Verhältnis zwischen $f_{cm,B}$ und $f_{cm,P}$ konnte für Beton 1 ein Faktor von 0,89 und für Beton 2 von 0,82 ermittelt werden. Da zu jeder Versuchsserie die Druckfestigkeit am Prisma nach DIN EN 12390-3 [3] bestimmt wurde, wird an dieser Stelle der ermittelte Verhältniswert aus $f_{cm,B}$ und $f_{cm,Pris}$ zur Korrektur der ermittelten Serienfestigkeiten $f_{cm,i}$ herangezogen.

Die angestellten Überlegungen ergeben somit, dass die experimentell ermittelten maximalen Spannungswerte für den Vergleich der Serien untereinander auf die jeweilige Serienfestigkeit $f_{cm,i}$, multipliziert mit einem Faktor von 0,9, normiert werden. Die so erhaltenen Vergleichswerte der einzelnen Serien sind daher nach Ansicht des Autors vergleichbar und spiegeln die auftretenden Festigkeitsreduktionen bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit der verwendeten Betone realitätsnah wider. Dabei ist dem Autor bewusst, dass dieser pauschalisierte Faktor von 0,9 nicht für alle Betonfestigkeiten gleich ist. Für die hier angestellten Untersuchungen erscheint dieser Wert allerdings als vertretbar, um ein einheitliches Bezugssystem zu schaffen.

6.2 Herstellung

6.2.1 Einfluss des Handlaminierverfahrens

Erste Untersuchungen wurden an unbewehrten Serien mit verschiedenen Lagenabständen und Verzögerungen im Laminier-Prozess durchgeführt. Ziel dieser Experimente ist es, den Einfluss des Herstellungsverfahrens „Handlaminieren“ zu ergründen. Hierzu wurden verschiedenen Serien mit Beton 1 und Lagenabständen zwischen den Laminierebenen von 2, 4 und 8 mm hergestellt. Zusätzlich wurde die Zeit zwischen dem Einbringen einer jeden Betonlage variiert. So gibt es Serien, welche frisch-in-frisch betoniert wurden (Abbildung 6.2 - gestrichelte Linien) und Serien, bei welchen zwischen jeder Lage eine Verzögerung von 10 min vorgenommen wurde (Abbildung 6.2 - durchgezogene Linien).

Abb. 6.2: Vergleich zwischen unbewehrten Serien ohne (gestrichelte Linie) und mit (durchgezogene Linie) Verzögerung bezogen auf den Winkel γ

Grundlegend ist in Abbildung 6.2 zu erkennen, dass die Mittelwerte aller Versuchsserien tendenziell unterhalb der 1,0 liegen. Dies lässt den Schluss zu, dass der Prozess des Handlaminierens im Allgemeinen einen negativen Einfluss auf die Betonfestigkeit hat. Dabei liegen die frisch-in-frisch betonierten Serien nur leicht unterhalb der 1,0-Grenze und überschreiten diese auch bei z. B. 0° und 90°. Diese Überschreitungen sind wohl den üblichen Streuungen und den Annahmen bei der Normierung der Versuchsergebnisse geschuldet. Dennoch ist erkennbar, dass die frisch-in-frisch hergestellten Proben eine Reduktion von bis zu 20 % aufweisen. Gleichzeitig ist keine Abhängigkeit vom Lagenabstand erkennbar, da sich die Kurven dieser Serien ohne Differenzierung in den Grenzen von 0,8 und 1,0 bewegen.

Im Vergleich zu den frisch-in-frisch betonierten Serien verlaufen die Kurven der mit Verzögerung hergestellten Serien zum Großteil unterhalb der gestrichelten Linien. Zusätzlich ist eine

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

eindeutige Winkelabhängigkeit erkennbar, vergleiche Abschnitt 4.2.4. So liegt das Minimum der Kurven bei einem Winkel γ von 30° und weist eine Reduktion der Festigkeit von 40 % auf. Dabei war festzustellen, dass die Kurven der 2 und 8 mm Serien im Bereich des Minimums annähernd identisch sind. Allerdings verläuft die 4 mm Kurve oberhalb der beiden Kurven und erreicht ihr Minimum bei ca. 0,75. Dieses Verhalten war so nicht zu erwarten. Zur Erklärung sind an dieser Stelle herstellungsbedingte Unterschiede heranzuziehen. Es kann allerdings geschlossen werden, dass der Lagenabstand bei den unbewehrten Serien mit Verzögerung keinen systematischen Einfluss aufweist.

Letztendlich bleibt die Erkenntnis, dass das Verfahren des Handlaminierens einen Einfluss auf die Festigkeit der Proben besitzt und dieser mit steigender Verzögerung zwischen den Betonierschritten steigt. Diese Verzögerungen sind in der Baupraxis üblich, vor allem wenn große Flächen betoniert werden und noch Textilien eingebracht werden müssen. Der Festigkeitsabfall ist auf die Störung des Betongefüges zurückzuführen, da durch jede Betonierlage Betonfugen entstehen und somit Schwächungen bzw. Störebeneen erzeugen.

Abb. 6.3: Vergleich zwischen unbewehrten Serien ohne Verzögerung (gestrichelte Linie) und bewehrten lam. Serien mit Textil 1 (durchgezogene Linie) bezogen auf den Winkel γ

Im nächsten Schritt werden die frisch-in-frisch betonierten unbewehrte Serien (gestrichelte Linien) mit vergleichbaren bewehrten Serien (Textil 1 - durchgezogene Linien) in Abbildung 6.3 gegenübergestellt. Zweck dieser Gegenüberstellung ist es, herauszustellen, inwiefern die zusätzliche textile Bewehrung eine größere Festigkeitsreduktion im Vergleich zu der des reinen Laminierverfahrens ohne Verzögerung aufweist. Die gestrichelten unbewehrten Kurven sind die gleichen wie in Abbildung 6.2 und liegen durchgängig oberhalb der bewehrten Serien (durchgezogene Linien). Womit erst einmal festzuhalten ist, dass das Vorhandensein textiler Bewehrungsstrukturen zu einer zusätzlichen Reduktion der Festigkeiten führt.

Weiterhin ist ein deutliches anisotropes Verhalten der bewehrten laminierten Serien erkennbar, wobei das Minimum dieser Kurven tendenziell zwischen 45° und 60° auftritt, wenn die Anomalie des Kurvenverlaufes bei 15° vernachlässigt wird. Dieser Einbruch der Kurve bei 15° ist in dieser Deutlichkeit nur bei laminierten und gegossenen Serien mit Textil 1 bei einem Lagenabstand von 8 mm erkennbar und konnte bei den numerischen Betrachtungen so nicht reproduziert werden. Dieses Verhalten kann mit den dargestellten Tragmechanismen nicht vollständig erklärt werden. Für andere Textilien war dieser Abfall der Festigkeiten bei 15° nicht in dieser Deutlichkeit zu beobachten. Somit kann davon ausgegangen werden, dass dieses Verhalten nicht das allgemeine Materialverhalten von Textilbeton widerspiegelt. Grundsätzlich ist

in Abbildung 6.3 ein deutlicher Einfluss des Lagenabstandes zu erkennen, auf welchen in einem späteren Abschnitt genauer eingegangen wird. Dennoch ist an dieser Stelle festzuhalten, dass die Kurve der 8 mm Serie mit Ausnahme des 15°-Messpunktes ein minimales Spannungsniveau von ca. 0,6 erreicht. Die höher bewehrten Serien liegen nochmals darunter, so ist das Minimum der 4 mm-Serie bei 0,44 zu beobachten und das der 2 mm-Serie bei 0,27. Bei einer maximalen Festigkeitsreduktion der unbewehrten Serien von 20 % bedeutet dies, dass die textile Bewehrung bei geringen Lagenabständen (2 mm) eine zusätzliche Reduktion von 50 % der Druckfestigkeit hervorrufen. Bei größeren Lagenabständen reduziert sich das Spannungsniveau der unbewehrten Serien um weitere 35 % für 4 mm und um 20 % für 8 mm. Selbst bei den Bereichen mit großen ungestörten Betonbereichen zwischen den textilen Bewehrungslagen, wie z. B. bei 0° und 90°, ist bereits eine Reduktion der Festigkeiten im Vergleich zu den unbewehrten laminierten Serien erkennbar. Dies ist mittels der Störstellen resultierend aus den textilen Garnen zu begründen, da an diesen Stellen durch die Umlenkung der Druckstreben Querkzugspannungen induziert werden, welche die Rissbildung fördern und so zu einem verfrühten Versagen führen, vergleiche hierzu Abschnitt 4.3.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Reduktion der Festigkeit im Vergleich zu der aus dem Herstellungsverfahren des Handlaminierens durch das Einbringen einer flexiblen textilen Bewehrung nochmals erheblich gesteigert wird. Hier besteht eine signifikante Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. vom Lagenabstand der Textilien.

6.2.2 Einfluss des Gießverfahrens

Neben dem Einfluss des Laminier-Verfahrens im Vergleich zwischen unbewehrten und flexibel bewehrten Serien gilt es noch den Einfluss zwischen laminierten und gegossenen bewehrten Serien herauszustellen. Es soll somit grundsätzlich geklärt werden, inwieweit zwischen den zwei Herstellungsarten Laminieren und Gießen, welche Stand der Technik sind, ein Unterschied im Einfluss auf das Tragverhalten des Textilbetons unter Druck besteht. Im unbewehrten Fall wurde dieser Unterschied bereits erklärt. Die Abbildungen 6.4 und 6.5 fassen die Ergebnisse für Serien mit Textil 1 und 5 zusammen, wobei es sich bei den gestrichelten Kurven stets um die gegossenen und bei den durchgezogenen um die laminierten Serien handelt.

In Abbildung 6.4 sind vier Serien mit Textil 1 dargestellt, wobei jeweils zwei der Serien einen Lagenabstand von 4 und 8 mm aufweisen. Zusätzlich sei erwähnt, dass die laminierten Serien mit Beton 1 und die gegossenen Serien mit Beton 1b hergestellt wurden. Der Unterschied in der absoluten Festigkeit wird mit der Normierung der experimentellen Spannungswerte ausgeblendet und zum Einfluss der Festigkeit sei auf Abschnitt 6.9 verwiesen. Grundsätzlich ist bei der Betrachtung der Kurven in Abbildung 6.4 festzustellen, dass die laminierten Kurven (durchgezogene Linien) stets unterhalb der gegossenen Kurven (gestrichelte Linien) liegen. Dabei kann nicht grundsätzlich ein konstanter Abstand der Kurven festgestellt werden, da es bei beiden Lagenabständen zwischen 45° und 60° zu einer Annäherung der Kurven mit unterschiedlichen Herstellungsarten kommt. Die Abstände der Kurven zwischen 0 % und ca. 15 % variieren. Für Textil 5 ist in Abbildung 6.5 ein ähnliches Verhalten erkennbar. Für Winkel größer 30° liegt die gegossene Kurve oberhalb der laminierten Serien. Auch hier ist ein maximaler Abstand von ca. 15 % zu erkennen. Bei 0° und 15° liegen die Werte der laminierten oberhalb von denen der gegossenen Proben. Dieses Verhalten ist mit den identifizierten Tragmechanismen und mit den numerischen Ergebnissen nicht erklärbar. Somit liegt an dieser Stelle die Vermutung nahe, dass es sich um eine Abweichung vom üblichen Verhalten handelt. Dafür spricht auch, dass bei einem Winkel von 0° davon auszugehen ist, dass die gegossenen Serien eine höhere Festigkeit als die laminierten Serien erzielen, vergleiche Abbildung 6.4. Als Grund kann die höhere Haftzugfestigkeit bzw. der größere Widerstand gegenüber der Querkzugspannung bei dem Gießverfahren herangezogen werden. So ergaben Haftzugprüfungen, vergleichbar zu R. ORTLEPP [139],

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

an Bohrkernen der Serie 20160315_8_0_x_B1 (lam.) einen Wert im Mittel von $2,165 \text{ N/mm}^2$ und der Serie 20161103_8_0_x_B1 (geg.) einen Wert von $3,265 \text{ N/mm}^2$. Dies erklärt die Unterschiede bei dem Winkel von 0° in Abbildung 6.4.

Abb. 6.4: Vergleich zwischen bewehrten laminierten (durchgezogene Linien) und gegossen (gestrichelte Linien) Serien mit Textil 1 bezogen auf den Winkel γ

Abb. 6.5: Vergleich zwischen bewehrten laminierten (durchgezogene Linien) und gegossen (gestrichelte Linien) Serien mit Textil 5 bezogen auf den Winkel γ

Grundlegend ist davon auszugehen, dass die unterschiedlichen Haftzugfestigkeiten, wie an den beiden repräsentativen Serien bewiesen, für die höheren Spannungsniveaus bei den gegossenen im Vergleich zu den laminierten Serien führen. Bei dem Vergleich der aufgezeigten Serien konnten allerdings keine quantitativen Zusammenhänge festgestellt werden, welche den Unterschied der Festigkeitsreduktion beschreiben, da diese zwischen 0 und ca. 18 % schwanken. Eine Winkelabhängigkeit der Unterschiede konnte im Allgemeinen ebenfalls nicht gefunden werden. Im Mittel ergibt sich eine Festigkeitsreduktion von ca. 9 % der laminierten im Vergleich zu den gegossenen Serien. Die stärkere Reduktion bei den laminierten Serien resultiert aus der zusätzlichen Störung aus der Fugenbildung des Laminier-Prozesses, vergleiche Abbildung 6.2, und der daraus folgenden herabgesetzten Haftzugfestigkeit des Schichtsystems aus Beton und Textilien.

6.3 Lagenabstand

6.3.1 Bewehrte laminierte Serien

Ein weiterer Einflussparameter stellt der Lagenabstand zwischen den einzelnen Textillagen dar, welcher unmittelbar mit dem Textilvolumengehalt ρ_{tex} korreliert. Die Betrachtung des Textilvolumengehaltes am Beispiel des Textils 1, vergleiche Abbildung 6.6, zeigt die Unterschiede des Textilvolumengehaltes ρ_{tex} bezogen auf den Lagenabstand und den Winkel γ und bildet die Grundlage für die weiteren Gegenüberstellungen. Bei der Berechnung des Bewehrungsanteils wurden, wie in Abbildung 4.22 bereits dargestellt, die Garnquerschnitte als Rechtecke vereinfacht. Unabhängig von dieser Vereinfachung wird deutlich, dass der Bewehrungsgrad bei 0° und 90° in der Regel geringer ist, als bei den anderen Winkeln. Dieser Sachverhalt ist durch die verdrehte Anordnung der Lagen in Bezug auf den Winkel γ zu begründen, was bei verschiedenen Winkeln zu einer variierenden Garnanzahl im PK führt. Im Bereich zwischen 0° und 90° ist der Textilvolumengehalt annähernd konstant. Der prozentuale Unterschied zwischen den Textilvolumengehalten bei 0° und 90° und den konstanten Werten bei den anderen Winkeln nimmt mit steigendem Lagenabstand ab.

Abb. 6.6: Vergleich des Bewehrungsgehaltes ρ von bewehrten laminierten Serien (Textil 1) mit verschiedenen Lagenabständen bezogen auf den Winkel γ

Die unterschiedlichen Textilvolumengehalte spiegeln sich unmittelbar im Tragverhalten der laminierten Carbonbeton-Probe wieder, siehe hierzu Abbildung 6.7 und 6.8. Es ist deutlich zu erkennen, dass in großen Teilen des Bereiches zwischen 0° und 90° die erzielten Festigkeiten mit steigendem Bewehrungsgrad (sinkendem Lagenabstand) abnehmen. So werden in Abbildung 6.7 bei der 8 mm-Serie ca. 40 % Reduktion der Betonfestigkeit festgestellt und im Vergleich dazu bei der 2 mm-Serie ein Abfall von bis zu 72 %. Bei allen Kurven wird, wie bereits festgestellt, das Minimum zwischen 45° und 60° erreicht. Eine Ausnahme bildet an dieser Stelle der Winkel von 15° , auf dessen Besonderheit bereits eingegangen wurde. Zusätzlich ist zu erkennen, dass mit steigendem Lagenabstand das anisotrope Verhalten abnimmt. So weist z. B. die 8 mm Kurve nur noch eine ganz leichte Winkelabhängigkeit der Festigkeiten auf. Damit lässt sich schlussfolgern, dass bei einem Bewehrungsgrad um 4 % der Winkel der Bewehrungslagen keinen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten aufweist, da an dieser Stelle die Anzahl und die Abstände der Garne im PK so gering sind, dass sich die Störstellen nicht mehr gegenseitig beeinflussen und die Umlenkung der Druckstreben nur noch lokale Erscheinungen um die Einzelgarne darstellen. Siehe hierzu auch die Darstellung der überdeckten Flächen in Abbildung 4.22 in Abschnitt 4.3.4. Abbildung 6.8 zeigt ein vergleichbares Bild auf. Die Kurve der 2 mm-Serie liegt ohne Ausnahme unterhalb der 4 mm-Serie. Allerdings ist hierbei festzustellen, dass der Abfall der Festigkeiten im Vergleich zu den Kurven mit Textil 1 kleiner ist. Bei der Serie mit einem Lagenabstand von 2 mm ist eine maximale Reduktion von 60 % abzulesen und bei der

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

4 mm-Serie eine von 55 %. Dies liegt vor allem an dem geringeren Bewehrungsgrad des Textils 5 (größere Maschenweite). So ergab sich ein maximaler Bewehrungsgrad bei 2 mm Lagenabstand vom rund 8,4 % und von ca. 4,2 % für die 4 mm-Serie. Im Vergleich zu Textil 1 sind diese Bewehrungsgehalte jeweils mit der 4 mm und 8 mm Serie zu vergleichen (siehe Abbildung 6.6). Für beide Textilien ist zu erkennen, dass die Festigkeiten bei 0° höher als bei 90° sind, was u. a. durch die stabilisierende Wirkung der Textilien hervorgerufen wird, vergleiche Abschnitt 4.3.4.

Abb. 6.7: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien (Textil 1) mit verschiedenen Lagenabständen bezogen auf den Winkel γ

Abb. 6.8: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien (Textil 5) mit verschiedenen Lagenabständen bezogen auf den Winkel γ

Dabei lässt sich bei 0° die Tendenz feststellen, dass die Festigkeiten ebenfalls vom Bewehrungsgrad und somit von der Anzahl der Störstellen abhängen. Allerdings sind die Streuungen an dieser Stelle (0°-Konfiguration) im Vergleich zu den Abständen der Mittelwerte so groß, dass auch mit einer üblichen Streubreite bei Betonversuchen argumentiert werden kann. Ähnliche Erkenntnisse konnten auch bei 90° gefunden werden. In Abbildung 6.7 könnte noch eine gegensätzliche Abhängigkeit erkannt werden. Hier sind bei 90° die größten maximalen Spannungen bei kleinstem Lagenabstand aufgetreten, was über einen höheren Bewehrungsgrad und damit mit einer höheren Querdehnungsbehinderung erklärbar wäre. Bei Textil 5 in Abbildung 6.8 ist dieses Verhalten so nicht erkennbar. Auch die weiteren Gegenüberstellungen der gegossenen

Serien können diese Vermutung nicht belegen, somit ist auch dieser Stelle davon auszugehen, dass die Abweichungen in Abbildung 6.7 den Streuungen geschuldet sind und bei 90° die maximalen Spannungen mit steigendem Bewehrungsgehalt abnehmen.

6.3.2 Bewehrte gegossene Serien

Bei den gegossenen Serien wurden ebenfalls Textil 1 und 5 als flexibel getränkte Textilien untersucht und zusätzlich Textil 8 als eine EP-getränkte Bewehrung. Hinzu kommt, dass zusätzlich wesentlich geringere Bewehrungsgehalte Teil der Untersuchungen waren. So wurden neben 4 und 8 mm noch 16 und 32 mm geprüft. Die PK mit einem Lagenabstand von 16 mm beinhalteten dann zwei Lagen Textil und die mit 32 mm nur noch eine Lage. Für die sehr gering bewehrten PK wurden jeweils nur vier Winkel geprüft. Neben 0° und 90° konzentrierten sich die Untersuchungen auf die beiden Winkel, zwischen welchen aus Erfahrung vorangegangener Untersuchungen die Minima der Festigkeiten auftraten. Bei den PK mit flexibler Bewehrung waren die Winkel 45° und 60° Teil der Prüfung und bei den EP-getränkten Textilien die Winkel 30° und 45°. Neben den textilen Bewehrungsstrukturen wurden je Textil noch PK untersucht, welche je nur ein Einzelgarn (1G) beinhalteten. Diese Serien umfassten lediglich die Winkel von 0° und 90° und sind somit in den folgenden Diagrammen nur als Einzelpunkte eingetragen.

Abb. 6.9: Vergleich zwischen bewehrten gegossenen Serien (Textil 1) mit verschiedenen Lagenabständen bezogen auf den Winkel γ

Bei den gegossenen Serien ist das gleiche Verhalten, wie bei den laminierten Serien erkennbar, siehe hierzu Abbildung 6.9, 6.10 und 6.11. Mit steigendem Lagenabstand nehmen auch die aufnehmbaren Spannungen zu. Bei Textil 1 (Abbildung 6.9) ist dieses Verhalten mit Ausnahme des Winkels 15° bei der 8 mm-Serie uneingeschränkt zu erkennen. Des Weiteren ist festzustellen, dass bei großen Lagenabständen (8, 16 und 32 mm) der Abstand der Kurven und die Winkelabhängigkeit der maximalen Spannungen abnimmt. So erreicht der minimale Quotient aus experimentell ermittelter Spannung und der Serienfestigkeit bei der 4 mm-Serie nur einen Wert von rund 0,45, wohingegen die Kurven von den Serien mit 8, 16 und 32 mm Werte von 0,70, 0,75 und 0,79 erreichen. Es ist also festzuhalten, dass ab einem gewissen Bewehrungsgrad der Winkel keinen signifikanten Einfluss auf die Festigkeit hat und dass der Festigkeitsabfall ab einem bestimmtem Lagenabstand im vorliegenden Fall sich nicht mehr signifikant ändert. Bei den Winkeln von 0° und 90° sind ähnliche Abhängigkeiten beobachtbar. Bei 0° liegen allerdings alle Werte im Streubereich und bei 90° steigen die Festigkeiten mit steigendem Lagenabstand an. Für die Einzelgarne ist zu beobachten, dass die Festigkeitspunkte im Allgemeinen über den

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

Kurven liegen, wobei der Punkt bei 0° (Wert 1,025) mit in den Streubereich der anderen Serien fällt. Bei 90° ist eine größere Steigerung der Festigkeit bis auf einen Wert von 1,04 zu erkennen. Generell ist also davon auszugehen, dass ein Einzelgarn keinen Einfluss auf das Tragverhalten hat.

Abb. 6.10: Vergleich zwischen bewehrten gegossenen Serien (Textil 5) mit verschiedenen Lagenabständen bezogen auf den Winkel γ

Abb. 6.11: Vergleich zwischen bewehrten gegossenen Serien (Textil 8, EP-getränkt) mit verschiedenen Lagenabständen bezogen auf den Winkel γ

Die Ergebnisse für Textil 5 sind in Abbildung 6.10 dargestellt. Die Differenzierung mit steigendem Lagenabstand bei ansteigender Festigkeit ist auch hier zu beobachten. So ergibt sich für einen Lagenabstand von 4 mm eine maximale Reduktion der Festigkeit von 39 %, für 16 mm eine von 21 % und für 32 mm ein Abfall von 10 %. Somit ist festzustellen, dass für Textil 5 eine Annäherung der Kurven bei großen Lagenabständen nicht in der Deutlichkeit wie bei Textil 1 gegeben ist. Gleichzeitig ist die Abnahme des anisotropen Verhaltens mit sinkendem Bewehrungsgehalt erkennbar. Nach dem Abfall vom Spannungswert bei 0° ist annähernd keine Abhängigkeit der Festigkeit vom Winkel erkennbar. Die Werte der Einzelgarne erreichen bei 0° und 90° rund 1,0, womit auch hier kein Einfluss resultierend von den Einzelgarne festzustellen ist. Für die Serien mit EP-Tränkung ist tendenziell ein leicht verändertes Tragverhalten zu erkennen,

denn die Winkelabhängigkeit ist auch bei den sehr gering bewehrten Proben noch ausgeprägt erkennbar. Grundlegend ist allerdings auch an dieser Stelle festzustellen, dass die erreichten maximalen Spannungen mit zunehmenden Lagenabstand zunehmen. So wird in Abbildung 6.11 bei den 4 mm-Serien ein minimaler Wert von 0,41, für die 8 mm-Serie von 0,54, für die 16 mm-Serie von 0,60 und für die 32 mm-Serie von 0,65 erreicht. Die Minima treten ca. bei 30° auf. Hier ist auch wieder zu beobachten, dass die Abstände der Kurven untereinander bei größeren Lagenabständen abnehmen. Für die Werte bei den Winkeln 0° und 90° ist zu erkennen, dass diese im Mittel aller Serien tendenziell auf dem gleichen Niveau in einer gewissen Streubreite liegen. Diese Mittelwerte liegen bei einem Wert von ca. 1,0, womit zu schließen ist, dass bei diesen beiden Winkeln annähernd kein Einfluss des weitmaschigen Textils 8 auf die Festigkeit existiert. An dieser Stelle sei der Streubereich in Abbildung 6.11 bei 90° zu beachten, wo eine geringfügige Differenzierung erkennbar ist. Bei 90° ordnet sich der Wert der PK mit Einzelgarn ein. Wohingegen der Wert bei 0° leicht oberhalb der anderen Spannung liegt. Ein Einfluss des Einzelgarnes kann aber auch an dieser Stelle nicht festgestellt werden. Die weiter ausgeprägte Winkelabhängigkeit (Minima bei 30°) ist wohl darauf zurückzuführen, dass die steifen Gelege unabhängig von ihrer Anzahl eine Störfläche erzeugen, auf welcher es zum Abgleiten der Betonschichten kommt, wenn der Winkel der Störfläche mit dem Reibungswinkel von Beton übereinstimmt, vergleiche Abschnitt 4.4.4.

Folgende Punkte lassen sich zusammenfassend formulieren. Die erreichbaren Festigkeiten sind vom Bewehrungsgehalt abhängig, wobei mit steigendem Lagenabstand die maximal gemessenen Spannungen zunehmen. Tendenziell war zu beobachten, dass der Abstand der Festigkeitsreduktion zwischen den Kurven verschiedener Lagenabstände bei großen Lagenabständen abnimmt. Ein quantitativer oder gar linearer Zusammenhang zwischen Lagenabstand und erreichter Festigkeit konnte an dieser Stelle nicht festgestellt werden. Dabei ist bei den Serien mit flexibler Bewehrung ab einem Lagenabstand von ca. 8 mm keine bzw. nur noch eine sehr kleine Winkelabhängigkeit erkennbar. Bei den Serien mit EP-getränkten Textilien ist das anisotrope Verhalten auch bis hin zu einem Lagenabstand von 32 mm (eine Lage) ausgeprägt. Die Einzelgarne haben in der Regel keinen Einfluss auf das Materialverhalten bei einem Winkel von 0° und 90°.

6.4 Maschenweite

6.4.1 Bewehrte laminierte Serien

Neben dem Lagenabstand ist auch die Maschenweite ein Kriterium für den Bewehrungsgehalt im PK. Somit wird im Folgenden der Einfluss der Maschenweite dargestellt, wobei die verglichenen Textilien annähernd die gleiche Garnstärke bei unterschiedlichen Garnabständen (Maschen) aufweisen. Die Vergleiche werden des Weiteren ausschließlich bei gleichem Lagenabstand geführt, um eine isolierte Betrachtung des Parameters Maschenweite vornehmen zu können. Somit kamen die Textilien 1, 2 und 5 zum Einsatz. Die planmäßigen Maschenweiten betragen dabei bezogen auf die Garn-Mittellinien bei Textil 1 $7,2 \times 7,2 \text{ mm}^2$, bei Textil 2 $7,2 \times 14,2 \text{ mm}^2$ und bei Textil 5 $10,8 \times 18,0 \text{ mm}^2$, vergleiche Tabelle 3.4 in Abschnitt 3.1.2. Daraus ergibt sich, dass die idealisierte Fläche zwischen den Mittellinien der Garne bei Textil 1 ca. halb so groß wie die von Textil 2 und diese wiederum rund die Hälfte der von Textil 5 ist. In Abbildung 6.12 sind für fünf laminierte Serien die Ergebnisse dargestellt. Bei den rot dargestellten Serien handelt es sich um solche mit einem Lagenabstand von 2 mm und die blauen Kurven umfassen die Serien mit 4 mm Lagenabstand. Für die 2 mm-Serien ist eindeutig zu erkennen, dass PK mit dem engmaschigeren Textil 1 geringere Festigkeiten erzielen als die mit Textil 5, welches idealisiert eine viermal so große Masche aufweist. Im Schnitt liegen zwischen den beiden Kurven ca. 10 % Festigkeitsreduktion. Bei 90° gleichen sich die Kurven im Rahmen

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

der üblichen Streubreite an. Im Allgemeinen ist allerdings festzuhalten, dass sich mit steigender Anzahl an Störstellen, gleichbedeutend mit mehr Garnen bei kleineren Maschenweiten im PK, die Festigkeiten sinken.

Abb. 6.12: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien mit Textilien verschiedener Maschenweiten bezogen auf den Winkel γ bei unterschiedlichen Lagenabständen

Tendenziell zeigt sich bei den 4 mm-Serien in Abbildung 6.12 ein ähnliches Bild, wobei die Differenzierung der drei Kurven nicht so deutlich wie bei der 2 mm-Serie ist. Die erste Ausnahme bildet der Messpunkt der Serie 20160720_4_0_x_B2 bei 0°. Hier ist ein sehr starker Festigkeitsabfall im Vergleich zu den gegenübergestellten und auch den restlichen untersuchten Versuchsserien zu erkennen. Aus diesem Grund ist hier davon auszugehen, dass dieser große Abfall nicht auf das allgemeine Materialverhalten zurückzuführen ist, sondern als Ausreißer bezeichnet werden kann. Des Weiteren nähern sich alle drei 4 mm-Serien im Bereich des Minimums zwischen 45° und 60° an, so dass sich die Kurven teilweise übereinander liegen. Diese Ergebnisse lassen darauf schließen, dass mit steigendem Lagenabstand der Einfluss der Maschenweite im Bereich des Festigkeitsminimums abnimmt, da die Beeinflussung der Störstellen untereinander abnimmt. Nichtsdestotrotz sei festgehalten, dass die Kurve des Textils 1 mit der kleinsten Maschenweite mit Ausnahme des Ausreißers der Serie mit Textil 2 bei 0° immer unterhalb der beiden anderen liegt. Somit ist nicht davon auszugehen, dass der grundsätzliche Einfluss des Lagenabstandes bei 4 mm bereits wegfällt. Denn z. B. bei 0° und 90° ist eine eindeutige Differenzierung erkennbar.

6.4.2 Bewehrte gegossene Serien

Bei der Untersuchung des Parameters Maschenweite bei den gegossenen Serien kamen wiederum die Textilien 1 und 5 zum Einsatz. Die Untersuchungen hier wurden allerdings durch die Lagenabstände von 16 und 32 mm ergänzt. Abbildung 6.13 stellt die Ergebnisse zur Untersuchung der Maschenweite dar. Dabei sind die verschiedenen Lagenabstände gleichfarbig gekennzeichnet und die Kurve des Textils 1 mit einer durchgezogenen Linie und die des Textils 5 mit einer gepunkteten Linie dargestellt.

Grundlegend ist feststellbar, dass für alle gezeigten Lagenabstände die gepunkteten Linien des weitmaschigen Textils 5 weitestgehend oberhalb der durchgezogenen Linien des Textils 1 liegen. Dabei ist der Abstand zwischen den beiden Kurven des Lagenabstandes 4 mm größer als bei den größeren Lagenabständen, wobei die Winkel 0° und 15° eine Ausnahme bilden. Die Streuwerte dieser beiden Punkte sind allerdings vergleichsweise hoch. Eine genaue Ein-

ordnung der Kurven bei diesen beiden Punkten ist somit nicht möglich. Bei 0° scheint es im Allgemeinen den Trend zu geben, dass die Werte der weitmaschigeren Textilien unterhalb der von Textil 1 liegen. Hier könnten auch kleine Abweichungen bei der Garnstärke verantwortlich sein, welche bei zwei unterschiedlichen Textilien unumgänglich sind. Vor allem für die Serie mit 16 mm Lagenabstand sind sehr geringe Unterschiede zwischen den Kurven des Textils 1 und 5 erkennbar. Bei der 32 mm-Serie steigen die Differenzen der Kurven wieder an. Hier sind herstellungsbedingte Unsicherheiten zu beachten, da eine genau Positionierung der Textilien im PK nicht möglich war und es so kleineren Diskrepanzen bei der Anzahl der vorhandenen Garne im PK kam. Damit verbunden sind die leicht abweichenden Kurven vom zu erwartenden Verhalten, denn es ist eher davon auszugehen, dass bei größer werdendem Lagenabstand der Einfluss der unterschiedlichen Maschenweiten abnimmt. Allerdings ist er wohl nie auszuschließen, da kleinere Maschen unabhängig vom Lagenabstand immer mehr Störstellen bedeuten und so die Wahrscheinlichkeit eines verfrühten Versagens ansteigt.

Abb. 6.13: Vergleich zwischen bewehrten gegossenen Serien mit Textilien verschiedener Maschenweiten (gleiche Garnstärke) bezogen auf den Winkel γ bei unterschiedlichen Lagenabständen

6.5 Garnstärke

Die folgenden Untersuchungen stellen den Einfluss der Stärke der Garne der textilen Strukturen dar. Bestandteil der Gegenüberstellung sind ausschließlich Serien mit einem Lagenabstand von 4 mm (lamierte Serien). Die Serien unterscheiden sich maßgeblich bei den verwendeten Textilien. So sind die Maschenweiten annähernd konstant, vergleiche Tabelle 3.4 in Abschnitt 3.1.2. Die Garnstärken der einzelnen Textilien variieren jedoch. Textil 5 besteht aus Garnen mit einer Feinheit von 800 tex, was eine Höhe von 1,1 mm und eine Breite von 1,35 mm für den Kettfaden bedeutet. Bei Textil 3 besitzen die Garne in Schuss- und Kettrichtung eine Feinheit von 1600 tex und somit eine Höhe von 1,65 mm und eine Breite von 1,7 mm. Textil 6 besitzt nochmals rund die doppelte Feinheit von 3300 tex je Kett- und Schussfaden. Hier beträgt die Höhe des Garnes 1,65 mm und die Breite 3,15 mm. Hierbei sei erwähnt, dass Textil 5 eine leicht größere Maschenweite als die beiden anderen Textilien besitzt. Diese geometrischen Daten zeigen bereits den Unterschied der Textilien und den damit verbunden Unterschied in den Abmessungen der Störstellen.

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

Abb. 6.14: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien mit Textilien verschiedener Garnstärke (vergleichbare Maschenweite) bezogen auf den Winkel γ

In Abbildung 6.14 ist der eindeutige Trend zu erkennen, dass stärkere Garne zu kleineren maximalen Spannungen führen. Ausnahmen bilden wiederum die Randbereiche bei 0° und 90°, wobei der Unterschied bei 0° zwischen den Serien mit Textil 3 und 6 eher vernachlässigbar gering ist. Die größeren Unterschiede der beiden Serien bei 90° sind ggf. auf unterschiedliches Verbundverhalten der Textilien zurückzuführen, welches die Querdehnungsbehinderung beeinflusst. So weist die Serie mit Textil 6 einen minimalen Wert im Diagramm von 0,33 auf. Die beiden anderen Kurven nähern sich bei 60° an und besitzen an dieser Stelle einen Wert von ca. 0,42. Bei den anderen Winkeln ist jedoch ein Abstand zwischen der Serie mit Textil 5 und 3 von ca. 0,1 zu erkennen, wobei bei den Winkeln 0° und 90° dieser Abstand zunimmt. An dieser Stelle sei nochmals erwähnt, dass Textil 5 eine etwas größere Maschenweite als die anderen beiden Textilien aufweist und somit das Tragverhalten beeinflusst. Die Angabe der Maschenweite bezieht sich in der Regel auf die Mittellinien der Garne, womit bei gleicher ideellen Maschenweite und unterschiedlichen Garnstärken die realen Maschenweiten abnehmen. Dies führt ebenfalls zu einer Beeinflussung des Materialverhaltens, wodurch die auftretenden Abweichungen erklärbar sind. Die grundsätzliche Erkenntnis des Einflusses der Garnstärke ist jedoch trotzdem erkennbar.

6.6 Effektiver Flächenanteil $k_{A,eff}$

Ein weiterer Parameter, welcher im Zusammenhang mit Carbonbeton von Bedeutung ist, ist der Faktor des effektiven Flächenanteils $k_{A,eff}$, welcher von R. ORTLEPP [139] definiert wurde. Im Zusammenhang mit der Versagensart Delamination spielt der Faktor eine entscheidende Rolle. Der Faktor wird in Abschnitt 3.1.2 definiert und spiegelt das Verhältnis zwischen Textilfläche und Matrixfläche wieder. Nach R. ORTLEPP [139] besteht ein linearer Zusammenhang zwischen $k_{A,eff}$ und der Haftzugfestigkeit von Carbonbeton in der Ebene der Textilien. Aus diesem Grund ist der Faktor auch im Zusammenhang mit der Beschreibung des Tragverhaltens von Carbonbeton unter Druck ein interessanter Untersuchungsparameter.

Die Gegenüberstellungen in Abbildung 6.15 und 6.16 stellen dabei verschiedene Sachverhalte in Zusammenhang mit dem Faktor $k_{A,eff}$ dar. In Abbildung 6.15 sind drei Serien zusammengefasst, bei welchen die Textilien einen annähernd gleichen $k_{A,eff}$ -Wert besitzen. So hat nach Tabelle 3.4 das Textil 2 eine $k_{A,eff}$ -Wert von 0,62, Textil 3 einen von 0,65 und Textil 4 einen Wert von 0,60. Demgegenüber steht Abbildung 6.16, wo die Textilien der drei dargestellten Serien

einen nicht konstanten Faktor $k_{A,eff}$ aufweisen, denn Textil 1 besitzt einen $k_{A,eff}$ -Wert von 0,54, Textil 2 von 0,62 und Textil 5 von 0,75.

Abb. 6.15: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien mit Textilien annähernd gleicher $k_{A,eff}$ -Werte bezogen auf den Winkel γ

Abb. 6.16: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien mit Textilien ungleicher $k_{A,eff}$ -Werte bezogen auf den Winkel γ

Bei der Gegenüberstellung der jeweiligen Serien in Abbildung 6.15 und 6.16 sind keine eindeutigen Trends der Kurven erkennbar. So kann bei einem konstanten $k_{A,eff}$ -Wert in Abbildung 6.15 nicht die Aussage von übereinander liegenden Kurven getroffen werden. Die Kurven in Abbildung 6.16 hingegen weisen ein ähnliches Verhalten wie die in Abbildung 6.15 auf. So liegen die Kurven bei 0° und 90° weit auseinander und nähern sich zwischen 30° und 60° an. Eine qualitative und quantitative Aussage zum Einfluss des Parameters Effektiver Flächenanteil $k_{A,eff}$ ist an dieser Stelle somit nicht möglich. Es ist davon auszugehen, dass die hier verglichenen Textilien mit z. B. gleichem effektiven Flächenanteil $k_{A,eff}$ jedoch weitere verschiedene Eigenschaften aufweisen, welche das Tragverhalten beeinflussen. So wurden hier Textilien mit verschiedenen Maschenweiten und Garnstärken verglichen. Beide Parameter besitzen einen ausgeprägten Einfluss auf das Tragverhalten von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung und überdecken somit einen möglichen Effekt von $k_{A,eff}$.

6.7 Anordnung

Zur Feststellung des Einflusses der Anordnung der Textilien wurden zwei mögliche Variationen untersucht. Für beide Untersuchungen kam das flexible Textil 1 zum Einsatz, welches mittels des Handlaminier-Verfahrens in die Proben eingearbeitet wurde. Die erste Variation beschäftigt sich mit der versetzten Anordnung der einzelnen Textillagen in den PK. Dabei wurde jede zweite Textillage um die halbe Maschenweite in Richtung des Kettfadens versetzt und anschließend wie bei allen anderen Serien die entsprechenden Winkel γ geprüft. Die zweite Variation bestand darin, dass alle Textilien parallel zu einander in ihrer Ebene um 45° gedreht wurden, siehe hierzu die Piktogramme in Abbildung 6.18. Diese Untersuchungen wurden allerdings nur bei einem Winkel γ von 0° durchgeführt.

Abb. 6.17: Vergleich von bewehrten laminierten Serien mit Textil 1 und versetzter Anordnung (gestrichelte Linien) unter Variation der Lagenabstände bezogen auf den Winkel γ

6.7.1 Versetzte Anordnung der Textilebenen

In Abbildung 6.17 sind die Ergebnisse zu den Untersuchungen mit versetzter Anordnung (gestrichelte Linien) der Textillagen im Vergleich zur übereinanderliegenden Ausrichtung der Textilien dargestellt. In diesem Zusammenhang wurde jeweils der Lagenabstand von 2 (rote Linien) und 4 mm (blaue Linien) berücksichtigt. Für die 2 mm-Serien ist zu erkennen, dass die Linie der versetzten Anordnung immer unterhalb der Linie mit den übereinanderliegenden Textilien verläuft. Dabei schwankt der Abstand der Kurven ca. zwischen 5 und 10 %, wenn die Werte bei 0° und 90° vernachlässigt werden. An den Rändern sind die Unterschiede wesentlich größer. Die Kurvenverläufe lassen den Schluss zu, dass bei diesen geringen Lagenabständen die versetzte Anordnung der Textilien die erzielten Festigkeiten negativ beeinflusst.

Für die 4 mm-Serien ist dieser Einfluss nicht mehr eindeutig erkennbar, da sich hier die Kurven der versetzten und der parallelen Serie teilweise kreuzen bzw. aufeinander liegen. Somit ist davon auszugehen, dass bereits bei einem Lagenabstand von 4 mm der Parameter versetzte Anordnung keine entscheidende Rolle mehr spielt, da hier der Verlauf der Druckstreben nicht mehr von der versetzten Anordnung der Lagen beeinflusst wird. Es ist davon auszugehen, dass sich die Beeinflussung der Druckstrebe durch die Schichtung der textilen Lagen bei diesem Lagenabstand bei der versetzten und parallelen Anordnung auf dem gleichen Niveau befindet. Bei 2 mm Lagenabstand ist dies nicht der Fall, da hier jede zweite Lage Textil um eine halbe Maschenweite versetzt ist und so zusätzliche Umlenkungen und somit zusätzliche Querkzugspannungen eingetragen werden, was letztendlich zu einem verfrühten Versagen führt.

6.7.2 Verdrehte Anordnung in der Textilebene

Die zweite zu untersuchende Variation ist die um 45° gedrehte Anordnung der Textilien in ihrer Ebene, vergleiche hierzu Piktogramme in Abbildung 6.18. Die Ergebnisse der bei 0° getesteten Proben sind in Abbildung 6.18 zusammengetragen. Dabei wurden wieder jeweils die Lagenabstände von 2 und 4 mm untersucht. Mit leichten Streuungen ist zu erkennen, dass die erzielten maximalen Spannungen bei 2 und 4 mm Lagenabstand für die gedrehte und die senkrechte Anordnung annähernd den gleichen Wert besitzen. Bei der 2 mm-Serie beträgt der Unterschied ca. 4,5 % und bei der 4 mm-Serie 3 %, womit eine Tendenz schwer feststellbar ist. Daraus lässt sich schließen, dass die gedrehte Anordnung der Textilien im Allgemeinen keinen Einfluss auf die Festigkeiten der Carbonbeton-Würfel hat.

Abb. 6.18: Vergleich zwischen bewehrten laminierten Serien mit Textil 1 ($\gamma = 0^\circ$) mit gedrehter Anordnung und variierenden Lagenabstand

6.8 Tränkung

Aktuell werden zwei Tränkungssysteme als Stand der Technik verwendet, womit an dieser Stelle der Einfluss der Tränkungsart auf das Tragverhalten von Carbonbeton herausgestellt werden soll. Die hier angestellten Untersuchungen umfassen zwei Serien mit jeweils einem SBR- und EP-getränkten Textil mit annähernd gleicher Maschenweite und Garnstärke. Zu beachten ist dabei, dass die Maschenweiten mit rund 20 mm im Verhältnis zur Probekörperabmessung recht groß sind und sich somit lediglich eine Masche des Textils im PK befindet.

Abbildung 6.19 stellt die Ergebnisse der Parameterstudie dar. Die rote Linie ist dem EP-getränkten Textil 8 und die blaue dem flexiblen SBR-Textil 7 zugeordnet. Die Kurven beider Textilien zeigen den eindeutigen Trend, dass die Serie mit dem flexiblen Textil teilweise signifikant unterhalb der Kurve des EP-getränkten Textils liegt. An dieser Stelle sei aufgezeigt, dass die Kurve des Textils 7 bei 0° einen Wert von ca. 0,7 aufweist, was im Vergleich zu vorangestellten Betrachtungen sehr gering ist, womit auch hier, wie bei Textil 2, von einer herstellungsbedingten Abweichung vom normalen Tragverhalten ausgegangen werden muss. Weiter ist zu beobachten, dass der Winkel des Minimums sich zwischen den beiden Serien unterscheidet. Dieser Sachverhalt wird in Abschnitt 4.4.4 bereits thematisiert. Die Kurve des flexiblen Textils erreicht bei 60° den minimalen Wert von 0,19. Hingegen befindet sich das Minimum von 0,41 der EP-getränkte Serie bei 30° . Der Unterschied der beiden minimalen Werte beträgt somit ca. 20 %. Die großen Festigkeitsreduktionen sind auf die großen Garndurchmesser der beiden Textilien zurückzuführen.

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

Der Unterschied ist vermutlich, wie bereits im Kapitel 5 erklärt, auf die unterschiedlichen Steifigkeiten der Textilien in deren Querrichtung zurückzuführen. Die flexiblen Garne weisen im Vergleich zum E-Modul von Beton fast keine Steifigkeit auf und können somit keine Druckkräfte übertragen. Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass alle Druckkräfte um die so entstehenden Öffnungen herumgeführt werden müssen, was Querzugspannungen und so ein verfrühtes Versagen verursacht. Bei den mit EP-getränkten Textilien ist die Steifigkeit in Querrichtung im Vergleich zu der des Betons nur noch um einen Faktor von ca. 3 geringer, vergleiche z. B. AVK [88]. Dies führt dazu, dass die im Betongefüge eingebetteten Garne einen geringen Anteil der Druckkräfte übertragen können, womit die umgelenkten Kräfte kleiner sind und somit auch die induzierten Querzugspannungen. Hinzu kommt, dass in der Regel der Verbund zwischen Textil und Beton bei einer EP-Tränkung besser als bei einer Tränkung aus SBR ist und somit die Querdehnungsbehinderung durch den Verbund bei großen Winkel γ bei der EP-Serie höher sind. Diese Unterschiede im Tragverhalten führen zu der Erkenntnis, dass EP-getränkte Textilien eine geringere Festigkeitsreduktion im Vergleich zu den flexiblen Textilien mit sich bringen.

Abb. 6.19: Vergleich zwischen bewehrten gegossenen Serien mit flexibler (Textil 7) und starrer (Textil 8) Tränkung bezogen auf den Winkel γ

6.9 Festigkeit

Der letzte untersuchte Parameter ist der Einfluss der Betonfestigkeit. Die Untersuchung sollte zeigen, ob die Betonfestigkeit einen direkten Einfluss auf das Tragverhalten und damit auf die Festigkeitsreduktion besitzt.

Zu diesem Zweck wurden gegossene Serien mit Textil 5 und einem Lagenabstand von 4 mm untersucht, welche unterschiedliche Betonfestigkeiten aufweisen. Die Betone 1a und 1b haben grundsätzlich die gleiche Zusammensetzung. Es wurde ausschließlich das Verhältnis zwischen Zugabewasser und Fließmittel variiert, was dazu führt dass Beton 1a eine mittlere Festigkeit von 101,6 N/mm² am horizontalen Prisma, nach DIN EN 12390-3 [3], besitzt und Beton 1b eine Festigkeit von 117,2 N/mm². Der Beton 2 unterscheidet sich vor allem in der Zusammensetzung des Größtkorns (gebrochenes Korn bis 5 mm) und der ermittelten Festigkeit. Die mittlere Festigkeit wurde mit 126,2 N/mm² ermittelt. Eine genaue Aufstellung der Betoneigenschaften sind in Abschnitt 3.1.1 zu finden.

Abbildung 6.20 stellt die untersuchten Serien gegenüber. Es ist zu erkennen, dass mit Ausnahme der Serie 20170301_4_0_x_B5 bei 15°, die drei Kurven annähernd übereinander liegen. Geringe Abweichungen sind wiederum bei 0° zu erkennen, welche aber nicht überbewertet

werden, da hier ein streuendes sprödes Versagen existiert. Grundsätzlich ist festzustellen, dass die Festigkeit des Betons im Rahmen der hier untersuchten Betone keinen Einfluss auf das Tragverhalten aufweist.

Abb. 6.20: Vergleich zwischen bewehrten gegossenen Serien mit Textil 5 bei variierender Betonfestigkeit bezogen auf den Winkel γ

6.10 Zusammenfassung der Haupteinflussparameter

Bei der angestellten Parameterstudie konnte grundsätzlich festgestellt werden, dass eine Vielzahl von Parametern einen Einfluss auf das Tragverhalten von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung haben. Bei wenigen der untersuchten Parameter konnte festgestellt werden, dass kein Einfluss existiert oder dass eine isolierte Betrachtung des einen Parameters nicht möglich ist. Im Folgenden sollen die Haupteinflussparameter identifiziert und zusammengefasst werden.

Es konnte festgestellt werden, dass die Parameter Betonfestigkeit und gedrehte Anordnung keinen Einfluss auf das Tragverhalten ausüben. Der effektive Flächenanteil konnte nicht als isolierter Parameter betrachtet werden, da die Gegenüberstellung immer von mehreren anderen Einflussfaktoren überlagert wurde.

Ein erster entscheidender Einflussparameter ist die Herstellung. So konnte an unbewehrten Proben gezeigt werden, dass das Verfahren des Handlaminierens bereits einen Einfluss auf das Tragverhalten an sich ausübt, welcher sich bei einer verzögerten Betonage der einzelnen Lagen verstärkt. In diesem Zusammenhang konnte auch festgestellt werden, dass der Lagenabstand der Schichtung einen Einfluss auf die erzielten Festigkeiten hat. Im Vergleich von bewehrten Carbonbeton-Proben, hergestellt im Handlaminier- oder Gießverfahren, ist der Schluss möglich, dass das Gießverfahren zu einer geringeren Festigkeitsreduktion führt als das lagenweise Handlaminieren.

Im Zusammenhang mit der Herstellung konnte ein signifikanter Einfluss der Tränkungsart der Textilien festgestellt werden. So ist die Abnahme der maximal gemessenen Spannungen bei einem Textil mit SBR-Trängung wesentlich höher als bei einem vergleichbaren EP-getränkten Textil.

Der Lagenabstand ist ein weiterer Haupteinflussparameter unabhängig von der Herstellungsart. So kann im Allgemeinen die Aussage getroffen werden, dass mit steigendem Lagenabstand der Einfluss auf die gemessenen maximalen Spannungen im Vergleich zum ungestörten Beton abnehmen. Gleichzeitig war zu beobachten, dass die Winkelabhängigkeit der einzelnen

6 Einflussparameter auf die Druckfestigkeit von Carbonbeton

Serien mit steigendem Lagenabstand abnehmen. Ein ähnliches Verhalten ist dem Parameter Maschenweite zuzuordnen. Mit steigender Maschenweite nimmt die Festigkeitsreduktion ab. Gleichzeitig war festzustellen, dass dieser Einfluss mit steigendem Lagenabstand reduziert wird. Diese Reduktion des Einflusses mit zunehmenden Lagenabstand konnte ebenfalls bei der Untersuchung der versetzten Anordnung (halbe Maschenweite) festgestellt werden. Hier konnte bei einem Lagenabstand von 2 mm noch ein geringer Einfluss der versetzten Textilanordnung festgestellt werden. Bei 4 mm war allerdings kein Einfluss mehr beobachtbar.

Als ein weiterer Haupteinflussparameter konnte die Garnstärke identifiziert werden. Mit steigender Garnstärke nimmt der Einfluss auf die Festigkeit der untersuchten Serie zu. Fasst man die Erkenntnisse von Lagenabstand, Maschenweite und Garnstärke zusammen, ist zu erkennen, dass das Störstellenvolumen bzw. der Grad der Bewehrung bezogen auf den Volumenanteil einen Haupteinfluss darstellt. Die qualitativen Aussagen zu diesem Einfluss sollen im nächsten Kapitel mit quantitativen Rechenansätzen bzw. Vorschlägen zu einem Bemessungsmodell ergänzt werden.

7 Berechnungsmodell und Bemessungsvorschlag

Für die flächendeckende Einführung des Carbonbetons in die Baupraxis sind Bemessungs- bzw. Rechenmodelle notwendig. Eine Großzahl an Versuchen für die Ermittlung der Druckfestigkeit von Carbonbeton für jede neue Materialkombination aus Textil und Beton ist für den Bemessungsprozess eines Bauteiles unpraktikabel und vor allem unrentabel. Aus diesem Grund werden in diesem Kapitel erste Rechenmodelle vorgestellt. Diese Modelle wurden auf der Basis der beschriebenen Versuche und der damit verbundenen umfangreichen Parameterstudie hergeleitet. Das erste Modell bezieht sich auf die Berechnungen der Festigkeiten von Carbonbeton in Anlehnung an ein Gesteinsmodell, welches für geklüftete Gesteine entwickelt wurde. Ein zweites Modell ermittelt für die bemessungsrelevanten Winkel γ einen Abminderungsfaktor für die einaxiale Druckfestigkeit von Beton mit Carbonbewehrung und bildet so einen ersten Bemessungsvorschlag.

7.1 Allgemein

Die im folgenden vorgestellten Modelle umfassen zum einen ein Rechenmodell, welches es ermöglicht, die Festigkeitswerte von textildbewehrten Betonen unter Berücksichtigung eines variierenden Winkels zwischen Textilebene und Belastungsrichtung und verschiedenen Textilarten und -geometrien annähernd zu beschreiben. Dieser Ansatz basiert auf einem für geklüftete Gesteine entwickelten Modell, siehe hierzu auch Abschnitt 2.4. Zum anderen wird ein Ansatz für ein Bemessungsmodell gegeben, welcher es erlaubt, Abminderungsfaktoren für die Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad zu bestimmen. Dabei sei nochmal gesondert herausgestellt, dass im Zuge dieser Arbeit ausschließlich einaxiale Druckversuche durchgeführt wurden, welche die Grundlage für die Modelle bilden. In der Realität treten viel häufiger mehraxiale Spannungszustände im Bauteil auf, welche an dieser Stelle nicht berücksichtigt werden, siehe hierzu auch Abschnitt 8. Des Weiteren sind alle Ansätze auf die Mittelwerte der Versuchsergebnisse eines Winkels innerhalb einer Serie bezogen. Eine statistische Auswertung in Bezug auf charakteristische Werte wird an dieser Stelle als nicht sinnvoll angesehen, da die Anzahl der Versuche für eine Parameterkombination und einen Winkel vom statistischen Standpunkt aus gering ist.

Im Vorgang zu den hier beschriebenen Modellen wurde die Möglichkeit geprüft, die Abnahme der Festigkeiten auf die Reduktion der vorhandenen Betonfläche (Nettofläche) zu beziehen. Diese Überlegungen waren jedoch aufgrund der winkligen Anordnung der Textilien in den Probekörpern nicht zielführend, da keine sinnvolle Bezugsebene für die Definition der Nettofläche erkennbar war. Lediglich bei den Winkeln von 0° und 90° war eine annähernd genaue Bestimmung der Nettofläche möglich. Bei diesen Winkeln zeigte sich jedoch, dass in der Regel keine einheitliche Korrelation zwischen Nettofläche und Festigkeitsreduktion feststellbar war. Z. B. war die Nettofläche bei der Serie 20170712_4_0_0°_BS bei einem Winkel von 0° 0,71 bezogen auf die Gesamtfläche. Im Vergleich dazu reduziert sich die ermittelte Festigkeit allerdings nur auf 95 %, vergleiche Abbildung 6.19. Viele weitere Beispiele dieser Art können in Bezug auf die Versuchsergebnisse gefunden werden. Aus diesem Grund wurde zur Herleitung eines Rechenmodells zur Approximation der Festigkeiten ein anderer Weg gegangen.

7.2 Berechnungsmodell für Festigkeiten

7.2.1 Allgemein

Existierende Modelle von geklüfteten Gesteinen wurde für die Modellfindung auf Grund der gerichteten flächigen Störebene in Carbonbeton in Bezug auf das Drucktragverhalten gesichtet, siehe hierzu Abschnitt 2.4. Die Herleitung der Gesteinsmodelle mit flächigen Störebenen erfolgt im Zuge der Notwendigkeit, Gesteinsfestigkeiten im anstehenden Gebirge berechnen zu können. Die meisten Modell ziehen stets einen dreidimensionalen Spannungszustand in Betracht, indem ein Druck (σ_3) senkrecht zur Druckbelastung aufgebracht wird. Daraus folgt zumeist eine Vielzahl von nötigen Versuchen an den vorliegenden Gesteinen, um die Modellparameter bestimmen zu können. Für das hier untersuchte einaxiale Materialverhalten von Carbonbeton unter Druck ist dieser dreidimensionale Spannungszustand vernachlässigbar ($\sigma_3 = 0$). Des Weiteren konnte bei der Untersuchung der Carbonbetonserien festgestellt werden, dass das Verhalten der maximalen Spannung bezogen auf den Winkel γ stets einem U-Typ folgt, vergleiche hierzu Abschnitt 2.4. Aus diesem Grund wurden drei Modelle aus Abschnitt 2.4 näher untersucht. Bei den Modellen handelte es sich um die Modelle von SHEOREY [170], RAMAMURTHY/ARORA [150] und NASSERI et al. [129], welche auf Grund ihrer verhältnismäßig geringen Anzahl an Eingangsparametern und ihrer U-Form in Betracht gezogen wurden.

7.2.2 Herleitung

Die Auswahl eines der drei genannten Modelle erfolgte über die Gegenüberstellung aller Modelle mit den Versuchsergebnissen. Hierfür wurden alle Messdaten sortiert nach Serie und Winkel zusammengetragen und die Eingangsparameter für jedes Modell bestimmt. Die Bestimmung der Eingangsparameter erfolgt über die Solver-Funktion von Excel für jede Serie, indem unter Variation der jeweiligen Parameter entsprechend die Summe der quadratischen Fehler zwischen Versuchsergebnissen und Modellberechnungen minimiert wurde. Daraus ergaben sich die Modellkurven „best fit“, welche als orangefarbene Kurven in Abbildung 7.3 und 7.4 für das Vorzugsmodell dargestellt sind. Eine vollständige Aufstellung aller Modelle und deren „best fit“-Kurven ist dem Anhang A5 zu entnehmen.

Für die Auswahl des Vorzugmodells wurden folgende Kriterien bewertet: die Summe des quadratischen Fehlers einer Serie, die Anzahl der Eingangsparameter und die Form der Modellkurven. Bei der Betrachtung der Summe der quadratischen Fehler folgte der Ausschluss des Modells von RAMAMURTHY/ARORA [150], da hier die „best fit“-Modellkurven im Vergleich zu den anderen Modellen keine ausreichende Übereinstimmung mit den Versuchsdaten ergaben. Die Summe der quadratischen Fehler der beiden anderen Modell bezogen auf die Versuchsdaten liegen nah beieinander. Im Endeffekt war die Anzahl der Eingangsparameter und somit die Handhabbarkeit der Modelle ausschlaggebend. Diese Gründe führen zur Auswahl des Modells von NASSERI et al. [129], welches in Gleichung 7.1 nochmals dargestellt ist.

$$f_G = H - O \cos(2(\beta_{\min} - \beta)) \quad (7.1)$$

Die Parameter H , O und $\beta_{\min}$ sind im Fall von Gesteinen über verschiedene einaxiale Versuche zu bestimmen, vergleiche hierzu NASSERI et al. [129]. Im hier vorliegenden Fall soll allerdings auf Versuche zur Bestimmung dieser Eingangsgrößen verzichtet werden, da diese in Bezug auf die Bemessung unpraktisch und unrentabel sind. Der Parameter $\beta_{\min}$ wird somit allgemeingültig über die Mittelwerte der aufgetretenen Minima der Kurven der maximalen Spannungen bezogen auf den Winkel γ bestimmt. Dabei stellte sich, wie bereits in vorangegangenen Kapiteln erwähnt, heraus, dass Serien mit flexiblen Textilien (SBR-Tränkung) stets ihr Minimum bei ca. 55° erreichen und Serien mit EP-getränkten Textilien bei 40° die minimalen Spannungen

erreichen. Für die Parameter H und O wird unter Betrachtung der Einflussparameter der einzelnen Serien eine Berechnungsvorschrift aufgestellt. Als die Haupteinflussparameter wurden so die Standarddruckfestigkeit $f_{cm,28d}$ nach DIN EN 12390-3 [3], der Lagenabstand a_i und das Textilvermögen pro Flächeneinheit V_{tex} des jeweiligen Textils, siehe hierzu Tabelle 3.4 in Abschnitt 3.1.2, herausgestellt. Diese Parameter erlauben es, indirekt oder direkt den Bewehrungsgrad, die Stärke der Garne, die Maschenweite sowie die Betonfestigkeit bei der Vorhersage der Festigkeiten zu berücksichtigen.

Abb. 7.1: Darstellung zur Ermittlung des Parameters H im betrachteten Rechenmodell

Abb. 7.2: Darstellung zur Ermittlung des Parameters O im betrachteten Rechenmodell

Die Diagramme in Abbildung 7.1 und 7.2 stellen die Herangehensweise bei der Herleitung einer allgemeingültigen Rechenvorschrift für die Parameter H und O dar. Bei den eingetragenen Datenpunkten, sortiert nach der Herstellungsart, laminiert oder gegossen, handelt es sich um die Werte für H und O aus der Ermittlung der „best fit“-Modellkurven für alle untersuchten Serien. Diese Punkte gelten also als ideale Eingangsparameter für das Modell. Über diese Datenpunkte

7 Berechnungsmodell und Bemessungsvorschlag

und deren entsprechenden Trendlinien bzw. über die Minimierung der Summe des quadratischen Fehlers zwischen Rechenvorschrift und Datenpunkten wurde für jeden Parameter eine Bestimmungsgleichung gefunden.

Das so hergeleitete Rechenmodell für die Berechnung von Druckfestigkeiten bzw. der max. aufnehmbaren Spannung $\sigma_{\max}$ in Abhängigkeit von dem Winkel γ für Carbonbeton auf der Basis des Modells von NASSERI et al. [129] wird im Folgenden dargestellt:

$$\sigma_{\max} = H - O \cos(2(\gamma_{\min} - \gamma)) \quad (7.2)$$

Bestimmungsgleichung für H :

$$H_{\text{lam}} = -2,92 \times (f_{\text{cm},28\text{d}} \times V_{\text{tex}}) + 67,621 \quad (7.3)$$

$$H_{\text{geg}} = -2,92 \times (f_{\text{cm},28\text{d}} \times V_{\text{tex}}) + 91,995 \quad (7.4)$$

Bestimmungsgleichung für O :

$$O_{\text{lam}} = -8,035 \times \ln\left(\frac{a_i}{V_{\text{tex}}}\right) + 64,839 \quad \text{mit} \quad \frac{a_i}{V_{\text{tex}}} \leq 3000 \quad (7.5)$$

$$O_{\text{geg}} = -11,68 \times \ln\left(\frac{a_i}{V_{\text{tex}}}\right) + 93,828 \quad \text{mit} \quad \frac{a_i}{V_{\text{tex}}} \leq 3000 \quad (7.6)$$

Bestimmungsgleichung für $\gamma_{\min}$:

$$\gamma_{\min} = 55^\circ \quad \text{für SPR-Tränkung} \quad (7.7)$$

$$\gamma_{\min} = 40^\circ \quad \text{für EP-Tränkung} \quad (7.8)$$

Für die dargestellten Gleichungen sind folgende Definitionen der Einheiten unumgänglich: $f_{\text{cm},28\text{d}}$ muss in N/mm^2 , V_{tex} in cm^3/cm^2 und a_i in mm eingesetzt werden.

Die Gleichungen 7.2 bis 7.8 lassen es zu, für carbonbewehrten Beton die einaxiale Druckfestigkeit annähernd zu berechnen, ohne aufwendige Versuche durchführen zu müssen. Dabei unterscheiden sich die Bestimmungsgleichungen für die Eingangsparameter je nach Herstellungsart, da die Ergebnisse gezeigt haben, dass die gegossenen Serien im Allgemeinen ein höheres Festigkeitsniveau aufweisen. Als Eingangsparameter sind ausschließlich die Betonfestigkeit am Normprisma nach DIN EN 12390-3 [3], der Lagenabstand und das Textilvolumen bezogen auf eine Flächeneinheit erforderlich. Existiert im betrachteten Betonausschnitt (z. B. in der Druckzone) lediglich eine Lage Textil, so wird empfohlen, den größeren der beiden Randabstände für a_i einzusetzen, da davon ausgegangen werden kann, dass eine Lage Textil nur eine sehr geringe Beeinträchtigung der Betondruckfestigkeit bewirkt. Die Bestimmung des Textilvolumens bezogen auf eine Flächeneinheit wird ausführlich in Abschnitt 7.3 besprochen.

7.2.3 Kritik

Das soeben vorgestellte Berechnungsmodell soll anhand der Abbildungen 7.3 und 7.4 beurteilt werden. In den beiden Abbildungen sind, getrennt nach gegossener und laminierter Herstellung, für alle untersuchten Serien die Messdaten, das Modell nach der „best fit“-Methode und das Modell nach Gleichung 7.2 bis 7.8 gegenübergestellt.

Für die laminierten Serien (Abbildung 7.3) ist im Allgemeinen eine ausreichende Übereinstimmung der lila Modell-Kurven nach Gleichung 7.2 bis 7.8 und der Versuchsdaten zu erkennen. Lediglich in Bild 7.3d und 7.3i sind größere Abweichungen beobachtbar. Für die Serie 20160406_2_0_x_B1_V mit 2 mm Lagenabstand und versetzter Anordnung jeder zweiten Lage (Abbildung 7.3d) wurde bereits beschrieben, dass auf Grund der Anordnung eine Abminderung der Festigkeiten erklärbar ist. An dieser Stelle wurde auf die Formulierung eines allgemeinen Abminderungsfaktors

für versetzte Anordnung verzichtet, da die Beobachtungen sich allein auf eine einzige Serie stützen und auch bei einem Lagenabstand von 4 mm nicht mehr zu erkennen sind. Möchte man für die vorliegende Serie einen Abminderungsfaktor definieren, würde dieser bei ca. 0,85 liegen. Somit wäre eine Reduktion der Festigkeit auf Grund des Versatzes um 15 % festzulegen, damit die Modellkurve und die Versuchswerten übereinstimmen. Eine Erklärung für die Abweichungen in Teilbild 7.3i ist nicht zu finden, lässt sich aber vermutlich auf die Interpolation zur Herleitung der Bestimmungsgleichungen 7.3 und 7.5 von H und O zurückführen. Durch die Verallgemeinerung des Rechenmodells, welches ohne zusätzliche Versuche auskommt, ist es in der Regel nicht möglich, alle Fälle ideal abzudecken. Die Diskrepanz des Rechenmodells und der Versuchswerte liegt allerdings auf der sicheren Seite, womit an dieser Stelle keine Einschränkungen für das Rechenmodell entstehen. In diesem Zusammenhang sei noch erwähnt, dass in Teilbild 7.3c der Ausreißer bei 15° nicht vom Rechenmodell erfasst wird. Bei vorangegangenen Ausführungen, wurde dieser Ausreißer als Einzelercheinung identifiziert und sollte somit nicht bei der Beurteilung des allgemeinen Tragverhaltens berücksichtigt werden.

Bei den gegossenen Serien in Abbildung 7.4 ist ein ähnliches Bild wie bei den laminierten Serien zu beobachten. Grundlegend ist eine hohe Übereinstimmung des Rechenmodells mit den Versuchsdaten zu erkennen. Abweichungen, wie in Teilbild 7.4c oder 7.4d, liegen auf der sicheren Seite und führen nicht zu Einschränkungen des Modells. Für geringe Bewehrungsgrade, wie in Abbildung 7.4i bis 7.4n dargestellt, bietet das Rechenmodell ebenfalls eine ausreichende Übereinstimmung mit den Versuchsdaten. Bei der Serie 20170720_4_0_x_B7 (Abbildung 7.4h) kommt es hingegen zu einer signifikanten Überschätzung der Festigkeitswerte. An dieser Stelle konnte keine materialseitige Erklärung für diese große Differenz gefunden werden. Lediglich die verhältnismäßig starken Garne können Ursache für die geringen Festigkeiten sein. Im Allgemeinen sei erwähnt, dass diese Serie mit einem flexiblen und sehr großmaschigen Gelege (Textil 7) bei der Auswertung der Versuchsergebnisse mit sehr geringen Festigkeiten bereits aufgefallen ist. Aus diesem Grund muss die Gültigkeit des Modells für diese Art von Textilien nach aktuellem Kenntnisstand in Frage gestellt werden. Es ist also festzuhalten, dass für flexible, großmaschige Textilien mit Garnstärken von 3300 tex (vergleichbar zu Textil 7) die Anwendbarkeit des Modells nicht gegeben ist. Betont sei in diesem Zug, dass die Stärke der Garne oder die Maschenweite allein keine Ausschlusskriterium für die Anwendbarkeit des Rechenmodells sind. Beispielweise konnten für Textil 4, 6 und 8 zuverlässige Berechnungen durchgeführt werden, obwohl diese vergleichbar starke Garne besitzen und Textil 8 ebenfalls ein großmaschiges Gelege mit vergleichbaren Abmaßen wie Textil 7 aufweist.

Grundsätzlich ist somit festzuhalten, dass die einaxialen Festigkeiten von Carbonbeton unter Druck mit dem vorgestellten Rechenmodell in den überwiegenden Fällen gut bzw. auf der sicheren Seite liegend berechnet werden können. Stellenweise muss somit davon ausgegangen werden, dass die in der Realität vorliegende Druckfestigkeit nicht voll ausgenutzt werden kann, da die Versuchswerte auf der sicheren Seite abgeschätzt werden. Durch diese allgemeinen Rechenansätze für die Eingangsparameter, welche aus den Versuchsdaten hergeleitet wurden, ist es nicht möglich, für jede einzelne Serie eine ideale Vorhersage treffen zu können. Für die Bestimmung der Parameter für Gleichung 7.2 sind ebenfalls materialspezifische Eingangsgrößen, wie die Druckfestigkeit des Betons, der Lagenabstand oder das Textilvolumen, notwendig, welche einer gewissen Streuung bzw. Ungenauigkeit unterliegen. Aus diesen Gründen ist das vorgestellte Rechenmodell, mit Ausnahme der Serie mit Textil 7, als geeignet zu betrachten. Für die Serie mit Textil 7 konnte im Rahmen dieser Arbeit keine Erklärung der Abweichungen vom Rechenmodell gefunden werden. Es ist allerdings davon auszugehen, dass diese Diskrepanzen auf die Serie bezogen sind und nicht auf das allgemeine Materialverhalten von Carbonbeton, da Vergleichsrechnungen mit vergleichbaren Textilien zuverlässige Ergebnisse lieferten.

Letztendlich sei nochmal darauf hingewiesen, dass sich das hier vorgestellte Modell auf die einaxialen Untersuchungen an Carbonbeton stützt und somit die Übertragbarkeit des Rechen-

7 Berechnungsmodell und Bemessungsvorschlag

ansatzes auf Bauteile mit mehraxialen Spannungszuständen noch nicht geprüft wurde. Untersuchungen der Druckfestigkeit von Carbonbeton mit gleichzeitiger Zugbelastung der Textilien stehen noch aus und sollten die Übertragbarkeit klären. An dieser Stelle sei auf die Ergebnisse von MOLTER [127] und VOSS [192] hingewiesen, die die Druckstreben­tragfähigkeit bei Querkraftversuchen untersucht und sehr große Abminderungsbeiwerte ermittelt haben. Hier spielen neben der Reduktion der reinen Betonfestigkeit noch Faktoren wie die reduzierte Stegbreite eine Rolle. Dies soll verdeutlichen, dass in Bauteilen ggf. noch weitere Faktoren zur Reduktion der Druck­tragfähigkeit führen, welche im Zuge der hier angestellten einaxialen Untersuchungen nicht berücksichtigt wurden.

Abb. 7.3: Vergleich des angepassten Gesteinsmodells mit den Versuchsergebnissen der laminierten Serien

Abb. 7.4: Vergleich des angepassten Gesteinsmodells mit den Versuchsergebnissen der gegossenen Serien

7.3 Vorschlag für Bemessungsmodell

7.3.1 Allgemein

Neben dem Rechenmodell zur Bestimmung der Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Winkel auf Basis eines erprobten Gesteinsmodells wurde noch ein Vorschlag für ein Bemessungsmodell gesucht, welches Abminderungsfaktoren der Druckfestigkeit in Abhängigkeit von der Anordnung und dem Bewehrungsgrad definieren soll.

Zu Beginn der Überlegungen musste eine Auswahl an für die Praxis relevante Winkel γ gefunden werden. Eine Bemessungskurve für jeden hier untersuchten Winkel erscheint nicht sinnvoll, da das Vorkommen bestimmter Ausrichtungen von Textillage zur Druckrichtung sehr begrenzt ist. Falls jedoch eine detailliertere Betrachtung nötig ist, wird auf das zuvor vorgestellte Rechenmodell verwiesen. Grundsätzlich ist festzustellen, dass in der Realität bzw. im Bauteil hauptsächlich der Winkel $\gamma = 0^\circ$ vorkommt. Dies ist z. B. bei Stützen mit zentrischer Belastung, bei der Betrachtung von Druckstreben in Balken unter Querkraft oder Torsion, aber auch bei Platten unter reiner Biegung mit Bewehrung in der Druckzone der Fall. Dahingegen ist im Bereich des Anschlusses von Querkraft- und Zugbewehrung im Balken ein Winkel von 90° zwischen Bewehrungsebene und Druckstrebe zu finden, vergleiche hierzu Ausführungen von F. JESSE et al. [93]. Im Bereich des Übergangs von Balken oder Platte zum Auflager oder bei der Bemessung von Fachwerkknoten ist es zumeist schwierig, einen genauen Winkel zwischen Druckstrebe und Bewehrungsebene zu berechnen, da hier in Abhängigkeit von vielen Faktoren ein großer Bereich von möglichen Winkeln existiert. Aus diesem Grund wurde sich für die Herleitung des Bemessungsmodells auf drei maßgebende Punkte konzentriert, vergleiche hierzu Abbildung 7.5. Aus der Kurve der maximalen Spannungen bezogen auf den Winkel γ wurde der Wert bei 0° und 90° betrachtet und zusätzlich dazu für jede Serie der entsprechende minimale Spannungswert. Das Ansetzen dieses minimalen Spannungswertes wird empfohlen, wenn nicht von 0° - und 90° -Konfigurationen ausgegangen werden kann.

Abb. 7.5: Definition der betrachteten Punkte bei der Erstellung des Bemessungsmodells

Auf Grundlage dieser relevanten Punkte wurde zuerst ein Ansatz aus DIN EN 1992-1-1 [4] bzw. dem entsprechenden nationalen Anhang verfolgt. Wie bereits in Abschnitt 2.3.6 beschrieben gibt DIN EN 1992-1-1 für die Bemessung von gerissenen Druckstreben Abminderungsfaktoren für die Druckfestigkeit an. In diesem Zusammenhang stand die Überlegung, die Carbongewebe in Beton als gerichtete Schädigungen, also Risse zu betrachten und somit das Modell nach DIN EN 1992-1-1 anzuwenden. Die Druckfestigkeit des Betons bei einer gerissenen Druckzone ist wie folgt definiert:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \times \nu' \times f_{c,d} \quad (7.9)$$

Dabei gelten folgende Definitionen für ν' :

- für Druckstreben parallel zu Rissen: $\nu' = 1,25$

- für Druckstreben, die Risse kreuzen und für Knotenbemessung: $\nu' = 1,0$
- für starke Rissbildung mit Querkraft und Torsion: $\nu' = 0,875$
- für Betonfestigkeitsklassen $\geq C55/67$ ist ν' zusätzlich mit $\nu_2 = (1,1 - f_{ck}/500)$ zu multiplizieren

Abb. 7.6: Vergleich der Versuchsdaten bei $\gamma = 0^\circ$ und den Reduktionsfaktoren nach DIN EN 1992-1-1 [4]

Abb. 7.7: Vergleich der minimalen Spannungswerte (Versuchsdaten) und den Reduktionsfaktoren nach DIN EN 1992-1-1 [4]

Für den hier untersuchten Beton 1 würde dies bedeuten, dass bei parallelen Rissen (II Riss) im Mittel ein Reduktionsfaktor von 0,69, für kreuzende Risse (x Riss) 0,55 und für stark gerissenen Beton (stark) ein Faktor von 0,48 nach DIN EN 1992-1-1 anzusetzen ist. Abbildungen 7.6

und 7.7 stellen die genannten Abminderungsfaktoren im Vergleich zu den jeweiligen Versuchsdaten für $\gamma = 0^\circ$ und die minimalen Spannungswerte aller Versuchsserien gegenüber. Dabei sind die gemessenen Versuchsdaten, wie in Kapitel 6 geschildert, auf die 28-Tage-Festigkeit des Betons bezogen, multipliziert mit dem Faktor 0,9. Die Gegenüberstellung der Versuchswerte mit den Abminderungsfaktoren verdeutlicht, dass das Modell nach DIN EN 1992-1-1 für den hier vorliegenden Fall ungeeignet ist. Bei dem Vergleich in Abbildung 7.6 kommt es in fast allen Fällen zu einer Unterschätzung der im Versuch festgestellten Druckfestigkeiten, wobei hier der Faktor der parallel gerissenen Konfiguration (blaue Linie) maßgebend ist. Im Fall der minimalen Spannungswerte (Abbildung 7.7) kommt es bei der Betrachtung der kreuzenden oder stark gerissenen Konfiguration in vielen Fällen zu einer Überschätzung der Druckfestigkeiten. Dieser Sachverhalt machte es nötig, nach einem alternativen Bemessungsansatz zu suchen, welcher in Anlehnung an Abbildung 2.31 in Abschnitt 2.3.6 hergeleitet wurde und im Folgenden beschrieben wird.

7.3.2 Herleitung

Der entwickelte Bemessungsansatz auf Basis der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten einaxialen Versuche bezieht sich auf das von den Textilien eingenommene Volumen innerhalb des betrachteten Betonquerschnittes. Aus diesem Grund war die Bestimmung des Textilvolumens innerhalb der PK von großer Bedeutung. Da eine genaue Bestimmung des Volumenanteils der Textilien im PK bzw. Beton mit sehr hohem Aufwand verbunden wäre und auch für die alltägliche Bemessung nicht in Frage kommt, wurde ein Weg gefunden, um das Textilvolumen in den Probekörpern zu approximieren.

Die Ausmessung der Textilien bildete den ersten Schritt, um die Garnstärken und die Maschenweiten quantitativ bestimmen zu können, vergleiche hierzu auch Tabelle 3.4. Dabei stellte sich heraus, dass die Garne innerhalb einer Masche eine bauchige Form annehmen. Dies bedeutet, dass die Garne durch den Nähfaden an den Kreuzungspunkten komprimiert werden und somit in der Mitte einer Masche breiter als am Rand sind. Aus diesem Grund wurde für eine Quantifizierung der Garnstärke ein Mittelwert für die Höhe und Breite über die Garne innerhalb einer Masche ermittelt. Aufbauend auf den gemessenen bzw. gemittelten Werten für die Garnstärke und die Maschenweiten konnte mittels eines entwickelten Excel-Makros das Textilvolumen innerhalb der PK approximiert werden, wobei Kett- und Schussfäden berücksichtigt wurden. In Abbildung 7.8a sind die getroffenen Vereinfachungen für das Rechenmodell zur Bestimmung des Textilvolumenanteils $\rho_{\text{tex,Rechnung}}$ zusammengetragen. Grundsätzlich wurden die Garne, welche eher eine elliptische Form aufweisen, als Rechtecke mit der gleichen Breite und Höhe vereinfacht. Hinzu kommt, dass die Garne in ihren Kreuzungspunkten im Rechenmodell nicht übereinander liegen, sondern sich durchdringen. Diese Vereinfachung wurde getroffen, da die Garne bei realen Gelegen in ihren Kreuzungspunkten zumeist durch den Nähfaden zusammengedrückt werden und die Höhe am Kreuzungspunkt somit annähernd der Garnhöhe entspricht. Auf Grundlage dieser Vereinfachungen konnten, wie in Abbildung 7.8a gezeigt, virtuelle PK erstellt werden, welche vergleichbare Textilanordnungen wie die realen PK aufweisen. Vor allem bei einer winkligen Anordnung der Textilien (Winkel $\gamma \neq 0^\circ$ oder 90°) wäre eine qualitativ hochwertige Hochrechnung des Textilvolumens im PK über die Geometrie der Garne nicht erreichbar. Die berechneten Anordnungen wurden im Anschluss mit den Aufnahmen der PK verglichen, um eine größtmögliche Übereinstimmung gewährleisten zu können. Ggf. konnten die Garne rechnerisch innerhalb des Würfels verschoben werden, um eine passendere Konfiguration im Vergleich zu den geprüften PK zu erzielen. Bei der rechnerischen Erstellung der PK wurden die Garne, welche nur zu Teilen im PK liegen würden (Randbereich), nicht berücksichtigt, da nicht davon auszugehen ist, dass diese Randgarne einen Einfluss auf das Tragverhalten ausüben. Letztendlich war es möglich, in Abhängigkeit von einem bestimmten Textil, dem La-

genabstand und dem Winkel den Textilvolumenanteil $\rho_{\text{tex, Rechnung}}$ für jede Konfiguration zu bestimmen. Durch die Annahme von rechteckigen Garnen kommt es zur Überschätzung des Textilvolumens mittels der soeben beschriebenen Berechnungsmethode. Zur Lösung dieser Problematik wurde ein Korrekturfaktor ermittelt.

Abb. 7.8: Bestimmung von V_{tex} nach zwei verschiedenen Methoden

Die Ermittlung dieses Korrekturfaktors bezieht sich auf gemessene Volumina der Textilien, welche mittels der Überlaufmethode bestimmt wurden, siehe hierzu Abbildung 7.8b und Abschnitt 2.2.3. Die mittels der Überlaufmethode an Textilstücken gemessenen Volumina sind in Tabelle 3.4 aufgelistet und jeweils auf die Fläche des geprüften Textils bezogen. Um das gemessene Textilvolumen bezogen auf eine Flächeneinheit V_{tex} mit den Rechenwerten vergleichen zu können, war es nötig, die virtuellen Gelege ebenfalls in dieser Form auszuwerten. Hierzu wurde jeweils eine Konfiguration mit dem Winkel von 0° herangezogen, da in dieser Anordnung die Fläche der Textillagen mit $40 \times 40 \text{ mm}^2$ feststeht, siehe rote Markierung in Abbildung 7.8a. Aus dem Volumen einer einzelnen Textillage und der entsprechenden Fläche konnte das flächenbezogene Textilvolumen V_{tex} für die entsprechenden hier verwendeten Textilien bestimmt werden. Der Vergleich der berechneten und gemessenen Werte für V_{tex} ist in Abbildung 7.9 dargestellt. Die Gegenüberstellung der beiden Werte lässt die Vermutung eines annähernd linearen Zusammenhangs zu, siehe hierzu die eingetragene Trendlinie in Abbildung 7.9.

Abb. 7.9: Vergleich zwischen gemessenem und berechnetem Textilvolumen bezogen auf die Fläche

Aus dem linearen Zusammenhang ergibt sich ein Korrekturfaktor von ca. 0,685, mit welchem die berechneten Textilvolumenanteile $\rho_{\text{tex, Rechnung}}$ multipliziert werden müssen, um realitätsnahe Werte für ρ_{tex} zu erhalten, siehe hierzu auch Gleichung 7.10.

$$\rho_{\text{tex}} = 0,685 \times \rho_{\text{tex,Rechnung}} \quad (7.10)$$

Im Vergleich zu dem ermittelten Korrekturfaktor wurde der rein geometrische Umrechnungsfaktor zwischen Rechteck und Ellipse mit den gleichen Außenabmessungen bestimmt. Der geometrische Umrechnungsfaktor liegt bei 0,785 und ist somit höher als der ermittelte Wert. Die 12 % Abweichung zwischen den Werten kommen vermutlich aus der Approximation der Garngeometrie. Im Anschluss an die Bestimmung von ρ_{tex} wurden die Versuchsdaten (Mittelwerte) entsprechend der relevanten Punkte 0°, minimale Spannungswerte (Min) und 90° für alle Serien zusammengestellt und bezogen auf den Textilvolumengehalt dargestellt, siehe hierzu Abbildung 7.10. In Abbildung 7.10 sind die jeweiligen Versuchsdaten farblich den relevanten Punkten zugeordnet. Es war das Ziel, aus diesen Punktwolken mathematische Funktionen aufzustellen, mit denen es möglich ist, die Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit von dem Textilvolumenanteil berechnen zu können. Der Bezugswert des Textilvolumenanteils erschien in diesem Zusammenhang passend, da bei der Betrachtung der verschiedenen Einflussparameter in Abschnitt 6 hauptsächlich geometrische Faktoren großen Einfluss auf das Tragverhalten hatten und diese mittels des Volumenanteils indirekt widerspiegelt werden.

Auf eine Differenzierung nach Tränkungsgrad wurde verzichtet, denn im Rahmen dieser Arbeit wurde nur ein einziges EP-getränktes Textil untersucht. Nichtsdestotrotz sind die erzielten Ergebnisse für diese steifen Textilien in Abbildung 7.10 enthalten. Auch auf eine Unterteilung in gegossene und laminierte Proben wurde verzichtet, da hierbei keine großen Unterschiede erwartet wurden. Zur Verdeutlichung dieses Sachverhaltes wurden in Abbildung 7.10 die jeweiligen gegossenen Messwerte als Kreise und die laminierten Werte als Rauten dargestellt. Erkennbar ist, dass nicht allein die laminierten Messwerte den unteren Rand der jeweiligen Punktwolke bilden; somit ist eine Unterteilung hinfällig. Ggf. würde eine größere Datenbasis eine Differenzierung aufzeigen.

Abb. 7.10: Gegenüberstellung des Bemessungsmodells unter Berücksichtigung entsprechender Messwerte bezogen auf ausgewählte Winkel

Eine weitere Überlegung im Zusammenhang mit der Funktionsfindung galt den kleinen Bewehrungsgraden und in dem Zusammenhang den damit verbundenen Abminderungen. Die Versuchsergebnisse lassen im Allgemeinen jedoch nicht den Schluss zu, dass bei kleinen Werten von ρ_{tex} keine Abminderung vorzunehmen ist. Aus diesem Grunde wird bei der Ermittlung

der Funktionen kein anfängliches Plateau bei 1,0 angesetzt, womit der Punkt (0,0;1,0) einen Zwangspunkt für die zu ermittelnde Funktion bildet. Für die bessere Übersichtlichkeit wurden in Abbildung 7.11, 7.12 und 7.13 die Messwerte der relevanten Punkte nochmals getrennt voneinander dargestellt.

Abb. 7.11: Gegenüberstellung des Bemessungsmodells mit entsprechenden Messwerten für $\gamma = 0^\circ$

Abb. 7.12: Gegenüberstellung des Bemessungsmodells mit entsprechenden Messwerten für minimale Spannungswerte

Abb. 7.13: Gegenüberstellung des Bemessungsmodells mit entsprechenden Messwerten für $\gamma = 90^\circ$

7 Berechnungsmodell und Bemessungsvorschlag

Zur Findung einer geeigneten Funktion als Ausgleichsfunktion für eine Auswahl an Datenpunkten aus der jeweiligen Punktwolken mit dem entsprechenden Zwangspunkt stellte sich die folgende Gleichung 7.11 als geeignet heraus:

$$f(\rho_{\text{tex}}) := \frac{b_1}{b_2 + b_3 \times \rho_{\text{tex}}} + b_4 \quad (7.11)$$

Die Variablen b_i der Funktion wurden über die Minimierung der Summe der quadratischen Fehler von einer Auswahl an Datenpunkten ermittelt. Für die Auswahl der Datenpunkte wurden die untersten Randpunkte der jeweiligen Datenwolke herangezogen. Die ausgewählten Datenpunkte für die Ermittlung der Funktion sind in den Abbildungen 7.11, 7.12 und 7.13 in Gelb markiert. Somit ergeben sich dann folgende Gleichungen für die Ermittlung der Abminderungsfaktoren $\kappa = \sigma_{\text{max}}/f_{\text{cm},28\text{d}}$ in Abhängigkeit von dem Textilvolumenanteil ρ_{tex} und der entsprechenden Ausrichtung der Textilebene (Winkel γ) zur Druckbelastung:

Für einen Winkel $\gamma = 0^\circ$ gilt:

$$\kappa = \frac{0,0026}{0,0076 + 1,15 \times \rho_{\text{tex}}} + 0,652 \quad (7.12)$$

Für die minimale Festigkeit für $0^\circ < \gamma < 90^\circ$ gilt:

$$\kappa = \frac{0,0027}{0,0031 + 0,22 \times \rho_{\text{tex}}} + 0,115 \quad (7.13)$$

Für einen Winkel $\gamma = 90^\circ$ gilt:

$$\kappa = \frac{0,0002}{0,0003 + 0,05 \times \rho_{\text{tex}}} + 0,42 \quad (7.14)$$

Das vorgestellte Bemessungsmodell ist für Werte von ρ_{tex} bis 0,1 durch die Versuchsergebnisse abgesichert. Darüber hinaus erfolgt eine Extrapolation über die angegebenen Gleichungen 7.12 bis 7.14. Für die Ermittlung der anzusetzenden mittleren Druckfestigkeit $f_{\text{cm},\text{tex}}$ ergibt sich folgende Gleichung:

$$f_{\text{cm},\text{tex}} = \kappa \times f_{\text{cm},28\text{d}} \quad (7.15)$$

7.3.3 Kritik

Zur Beurteilung des vorgestellten Bemessungsansatzes muss zunächst auf die Ermittlung des Textilvolumenanteils eingegangen werden. Die vorgestellte Methode ermöglicht es, auf recht einfache Art und Weise diesen charakteristischen Faktor für Carbonbeton zu bestimmen. Die Approximation des Garnquerschnittes über ein Rechteck und der zusätzliche Korrekturfaktor erlauben diese einfache Berechnung von ρ_{tex} . Die Vereinfachungen führen allerdings auch zu nicht idealen Werten für den Volumenanteil. Dies steht jedoch dem nötigen Rechenaufwand und der Handhabbarkeit der Methodik entgegen, welche in der Bemessungspraxis von großer Bedeutung ist. Eine Möglichkeit zur Lösung dieser Problematik ist die Angabe des Volumenanteils eines Textils durch die Textilhersteller oder eine Ermittlung des bezogenen Volumens durch Flächengewichte vor und nach der Tränkung.

Im Zuge der Entwicklung des Bemessungskonzeptes wurde eine weitere Vereinfachung getroffen und zwar, dass ausschließlich drei relevante Punkte aus einer Kurve der maximalen Spannungen bezogen auf den Winkel γ betrachtet werden. Jedoch führte diese Vereinfachung des Modells, allerdings stellenweise zu einer Unterschätzung der Druckfestigkeit, insbesondere bei

Winkeln zwischen 0° und 90° . Allerdings muss festgestellt werden, dass in diesem Winkelbereich eine genaue Bestimmung des Winkels zwischen Bewehrungsebene und Druckstrebe oft nicht möglich ist. Somit wurde durch die Generalisierung dieses Bereiches eine Simplifizierung der Bemessung erzielt und das Sicherheitsniveau erhöht.

Die Definition der Funktionen für die Abminderungsfaktoren als untere Umhüllende der Datenwolke führt für gewisse Textil-Beton-Konfigurationen ebenfalls zu einer unwirtschaftlichen Bemessung. Dieses Vorgehen ist für einen allgemeinen Bemessungsansatz allerdings unumgänglich und ermöglicht eine sichere Ermittlung der Abminderungen. In vielen Bereichen ist das Drucktragverhalten nicht ausschlaggebend, vor allem bei den hochfesten Betonen, die im Zusammenhang mit Carbonbeton zum Einsatz kommen. Des Weiteren wird in Abbildung 7.11, 7.12 und 7.13 deutlich, dass Messwerte teilweise unterhalb der aufgestellten Funktionen für die Abminderungsfaktoren liegen. Diese Differenzen werden als nicht bedenklich eingestuft, da diese zumeist in den Streubereichen von Beton liegen und somit über das Teilsicherheitsmodell, welches für die hier untersuchten Versuchsergebnisse noch appliziert werden muss, abgedeckt sind. In diesem Zusammenhang konnte mit Hilfe der Einzelwerte aller Versuchsserien bei den entsprechenden Winkeln eine erste Tendenz für eine statistische Beurteilung aufgezeigt werden, vergleiche hierzu die Abbildungen 7.14, 7.15 und 7.16.

Abb. 7.14: Statistische Auswertung aller Einzelwerte im Vergleich zur Bemessungsfunktion für $\gamma = 0^\circ$

Abb. 7.15: Statistische Auswertung aller Einzelwerte im Vergleich zur Bemessungsfunktion für minimale Spannungswerte

7 Berechnungsmodell und Bemessungsvorschlag

Abb. 7.16: Statistische Auswertung aller Einzelwerte im Vergleich zur Bemessungsfunktion für $\gamma = 90^\circ$

Die Abbildungen zeigen im Gegensatz zu den vorangestellten Diagrammen die Einzelwerte aller durchgeführten Versuche mit dem entsprechenden Winkel γ und die zugeordnete Bemessungsfunktion nach Gleichung 7.12, 7.13 oder 7.14, die auf Grundlage der Mittelwerte hergeleitet wurden. Es ist deutlich zu erkennen, dass eine gewisse Anzahl an Versuchswerten unterhalb der Bemessungskurve liegt, wie es auch schon bei der Betrachtung der Mittelwerte der Fall war. Diese Gegenüberstellung ermöglicht es, die Anzahl der Einzelversuche X_i , die unterhalb der Bemessungskurve liegen, zu bestimmen und somit über die Gesamtzahl X_{ges} der Versuche einen Prozentsatz in Anlehnung an die Quantilwert-Bestimmung zu ermitteln, der die relative Häufigkeit der Unterschreitung der Messwerte im Vergleich zur Bemessungskurve angibt, siehe hierzu Tabelle 7.1. Dieses empirische Quantil beläuft sich bei der 0° -Bemessung auf 8,5 %, bei den minimalen Werten auf 8,3 % und bei 90° auf 8,7 %. Für eine genau Auswertung der Quantilwerte wäre eine Grundgesamtheit von Nöten, welche an dieser Stelle nicht gegeben ist. Für eine ingenieurmäßige Auswertung würden ggf. Quantilwerte bezogen auf die ca. 100 Einzelwerte ausreichend sein, wodurch eine Anpassung der Bemessungskurven auf ein empirisches 5 %-Quantil möglich wäre. Der genauere Weg zur Anwendung des üblichen Teilsicherheitskonzeptes, wäre die Bestimmung eines 5 %-Quantils je Versuchsserie und je Winkel, da sich die zugrunde liegende Verteilungsfunktion je Parameterkonfiguration oder Versagenstyp ändert. Diese Ermittlung war mittels der wenigen Einzelwerte einer Serie und Winkel nicht ausreichend genau möglich. Aus diesem Grund werden die hier aufgestellten Bemessungskurven auf die Mittelwerte bezogen und geben somit keine charakteristischen Werte wieder. Dennoch zeigen die ermittelten Häufigkeiten in Tabelle 7.1 eine erste Tendenz zum Sicherheitsniveau der Bemessungskurven auf.

Tab. 7.1: Auswertung der Einzelversuche in Bezug auf die Bemessungsfunktion

rel. Punkt	X_i [-]	X_{ges} [-]	$X_i/X_{\text{ges}} \times 100$ [%]
0°	9	106	8,5
Min	8	96	8,3
90°	9	103	8,7

Grundsätzlich kann mit dem vorgestellten Bemessungsmodell auf eine einfache und sichere Art und Weise die vorkommenden einaxialen Festigkeitsreduktionen bei Carbonbeton ermittelt werden. Die Übertragbarkeit des Modells auf die Spannungszustände bzw. Festigkeiten in einem realen Bauteil konnte innerhalb dieser Arbeit nicht untersucht werden. Allerdings sind reine einaxiale Spannungszustände im Bauteil selten anzufinden, wodurch eine Verifizierung

des Modells bei z. B. zwei axialen oder auch drei axialen Spannungszuständen erforderlich ist, um die Übertragbarkeit sicherstellen zu können, vergleiche hierzu u. a. Abschnitt 2.3.6. Nichtsdestotrotz bildet das beschriebene Modell eine Grundlage für weitere Untersuchungen hinsichtlich der Vorhersagen von Betonfestigkeiten in Zusammenhang mit Carbonbeton in auf Druck belasteten Bauteilabschnitten.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Die Forschung und Entwicklung von Carbonbeton in den letzten Jahren führten zu einer immer weiter fortschreitenden Einführung des innovativen und ressourcensparenden Baustoffes in die Bauwirtschaft. In Form von Brücken, Fassadenplatten oder Fertigteilgaragen und vielem mehr ist Carbonbeton bereits zu einer vielseitigen Anwendung gekommen. Hinzukommen verschiedenste Projekt, bei denen bestehende Stahlbetonkonstruktionen mit Carbonbeton verstärkt wurden. Um weitere Anwendungsfelder erschließen und vor allem Anwender von Carbonbeton überzeugen zu können, werden im nächsten Schritt allgemeingültige Normen benötigt. Diese Normungen bilden die Voraussetzung für die Einführung von Carbonbeton in den Massenmarkt. Zur Entwicklung dieser Normen sind allumfassende Kenntnisse zum Material- und Tragverhalten von Carbonbeton unter verschiedensten Belastungsarten notwendig. Das Tragverhalten unter Zug-, Querkraft und Torsionsbeanspruchung wurde in verschiedensten Studien bereits umfassend für Neubauteile und verstärkte Konstruktionselemente untersucht. Diese Untersuchungen zeigten bereits erste Phänomene im Zusammenhang mit unter Druck stehendem Carbonbeton und der daraus resultierenden Abminderung der Tragfähigkeit auf, siehe hierzu z. B. MOLTER [127] oder VOSS [192]. Diese ersten Beobachtungen legen die Notwendigkeit systematischer Studien nahe, um auch an dieser Stelle den Kenntnisstand zum Thema Carbonbeton zu vervollständigen und Auswirkungen auf das Tragverhalten darstellen zu können. Von übergeordneter Relevanz sind solche Erkenntnisse für die Bemessung von Druckstreben von carbonbewehrten Balken, die durch Torsion oder Querkraft belastet sind. Aber auch bei einer Bemessung mittels eines Stabwerkmodells von Bauteilen mit Carbonbewehrung spielen solche Überlegungen eine wichtige Rolle. Umfangreiche Untersuchungen zu dieser Thematik gab es allerdings bis zum Zeitpunkt der hier vorgestellten Arbeit noch nicht, wie eine ausführliche Literaturrecherche zum Thema „Carbonbeton“ ergab. Ausschließlich F. JESSE et al. [93] stellten erste systematische Untersuchungen zu Carbonbeton unter Druckbelastung an, welche hier als Ausgangspunkt genutzt wurden.

Resultierend aus dem Fehlen von systematischen Untersuchungen zum Thema Carbonbeton unter Druckspannungen, konzentrierte sich die dieser Arbeit vorangestellte Literaturrecherche u. a. auf Beton und Stahlbeton mit ungerichteten und gerichteten Diskontinuitäten. Mit Hilfe dieser Betrachtungen konnten die Einflüsse auf das Tragverhalten von Beton herausgestellt werden. Von übergeordneter Bedeutung waren die Erkenntnisse zur Änderung des Tragverhaltens von Beton durch Öffnungen oder im Vergleich zu Beton mit weicheren Einlagen, wie z. B. Kunststofffasern, leere Hüllrohre oder Gummi. In Bezug auf Carbonbeton muss davon ausgegangen werden, dass die Garne eine Störung des Betongefüges verursachen. Dabei stellte sich heraus, dass diese Art von Einlagen den Fluss der Druckspannungen stören bzw. umlenken und somit Querkzugspannungen erzeugen, welche die Festigkeit beeinflussen. Zusätzlich wurden auch steifere Einlagen wie Stahlstäbe oder verfüllte Hüllrohre für Spannstähle betrachtet. Hinzu kamen Erkenntnisse aus der Betrachtung von zweiachial belasteten Stahlbetonscheiben, um das Tragverhalten von gerissenem Beton aufzeigen zu können. Diese ungerichteten bzw. punktuellen Diskontinuitäten wurden durch die Betrachtung von Modellen von geklüfteten Gesteinen ergänzt, da diese Modelle von einer flächigen Störung des Gefüges ausgehen; die auch

bei Carbonbeton durch die flächigen Gelege charakteristisch ist. Diese Aufstellung des Wissensstandes zum Thema Beeinflussung der Festigkeit von Beton durch Diskontinuitäten bekräftigten die Notwendigkeit von Untersuchungen von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung.

Neben der Recherche zum Materialverhalten wurde die Literatur auch hinsichtlich des Versuchsaufbaus gesichtet, was die Grundlage für die Entwicklung eines geeigneten Versuchsstandes zur Untersuchung von Carbonbeton unter einaxialer Druckbelastung bildet. Der entwickelte Versuchsstand bestand aus zwei Belastungsbürsten aus hochfestem Stahl, die es über eine bewegliche Aufhängung ermöglichten, die Probekörper mit einer sehr geringen Ausmitte und ohne signifikante Querdehnungsbehinderung zu belasten. Der somit erzeugte homogene Spannungszustand in den Proben war eine Voraussetzung für qualitativ hochwertige Versuchsergebnisse. Neben dem Versuchsstand wurde auch der Herstellungsprozess der Probekörper hinsichtlich der Maßgenauigkeit optimiert, um auch an dieser Stelle keine signifikanten Einflüsse auf die Ergebnisse zuzulassen. Für jeden Feinbetonwürfel wurde die Spannungs-Dehnungs-Linie an alle freien Seiten in Längs- und Querrichtung aufgenommen, was eine Weiterentwicklung der Messtechnik bzw. der Messvorrichtungen nötig machte. Nach verschiedensten Vorversuchen konnte die Eignung der Herstellung, des Versuchsstandes und der Messtechnik nachgewiesen werden.

Mit Hilfe des optimierten Versuchsstandes konnten im Zuge der Ergründung des Tragverhaltens von Carbonbeton unter einaxialer Druckbelastung eine Vielzahl von Versuchen durchgeführt werden, um verschiedenste Einflussparameter herauszustellen. Der erste Schwerpunkt des Versuchsprogrammes bestand in der Untersuchung von unbewehrten Proben, welche im Gieß- und Handlaminierverfahren hergestellt wurden. Hier konnten bereits erste Einflüsse auf das Drucktragverhalten, resultierend aus der Schichtung, aufgezeigt werden, wobei die Abminderung der Festigkeit bei einer verzögerten Herstellung der Lagen höher war. Diese Erkenntnisse bildeten die Grundlage für die Interpretation der laminierten bewehrten Versuchsserien. Über die Variation der Maschenweiten, Garnstärken, Textilanordnungen und Lagenabstände konnte ein breitgefächertes Versuchsprogramm mit laminierten Carbonbetonproben durchgeführt werden. Auf dieser Grundlage war es möglich, zwei grundsätzliche Tragmechanismen aufzuzeigen:

1. Störtstellenmechanismus und resultierende Querkzugspannungen
2. Stabilisierende Wirkung durch Verbund zwischen Textil und Beton
3. Wechselwirkung beider gegensätzlich wirkender Mechanismen

Die Garne verursachen Störtstellen, die zum Eintrag von Querkzugspannungen und diese wiederum zu einem verfrühten Versagen führten. Dieses Verhalten wird im Allgemeinen durch die winklige Anordnung von nah beieinander liegenden Textillagen verstärkt, da durch die spezielle Anordnung weitere Umlenkungen der Druckstreben unumgänglich sind. Dem entgegen wirkt die stabilisierende Wirkung der Textilien aufgrund der teilweisen Aktivierung des Verbundes zwischen Textil und Beton, welcher durch die aufgebrachte Druckbelastung (Querdruck in Bezug auf die Bewehrungslagen) verstärkt bzw. begünstigt wird. Dieser Mechanismus kommt jedoch erst zum Tragen, wenn die Textillagen annähernd senkrecht zur Druckbelastung liegen und somit die Querdehnung der Proben in beiden Richtungen behindern können. Die Wechselwirkung dieser Mechanismen führt zu der Beobachtung von drei verschiedenen Versagensarten bei den bewehrten Versuchsserien, die sich je nach Textilgeometrie, Lagenabstand und Winkel γ einstellen. Das Versagen I ist durch ein sprödes Versagen bei kleinen Winkeln γ gekennzeichnet. Bei steigendem Winkel zwischen Bewehrung und Druckbelastung bildete sich ein Übergangstyp II, welcher einen allmählichen Abfall der Spannungs-Dehnungs-Kurve aufzeigt

und keine vollständige Zerstörung der Proben verursacht. Der Typ III tritt zumeist bei Winkeln γ zwischen 75° und 90° auf und ist durch eine wieder ansteigende Spannungs-Dehnungs-Linie nach einem kurzen Abfall gekennzeichnet. Dies führt zu einer weiteren Laststeigerung und zu sehr großen Verformungen. Im Anschluss an die Untersuchungen der laminierten bewehrten Versuchsserien wurden ebenfalls gegossene Proben hergestellt, bei denen die gleichen Tragmechanismen zu beobachten waren. Ausschließlich der dritte Versagenstyp trat in einer etwas abgewandelten Form auf, da hier kein erneuter Anstieg zu beobachten war. Die Spannungs-Dehnungs-Linie fällt lediglich kontinuierlich ab und weist ebenfalls sehr große Verformungen auf. Grundsätzlich führte die Auswertung der Versuchsserien zu der Erkenntnis, dass die Festigkeiten der bewehrten, aber auch der unbewehrten laminierten Proben vom Winkel γ abhängig sind und somit ein anisotropes Materialverhalten vorliegt, welches durch die Störung der Garne und die flächige Anordnung der Garne verursacht wird.

Ergänzend zu den experimentellen Untersuchungen wurden zweidimensionale numerische Berechnungen durchgeführt, um die Tragmechanismen bestätigen zu können bzw. die Haupteinflüsse herausstellen zu können. Zu diesem Zweck wurde die Anordnung der Garne in Anlehnung an die geprüften Proben erzeugt, wobei an der Position der jeweiligen Garne Öffnungen modelliert wurden. Die Analyse verschiedener Garngrößen und Anordnungen bestätigten die Erkenntnisse aus den Experimenten. Der Vergleich mit den experimentellen Daten wies ein vergleichbares Verhalten auf. Daraus kann geschlossen werden, dass der Haupteinfluss aus der Störung des Betongefüges durch die Garne besteht, denn das Verbundverhalten zwischen Garnen und Beton wurde nicht modelliert. Es konnte ebenfalls erkannt werden, dass die elliptische Form der Garne einen entscheidenden Einfluss besitzt. Die numerischen Untersuchungen ließen jedoch nur eine qualitative Aussage über den Einfluss zu, da für genaue quantitative Aussagen wesentlich komplexere Modelle nötig wären, welche das Verbundverhalten und so den zweiten Tragmechanismus noch abbilden.

Auf Grundlage der geklärten Tragmechanismen wurde die Vielzahl der Versuchsserien miteinander verglichen, um die Auswirkungen verschiedener Einflussparameter verdeutlichen zu können. Im ersten Schritt war es möglich, den Einfluss der Herstellung herauszustellen. So war zu erkennen, dass bereits die reine Schichtung durch das Handlaminieren einen negativen Einfluss auf die Festigkeit besitzt. Eine weitere Abminderung der Festigkeiten konnte mit dem Einbringen von Textilien beobachtet werden. Hierbei wurde deutlich, dass in der Regel die gegossenen im Vergleich zu den laminierten Versuchsserien höhere Festigkeiten aufweisen. Ein weiterer Parameter, der umfassend an laminierten und gegossenen Proben untersucht wurde, ist der Lagenabstand. Grundsätzlich war festzustellen, dass kleinere Lagenabstände (mehr Lagen) zu größeren Festigkeitsreduktionen führen, da mehr Störstellen vorhanden sind. Gleichzeitig konnte gezeigt werden, dass ab einem gewissen Lagenabstand die Unterschiede der Abminderungen stark abnehmen, da die gegenseitige Beeinflussung der unterschiedlichen Lagen abnimmt bzw. ganz verschwindet. Diese Beobachtungen waren für gegossene und laminierte Serien vergleichbar. Ein nächster Einflussparameter stellte die Garnstärke dar. Die Ergebnisse lassen in diesem Zusammenhang den Schluss zu, dass mit steigender Garnstärke die Festigkeiten abnehmen, da dadurch auch die Störstellen größer werden und somit die eingetragenen Querkzugspannungen. Der Parameter „Maschenweite“ verhält sich ähnlich, da auch hier erkennbar war, dass kleinere Maschenweiten respektive mehr Störungen größere Reduktionen der Festigkeiten verursachen. Grundsätzlich ist somit festzuhalten, dass mit steigendem Bewehrungsgrad in Form von Lagenabstand, Garnstärke, Maschenweite oder einer Kombination aus diesen Parametern die Festigkeitsreduktion zunimmt. Zusätzlich zu diesen grundsätzlichen Parametern wurden noch verschiedene Anordnungen untersucht. Hier steht die Erkenntnis, dass eine versetzte Anordnung jeder zweiten Textillage nur bei sehr kleinen Lagenabständen die Fest-

tigkeit beeinflusst und die in ihrer Ebene verdrehte Anordnung der Textillagen um 45° geringen Einfluss aufweist. Auch bei dem Vergleich von verschiedenen Betonfestigkeiten mit gleichem Textil konnte kein Einfluss festgestellt werden. Letztendlich wurden die zwei Tränkungssysteme SBR und EP verglichen. Hier stellte sich heraus, dass die EP getränkten Textilien signifikant geringere Festigkeitsreduktionen im Vergleich zu SBR getränkten Gelegen aufweisen. Verantwortlich für dieses Verhalten sind die Steifigkeitsunterschiede der Tränkungsarten.

Basierend auf den Versuchsergebnissen und Parameterstudien konnten abschließend zwei verschiedene Modelle erarbeitet werden, die eine Beschreibung der Festigkeitsreduktion ermöglichen. Diese beiden Modelle sollen einen Beitrag zur Findung einer allgemeinen Normung und somit zur Verbreiterung des Anwenderfeldes für Carbonbeton bieten. Das erste Modell beruht auf einem Gesteinsmodell für geklüftete Gesteine von NASSERIE et al. [129] und ermöglicht es, eine Beschreibung der Festigkeit von einaxial belasteten Carbonbeton bei einem beliebigen Winkel γ über die Betonfestigkeit, den Lagenabstand und das Textilvolumen des Textils je Flächeneinheit zu treffen. Dabei gilt die Einschränkung, dass dieses Modell für großmaschige, SBR-getränkte Textilien (> 2 cm Maschen) nicht anwendbar ist. Für alle weiteren Parameterkombinationen war eine Vorhersage der Festigkeiten auf der sicheren Seite liegend möglich. Das zweite Modell ermöglicht es, Abminderungsfaktoren für die Festigkeit von einaxial belastetem Carbonbeton zu finden. In diesem Zusammenhang wurden drei Bemessungsfunktionen ermittelt, welche für den Winkel 0° , 90° und für den minimalen Festigkeitswert für alle Winkel zwischen 0° und 90° gelten. Diese Bemessungsfunktionen bieten die Möglichkeit über den Textilvolumengehalt eine schnelle und einfache Aussage über voraussichtliche Festigkeitsreduktionen von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung zu geben. Dabei basiert das hier aufgestellte Bemessungsmodell auf der unteren umhüllenden Kurve der Mittelwerte der Versuchsergebnisse.

Grundsätzlich konnte diese Arbeit das Tragverhalten von Carbonbeton auf experimentelle und numerische Weise in seinen Grundzügen klären und verschiedene Einflussparameter herausstellen. Damit ist ein erster Schritt zur vollständigen Klärung des Tragverhaltens von Carbonbeton unter Druckbeanspruchung in verschiedenen Bauteilen unternommen worden. Auf Basis dieser grundlegenden Erkenntnisse konnten im Zuge der Arbeit Bemessungsvorschläge erarbeitet werden, welche die Grundlage für weitere Arbeiten oder für den Normungsprozess bilden können und damit die Bauweise mit Carbonbeton vorantreiben.

8.2 Ausblick

Die vorliegende Arbeit bildet im Verständnis des Autors lediglich den ersten Schritt zur vollständigen Klärung des Verhaltens von Carbonbeton in auf Druck belasteten Bauteilen. Demzufolge sind noch weitere einaxiale, aber vor allem zwei- und dreiaxiale Untersuchungen von großer Bedeutung.

Zusätzliche Versuche zur Erweiterung der Datenbasis für eine statistische Auswertung in Hinblick auf die einaxialen Versuche und dem damit verbundenen Bemessungsvorschlag sind zu empfehlen. Des Weiteren sollte in Zukunft vor allem der Unterschied zwischen EP- und SBR-getränkten Textilien noch tiefergründiger untersucht werden, da in dieser Arbeit lediglich ein Textil mit beiden Tränkungen miteinander verglichen wurde. Zusätzlich müssten neue Tränkungsvarianten bzw. Systeme in die Untersuchungen einbezogen werden. Auch die Vertiefung der numerischen Untersuchungen hinsichtlich des Verbundtragverhaltens von Carbonbeton unter Druck ist denkbar, um ein abgesichertes numerische Materialmodell zu erhalten.

Für die Übertragung der kleinteiligen Versuche auf Bauteile bzw. das Verhalten von Carbonbeton in Bauteilen ist nach Ansicht des Autors die Untersuchung von zwei- und dreiaxialen Spannungszuständen unumgänglich. Vergleichbare Untersuchungen wurden auch bereits an Stahlbeton durchgeführt, um Aussagen über den Einfluss der Zugdehnungen des Stahls auf das Tragverhalten des umgebenden Betons treffen zu können. Zusätzlich ist davon auszugehen, dass im Bereich der Druckzone von carbonbewehrten Bauteilen fast ausschließlich zwei- bzw. dreiaxiale Spannungszustände vorherrschen. Aus diesem Grund ist es unumgänglich, kleinformatige Tests durchzuführen, welche das zwei- und dreiaxiale Verhalten von Carbonbeton mit einer Druckhauptbelastung untersuchten. Vorstellbar sind in diesem Zusammenhang Versuche an carbonbewehrten Scheiben, die auf Druck-Druck, aber auch auf Druck-Zug belastet werden können. Der Spannungszustand Druck-Zug sollte mittels einer Belastung an der Carbonbewehrung erzielt werden, um bauteilnahe Spannungszustände abbilden zu können. Über die verschiedenen Spannungsverhältnisse können verschiedenste Spannungszustände in Bezug auf den Winkel zwischen Zug- und Druckbelastung eingestellt werden. Teil eines solchen Versuchsprogrammes sollten ebenfalls verschiedenste Parameter sein, um die Einflüsse auf das Tragverhalten von Carbonbeton ergründen zu können. Die experimentellen Ergebnisse sollten wiederum in numerische Untersuchungen einfließen, um ein Materialmodell erstellen zu können, dass eine Vielzahl von realistischen Spannungszuständen in einem Bauteil abbilden kann.

Ob eine Ergänzung der zweiaxialen Versuche mit dreiaxialen Tests nötig ist, sollte im Anschluss an die Untersuchungen geprüft werden. Ggf. reichen die Erkenntnisse aus den zweiaxialen numerischen und experimentellen Studien aus, um die Ergebnisse auf reale Bauteile übertragen zu können, was das Hauptziel der Untersuchungen sein sollte. Mittels numerischer Parameterstudien und Großbauteilversuchen sollte es abschließend möglich sein, ein qualitativ hochwertiges Bemessungsmodell zu erstellen, welches es ermöglicht, realitätsnahe Abminderungsfaktoren für Carbonbeton in auf Druck beanspruchten Bauteilregionen zu ermitteln. Dies wäre die Grundlage für einen erfolgreichen Normungsprozess und damit Voraussetzung für eine umfassende Anwendung vom Carbonbeton in der Bauwirtschaft.

Literaturverzeichnis

- [1] CEB-FIP MODEL CODE 1990. Thomas Telford Publishing, 1993
- [2] DIN EN 1015-11: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel. 2007
- [3] DIN EN 12390-3: Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern. 2009
- [4] DIN EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. 2011
- [5] DIN EN 12390-1: Prüfung von Festbeton - Teil 1: Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen. 2012
- [6] DIN EN 12390-13: Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul). 2013
- [7] fib Model Code for Structures 2010. 2013
- [8] AbZ Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). Berlin, 2014
- [9] ABDKADER, A.: Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamenten für die Betonbewehrung, TU Dresden, Diss., 2005
- [10] AL-SALLOUM, Y. A. ; ELSANADEDY, H. M. ; ALSAYED, S. H. ; IQBAL, R. A.: Experimental and numerical study for the shear strengthening of reinforced concrete beams using textile-reinforced mortar. In: *Journal of Composites for Construction* 16 (2012), Nr. 1, S. 74–90
- [11] ALBRECHT, C. ; ALBERT, A. ; PFEFFER, K. ; SCHNELL, J.: Bemessung und Konstruktion von zweiachsig gespannten Stahlbetondecken mit abgeflachten rotationssymmetrischen Hohlkörpern. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 107 (2012), Nr. 9, S. 590–600
- [12] ALBRECHT, C. ; SCHNELL, J.: Wirksamkeit örtlicher Bewehrungselemente zur Querkrafttragfähigkeit von Deckenplatten mit integrierter Leitungsführung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 8, S. 522–530
- [13] ANDENAES, E. ; GERSTL, K. ; KO, H. Y.: Response of mortar and concrete to biaxial compression. In: *Journal of the Engineering Mechanics Division, Proc. Of ASCE* 103 (1977), Nr. EM 4, S. 515–526
- [14] BABAEIDARABAD, S. ; ARBOLEDA, D. ; LORETO, G. ; NANNI, A.: Shear strengthening of unreinforced concrete masonry walls with fabric-reinforced-cementitiousmatrix. In: *Construction and Building Materials* 65 (2014), S. 243–253
- [15] BABAEIDARABAD, S. ; LORETO, G. ; ARBOLEDA, D. ; NANNI, A.: FRCM-strengthened CMU masonry walls subjected to out-of-plane load. In: *The Masonry Society Journal* 32 (2014), Nr. 1, S. 69–84

- [16] BANHOLZER, B.: *Bond behaviour of a multilament yarn embedded in a cementitious matrix*, RWTH Aachen, Diss., 2004
- [17] BARTON, N. R. ; LIEN, R. ; LUNDE, J.: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. In: *Rock Mechanics* 6 (1974), S. 189–236
- [18] BAZANT, Z. P.: Size effect in blunt fracture: Concrete, Rock, Metal. In: *Journal of Engineering Mechanics* 110 (1984), Nr. 1, S. 518–535
- [19] BAZANT, Z. P. ; CHEN, E.-P.: Scaling of structural failure. Applied Mechanics Review. In: *ASME* (1997)
- [20] BELARBI, A. ; HSU, T. C.: Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression. In: *ACI Structural Journal* 92 (1995), Nr. 5, S. 562–573
- [21] BERG, O. J.: Die Hauptentwicklungsrichtung der Theorie der Festigkeit und Verformungen des Betons. In: *Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden* 17 (1968), Nr. 6, S. 1489–1496
- [22] BHIDE, S. B. ; COLLINS, M. P.: Reinforced concrete elements in shear and tension / Department of Civil Engineering, University of Toronto. 1987 (87-02). – resreport
- [23] BIELAK, J. ; LI, Y. ; HEGGER, J. ; CHUDOBA, R.: Numerical and Experimental Characterization of Anchorage Length for Textile Reinforced Concrete. In: MECHTCHERINE, V. (Hrsg.) ; KABELE, V. S. (Hrsg.): *Strain-Hardening Cement-Based Composites*. Dordrecht : Springer Netherlands, 2018. – ISBN 978-94-024-1194-2, S. 409–417
- [24] BIENAWSKI, Z. T.: Geomechanics classification of rock masses and its application in tunneling. In: *Proceedings of 3rd International Congress on Rock Mechanics*. Denver, 1974, S. 27–32
- [25] BOCHMANN, J.: *Textilbeton im einaxialen Druckversuch - Entwicklung eines geeigneten Prüfaufbaus*, TU Dresden, Diplomarbeit, 2015
- [26] BOCHMANN, J. ; CURBACH, M. ; JESSE, F.: Influence of artificial discontinuities in concrete under compression load - A literature review. In: *Structural Concrete* (2017), S. 1–9
- [27] BOCHMANN, J. ; CURBACH, M. ; JESSE, F.: Carbonbeton unter Druck - Teil 2: Einfluss von Bewehrungsgeometrie und -anordnung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), Nr. 1, S. 22–32
- [28] BOCHMANN, J. ; JESSE, F. ; CURBACH, M.: Experimental Determination of the Stress-Strain Relation of Fine Grained Concrete under Compression. In: JUSTNES, H. (Hrsg.) ; MARTIUS-HAMMER, T.A. (Hrsg.): *Eleventh High Performance concrete (11th HPC) and the Second Concrete Innovation Conference (2nd CIC)*. Oslo : Norsk Betongforening, 6-8 March 2017, S. 10 pp. – Book of abstracts and digital resource
- [29] BONZEL, J.: Zur Gestaltsabhängigkeit der Betondruckfestigkeit. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 54 (1959), Nr. 9, S. 223–228
- [30] BONZEL, J.: Verteilung und Orientierung von Stahlfasern im Beton und ihr Einfluß auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton. In: *Betontechnische Berichte 1984/1985*. 1985
- [31] BORNEMANN, R. ; SCHMIDT, M. ; FEHLING, E. ; MEDDENDORF, B.: Ultra-Hochleistungsbeton UHPC - Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), Nr. 7, S. 458–467

- [32] BOURNAS, D. A. ; TRIANTAFILLOU, T. C. ; ZYGOURIS, K. ; STAVROPOULOS, F.: Textilereinforced mortar versus FRP jacketing in seismic retrofitting of RC columns with continuous or lap-spliced deformed bars. In: *Journal of Composites for Construction* 13 (2009), S. 360–371
- [33] BRAMESHUBER, W. (Hrsg.): *Textile Reinforced Concrete - State-of-the-Art Report of RILEM TC 201-TRC*. Bd. Report 36. RILEM, 2006
- [34] BRAMESHUBER, W. ; BROCKMANN, T.: Size effect on mechanical properties of fine grained concrete matrices. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures: Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*. Dresden : TU Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 161–172
- [35] BRÜCKNER, A.: *Querkraftverstärkung von Bauteilen mit textilbewehrtem Beton*, TU Dresden, Diss., 2012
- [36] BRÜCKNER, A. ; ORTLEPP, R. ; CURBACH, M.: Anchoring of shear strengthening for T-beams made of textile reinforced concrete (TRC). In: *Material Structures* 39 (2006), Nr. 1, S. 93–103
- [37] BROCKMANN, T.: *Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites.*, RWTH Aachen, Diss., 2005
- [38] BRUCKERMANN, O.: *Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Diss., 2007
- [39] BÖSCHE, A. ; JESSE, F. ; ORTLEPP, R. ; WEILAND, S. ; ALDEA, M. Curbach C.-M.: Textile reinforced concrete for flexural strengthening of RC-structures - part 1: structural behavior and design model. In: *Proceedings of the ACI Fall Convention, Puerto Rico, 2007*. Michigan : ACI, 2008 (SP-251 Design & Applications of Textile-Reinforced Concrete)
- [40] BUTLER, M.: *Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen*, TU Dresden, Diss., 2009
- [41] BUTLER, M. ; HEMPEL, S. ; MECHTCHERINE, V.: Zeitliche Entwicklung des Verbundes von ARGlas- und Kohlenstoffaser-Multilamentgarnen in zementgebundenen Matrices. In: CURBACH, M. (Hrsg.) ; JESSE, F. (Hrsg.): *Textilbeton in Theorie und Praxis, Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken - CTRS4 und zur 1. Anwendertagung*, 2009, S. 213–226
- [42] CAMPBELL, T. I. ; BATCHELOR, B.: Effective Width of Girder Web Containing Prestressing Duct. In: *Journal of the Structural Division, ASCE* 107 (1981), S. 733–744
- [43] CAMPBELL, T. I. ; BATCHELOR, B. ; CHITNUYANONDH, L.: Web Crushing in Concrete Girders with Prestressing Ducts in the Web. In: *PCI Journal* 24 (1979), Nr. 5, S. 71–87
- [44] CARLONI, C. ; MAZZOTTI, C. ; SAVOIA, M. ; SUBRAMANIAM, K.: Confinement of masonry columns with PBO FRCM composites. In: *Key Engineering Materials* 624 (2014), S. 644–651
- [45] CARPINTERI, A. ; CHIAIA, B. ; FERRO, G.: Size effects on nominal tensile strength of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional transition from order to disorder. In: *Materials and Structures (RILEM)* 28 (1995), S. 311–317
- [46] CAZACU, O. ; CRISTESCU, N. D. ; SHAO, J. F. ; HENRY, J. P.: A new anisotropic failure criterion for transversely isotropic solids. In: *Mechanics of cohesive-frictional materials* 3 (1998), S. 89–103

- [47] CHERIF, C. (Hrsg.): *Textile Werkstoffe für den Leichtbau - Techniken - Verfahren - Materialien - Eigenschaften*. Springer Verlag, 2011
- [48] CHIN, M. S. ; MANSUR, M. A. ; WEE, T. H.: Effects of shape, Size and Casting Direction of Specimens on Stress-Strain Curves of High-Strength Concrete. In: *ACI Material Journal* 94 (1997), Nr. 3, S. 209–219
- [49] CHITNUYANONDH, L.: *Shear Failure of Concrete I-Beams with Prestressing Ducts in the Web*, Queen's University, Kingston, Canada, Diss., 1979
- [50] CHUDOKA, R. ; WOERD, J. D. d. ; HEGGER, J. ; SCHMERL, M.: ORICRETE: modeling support for design and manufacturing of folded concrete structures. In: *Advances in Engineering Software* 72 (2014), S. 119–127
- [51] CLARKE, J. L. ; TAYLOR, H. P. J.: Web Crushing - A Review of Research / Cement and Concrete Association. London, 1975. – techreport
- [52] CURBACH, M.: Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 488. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1998
- [53] CURBACH, M. ; WEILAND, S. ; JESSE, D.: Eine Segmentbrücke aus textilbewehrten Beton für die Landesgartenschau 2006 in Oschatz. In: SCHMITZ, W. (Hrsg.): *Ein anderes Europa: Innovation Anstöße Tradition in Mittel- und Osteuropa*. Dresden, Germany : Thelem Universitätsverlag, 2007, S. 590–598
- [54] DAMBROWSKY, M.: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Druckbeanspruchung von Textilbeton parallel zur Textilebene*, BTU Cottbus, Diplomarbeit, 2011
- [55] EIBL, J. ; IVÁNYI, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 312. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1976
- [56] ELDIN, N. N. ; SENOUCI, A. B.: Rubber-tire particles as concrete aggregate. In: *Journal of materials in civil engineering* 5 (1993), S. 478–496
- [57] ELWELL, D. J. ; FU, G.: Compression Testing of Concrete: Cylinders vs. Cubes / Transportation Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation. New York, 1995. – resreport
- [58] EMPELMANN, M. ; MÜLLER C. ; BUSSE, D.: Gedrungene Kreisringstützen aus ultrahochfestem Beton. In: *Bautechnik* 92 (2016), S. 1–11
- [59] ERDEI, C. K.: A new load-transmitting medium to measure strength of brittle materials. In: *Journal of Testing and Evaluation* 7 (1979), Nr. 6, S. 317–325
- [60] FANELLA, D. A. ; NAAMAN, A. E.: Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression. In: *ACI Journal* 82 (1985), Nr. 4, S. 475–483
- [61] FAUST, T.: *Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton*, Universität Leipzig, Diss., 2000
- [62] FEHLING, E. ; LEUTBECHER, T. ; RÖDER, F.-K.: Zur Druck-Zug-Festigkeit von Stahlbeton und stahlfaserverstärkten Stahlbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 8, S. 471–484
- [63] FERRIER, E. ; RABINOVITCH, O. ; MICHEL: Mechanical behavior of concrete-resin/adhesive-FRP structural assemblies under low and high temperatures. In: *Construction and Building Materials* 127 (2016), S. 1017–1028

- [64] FREUDENTHAL, A. M.: *Inelastisches Verhalten von Werkstoffen*. Berlin : VEB Verlag und Technik, 1955
- [65] GANZ, H. R. ; AHMAD, A. ; HITZ, H.: Load Transfer through Concrete Sections with Grouted Ducts / VSL. Bern, Schweiz, 1992 (Report 242e). – Forschungsbericht
- [66] GAYNOR, R. D.: Effect of horizontal reinforcing steel on the strength of molded cylinders. In: *ACO Journal* 62 (1965), Nr. 7, S. 837–840
- [67] GERSTLE, K. H. ; ASCHL, H. ; BELLOTTI, R. ; BERTACCHI, P. ; KOTSOVOS, M. D. ; KO, H. Y. ; LINSE, D. ; NEWMAN, J. B. ; ROSSI, P. ; SCHICKERT, G. ; TAYLOR, M. A. ; TRIANA, L. A. ; WINKLER, A. ; ZIMMERMANN, R. M.: Strength of concrete under multiaxial stress states. In: *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*. Detroit : ACI, 1978, S. 103–131
- [68] GLÜCKLICH, J.: The effect of microcracking on time dependent deformations and long-term strength of concrete. In: BROOKS, A. E. (Hrsg.): *The structure of concrete and its behaviour under load - Proceedings of the International Conference on the Structure of Concrete*. London, 1968, S. 176–189
- [69] GONNERMAN, H. F.: Effect of Size and Shape of Text Specimen on Compressive Strength of Concrete. In: *Proc. ASTM* 25 (1925), Nr. 2, S. 237–250
- [70] GONNERMAN, H.F.: Effect of end condition of cylinder on compressive strength of concrete. In: *Proceedings of the annual meeting ASTM*, 1924 (24 Part II), S. 1036–1065
- [71] GOPINATH, S. ; IYER, A. R. Murthy and N. R.: A novel pre-fabrication technology to produce textile reinforced concrete structural and non-structural components. In: *Journal of Scientific and Industrial Research* 75 (2016), S. 735–739
- [72] GRÜBL, P.: Druckfestigkeit von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. In: *Beton* 29 (1979), Nr. 3, S. 91–95
- [73] GRÜBL, P. ; WEIGLER, H. ; KARL, S. ; KUPFER, H. (Hrsg.): *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*. 2. Berlin : Ernst & Sohn, 2001
- [74] GRIES, A. ; KOLKMANN, A.: Garnentwicklung zur zielgerichteten Beeinflussung der mechanischen Garn-Charakteristik. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2)*. Dresden, 2003, S. 29–40
- [75] HAMPEL, T.: *Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*. Dresden, TU Dresden, Diss., 2006
- [76] HEGGER, J. ; GORALSKI, C. ; KULAS, C.: Load-bearing behavior of a pedestrian bridge made of textile reinforced concrete. In: *ACI Special Publication* 275 (2011), S. 1–20
- [77] HEGGER, J. ; VOSS, S.: Tragverhalten von Textilbeton unter zweiachialer Beanspruchung. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures, Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*. Dresden, 2003, S. 313–324
- [78] HEGGER, J. ; WILL, N. ; CURBACH, M. ; JESSE, F.: Tragverhalten von textildbewehrtem Beton - Verbund, Rissbildung und Tragverhalten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, S. 452–455

- [79] HILSDORF, H.: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons. Zusammenfassung und Kritik früherer Versuche und Vorschlag für eine neue Prüfmethode. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 173. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1965
- [80] HOEK, E.: Fracture of Anisotropic Rock. In: *South African Council for Scientific and Industrial Research* 64 (1964), Nr. 10, S. 501–518
- [81] HOEK, E.: Strength of jointed rock masses. In: *Géotechnique* 23 (1983), Nr. 3, S. 187–223
- [82] HOLSCHEMACHER, K. ; DEHN, F.: Faserbeton - ein innovativer Baustoff auf dem Weg in die Zukunft. In: KÖNIG, G. (Hrsg.) ; HOLSCHEMACHER, K. (Hrsg.) ; DEHN, F. (Hrsg.): *Faserbeton*. Berlin : Bauwerk Verlag GmbH, 2002, S. 1–18
- [83] HOLSCHEMACHER, K ; DEHN, F. ; KLUG, Y.: Grundlagen des Faserbetons. In: BERGMEISTER, K. (Hrsg.) ; FINGERLOOS, F. (Hrsg.) ; SCHEERERNER, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2011: Kraftwerke, Faserbeton*. Berlin : Ernst & Sohn, 2011, S. 20–88
- [84] HORVATH, J. ; K.TUSHTEV ; GRATHWOHL, G. ; KOCH, D.: Versagensverhalten eines Kohlenstoff-Faserverbundwerkstoffs unter Druckbeanspruchung. In: *Materialwissenschaften und Werkstofftechnik* 43 (2012), Nr. 11, S. 924–930
- [85] HSU, T. T. C. ; SLATE, F. O. ; STURMAN, G. M. ; WINTER, G.: Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve. In: *ACI Journal* 60 (1963), Nr. 2, S. 209–224
- [86] HUGHES, B. P. ; ASH, J. E.: Anisotropy and failure criteria for concrete. In: *Matériaux et constructions* 3 (1970), Nr. 18, S. 371–374
- [87] HUGHES, B. p. ; FATTUHI, N. I.: Stress-Strain Curves for Fibre Reinforced Concrete in Compression. In: *Cement and Concrete Research* 7 (1977), S. 173–184
- [88] INDUSTRIEVEREINIGUNG VERSTÄRKTE KUNSTSTOFFE E.V.: *Handbuch Faserverbundkunststoffe - Grundlagen, Verarbeitung, Anwendungen*. 3. Wiesbaden : Vieweg+Teubner Verlag, 2010
- [89] JAEGER, J. C. ; COOK, N. G. W. ; ZIMMERMANN, R. W.: *Fundamentals of Rock Mechanics*. 4. Blackwell Publishing, 2007
- [90] JESSE, D.: *Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiachialer Zugbeanspruchung*, TU Dresden, Diss., 2011
- [91] JESSE, F.: *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*, TU Dresden, Diss., 2004
- [92] JESSE, F. ; CURBACH, M.: Verstärken mit Textilbeton. In: BERGMEISTER, K. (Hrsg.) ; FINGERLOOS, F. (Hrsg.) ; SCHEERERNER, J.-D. (Hrsg.): *Beton-Kalender 2010: Brücken - Betonbau im Wasserbau*. Berlin : Ernst & Sohn, 2010, S. 459–565
- [93] JESSE, F. ; UNGER, T. ; DAMBROWSKI, M.: Behavior of Textile Reinforced Concrete under Compression Load. In: RIVAS, H. W. (Hrsg.) ; SEOANE, L. P. (Hrsg.) ; CASTRO, I. G. (Hrsg.): *10th International Symposium on Ferrocement (Ferro10) and 6th Latinoamerican and caribbean International Conference on ferrocemento*. Havanna, Cuba : Palcograf, 15.-17. Oktober 2012, S. 129–137
- [94] JÄGER, J.C.: Shear failure of anisotropic rocks. In: *Geological Magazine* 97 (1960), S. 65–72
- [95] JIN, F.-L. ; LI, X. ; PARK, S.-J.: Synthesis and application of epoxy resins: A review. In: *Journal of Industrial and Engineering Chemistry* 29 (2015), S. 1–11

- [96] KAPLAN, M. F.: Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and Near Failure. In: *ACI Proceedings* 60 (1963), Nr. 7, S. 853–879
- [97] KHALOO, A. R. ; DEHESTANI, M. ; RAHMATABADI, P.: Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire-rubber particles. In: *Waste Management* 28 (2008), S. 2472–2482
- [98] KÖNIG, G. ; TUE, N. V. ; ZINK, M.: *Hochleistungsbeton - Bemessung, Herstellung und Anwendung*. Berlin : Ernst & Sohn, 2001
- [99] KOBAYASHI, S. ; KOYANAGI, W.: Fracture criteria of cement paste, mortar and concrete subjected to multiaxial compressive stresses. In: *RILEM-Symposium: The deformation and the rupture of solids subjected to multiaxial stresses* Bd. 1. Cannes, 1972 (Concrete Paper I/9), S. 131–148
- [100] KOLLEGER, J. ; MEHLHORN, G.: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 413. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1990
- [101] KOTSOVOS, M. D.: Effect of testing techniques on the post-ultimate behaviour of concrete in compression. In: *Materials and Structures* 16 (1983), Nr. 91, S. 3–12
- [102] KRÜGER, M.: *Vorgespannter textilbewehrter Beton*, Universität Stuttgart, Diss., 2004
- [103] KUANG, X. ; ZHOU, Y. ; SHI, Q. ; WANG, T. ; QI, H. J.: Recycling of Epoxy Thermoset and Composites via Good Solvent Assisted and Small Molecules Participated Exchange Reactions. In: *ACS Sustainable Chem. Eng.* 6 (2018), S. 9189–9197
- [104] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 229. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1973
- [105] LAUNAY, P. ; GACHON, H.: Strain and Ultimate Strength of Concrete under Triaxial Stress. In: *Proceedings of the First International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*. Berlin, Germany, September 1971
- [106] LAUNAY, P. ; GACHON, H. ; POITEVIN, P.: Déformation et résistance ultime du béton sous étreinte triaxiale / Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1970 (269). – Forschungsbericht
- [107] LEICESTER, R. H.: Effect of size on the strength of structures / Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Forest Products Laboratory Division of Building Research Technological. Melbourne, 1973 (71). – Forschungsbericht
- [108] LEONHARDT, F.: Abminderung der Tragfähigkeit des Betons infolge stabförmiger, rechtwinklig zur Druckrichtung angeordneter Einlagen. In: KNITTEL, G. (Hrsg.) ; KUPFER, H. (Hrsg.): *Stahlbeton - Berichte aus Forschung und Praxis; Festschrift Rüsck*. Berlin, München : Ernst & Sohn, 1969, S. 71–78
- [109] LESSARD, M. ; CHALLAL, O. ; AITCIN, P.-C.: Testing of High-Strength Concrete Compressive Strength. In: *ACI Material Journal* 90 (1993), Nr. 4, S. 303–308
- [110] LIN, Y. z.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 494. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1999

- [111] LINSE, D.: Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter dreiachsiger Beanspruchung. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 292. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1978
- [112] LIU, T. C. Y. ; NILSON, A. H. ; SLATE, F. O.: Biaxial Stress-Strain Relations for Concrete. In: *Journal of the Structural Division* 98 (1972), S. 1025–1034
- [113] LIU, T. C. Y. ; NILSON, A. H. ; SLATE, F. O.: Stress-Strain Response and Fracture of Concrete under Uniaxial and Biaxial Compression. In: *ACI Journal* 69 (1972), Nr. 31, S. 291–295
- [114] LORENZ, A.: *Untersuchungen zur Umschnürungswirkung textiler Bewehrungen zur Verstärkung von Betonstützen im Lasteinleitungsbereich*, HTW Dresden, Diplomarbeit, 2010
- [115] LORENZ, E.: *Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices*, TU Dresden, Diss., 2014
- [116] LORENZ, E. ; ORTLEPP, R. ; HAUSDING, J. ; CHERIF, C.: Effizienzsteigerung von Textilbeton durch Einsatz textiler Bewehrungen nach dem erweiterten Nähwirkverfahren. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 1, S. 21–30
- [117] LORENZ, E. ; SCHÜTZE, E. ; SCHLADITZ, F. ; CURBACH, M.: Textilbeton - Grundlegende Untersuchungen im Überblick. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Nr. 10, S. 711–722
- [118] LORETO, G. ; BABAEIDARABAD, S. ; LEARDINI, L. ; NANNI, A.: RC beams shearstrengthened with fabric-reinforced-cementitious-matrix (FRCM) composite. In: *International Journal of Advanced Structural Engineering* 7 (2015), Nr. 4, S. 341–352
- [119] LUSCHE, M.: *Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge*, Ruhr-Universität Bochum, Diss., 1971
- [120] MAIDL, B.: *Stahlfaserbeton*. Ernst & Sohn, 1991
- [121] MASHIMA, M. ; HANNANT, D. J. ; KEER, J. G.: Tensile Properties of Polypropylene Reinforced Cement with Different Fiber Orientations. In: *ACI Materials Journal* 87 (1990), Nr. 2, S. 172–178
- [122] McLAMORE, R. ; GRAY, F. E.: The mechanical behaviour of anisotropic sedimentary rocks. In: *Journal of Engineering for Industry* 89 (1967), Nr. 1, S. 62–736
- [123] MECHTCHERINE, V.: Hochduktiler Beton mit Kurzfaserbewehrung - Baustoffliche Grundlagen und bautechnische Anwendungen. In: *Beton- und Stahlbeton* 110 (2015), Nr. 1, S. 50–58
- [124] MIER, J. G. M.: *Strain-Softening of Concrete under multiaxial Loading Conditions*. Eindhoven, Technische Hogeschool Eindhoven, Diss., 1984
- [125] MILLS, L. L. ; ZIMMERMANN, R. M.: Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions. In: *ACI-Journal* (1970)
- [126] MÜLLER, H. S. ; REINHARDT, H.-W.: Beton. In: BERGMEISTER, K. (Hrsg.) ; FINGERLOOS, F. (Hrsg.) ; SCHEERER, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2010: Brücken - Betonbau im Wasser*. Berlin : Ernst & Sohn, 2010
- [127] MOLTER, M.: *Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Diss., 2005
- [128] MUTTONI, A. ; BURDET, O. L. ; HARS, E.: Effect of duct type on shear strength of thin webs. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), Nr. 5, S. 729–735

- [129] NASSERI, M.H.B. ; RAO, K.S. ; RAMAMURTHY, T.: Anisotropic strength and deformational behavior of Himalaya schists. In: *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 40 (2003), S. 3–23
- [130] NEVILLE, A. M.: *Properties of concrete*. 5th. Harlow : Pearson Education Limited, 2011
- [131] NEWMAN, K.: Concrete Systems. In: HOLIDAY, L. (Hrsg.): *Composite Materials*. Elsevier Publishing Company, 1966, S. 336–452
- [132] NEWMAN, K. ; SIGVALDASON, O. T.: Testing machine and specimen characteristics and their effect on the mode of deformation, failure and strength of materials. In: *Proc. Inst. Mech. Engrs.* Bd. 180, 1965/66, S. 399–410
- [133] NEWMANN, K.: Concrete control tests as measures of the properties of concrete. In: *Proceedings of a Symposium of Concrete Quality*. London, 1964
- [134] NOVA, R.: The Failure of Transversely Isotropic Rocks in Triaxial Compression. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 17 (1980), S. 325–332
- [135] OFFERMANN, P. ; ABDKADER, A. ; ENGLER, T. ; SCHIERZ, M.: Grundlagen textiler Bewehrungsstrukturen zur Verstärkung bestehender Bauwerke. In: *Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung: Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999-I/2002* TU Dresden, 2001 (Sonderforschungsbereich 528), S. 25–74
- [136] OFFERMANN, P. ; T. ENGLER AND, T. G. ; ROYE, A.: Technische Textilien zur Bewehrung von Betonbauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, S. 437–443
- [137] OMBRES, L.: Flexural analysis of reinforced concrete beams strengthened with a cement based high strength composite material. In: *Composite Structures* 94 (2007), Nr. 1, S. 143–155
- [138] OPITZ, H.: *Ein Beitrag zum Festigkeitsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung*, TU Dresden, Diss., 1969
- [139] ORTLEPP, R.: *Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile*, Technische Universität Dresden, Diss., 2006
- [140] ORTLEPP, R. ; LORENZ, A. ; CURBACH, M.: Umschnürungswirkung textilbewehrter Verstärkungen im Lasteinleitungsbereich von Stützen in Abhängigkeit von der Geometrie. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 7, S. 490–500
- [141] ORTLEPP, R. ; SCHLADITZ, F. ; CURBACH, M.: Textilbetonverstärkte Stahlbetonstützen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Nr. 9, S. 640–648
- [142] OZYILDIRIM, C. ; CARINO, N. J.: Concrete Strength Testing. In: LAMOND, J. (Hrsg.) ; PIELERT, J. (Hrsg.): *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials*. Bridgeport, USA : ASTM International, 2006, S. 125–140
- [143] PAGEL: *Technisches Merkblatt 0606: PAGEL/TUDALIT-FEINBETON TF10*. Pagel Spezial-Beton GmbH & Co. KG, 2016
- [144] PAPANICOLAOU, C. G. ; TRIANTAFILLOU, T. C. ; PAPATHANASIOU, M. ; KARLOS, K.: Textile reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: out-of-plane cyclic loading. In: *Materials Structures* 41 (2008), S. 143–157

- [145] PELED, A. ; BENTUR, A.: Geometrical characteristics and efficiency of textile fabrics for reinforcing cement composites. In: *Cement and Concrete Research* 30 (2000), Nr. 5, S. 781–790
- [146] PELED, A. ; MOBASHER, B. ; BENTUR, A. ; BENTUR, A. (Hrsg.) ; MINDESS, S. (Hrsg.): *Textile Reinforced Concrete*. CRC Press, Taylor & Francis Group, 2017
- [147] PELLEGRINO, C. ; D'ANTINO, T.: Experimental behaviour of existing precast prestressed reinforced concrete elements strengthened with cementitious composites. In: *Composites Part B: Engineering* 55 (2013), S. 31–40
- [148] PROCTOR, B. A.: A review of the theory of GRC. In: *Cement and Concrete Composites* 12 (1990), Nr. 1, S. 53–61
- [149] RAMAMURTHY, T.: Strength, Modulus Responses of Anisotropic Rocks. In: HUDSON, J.A. (Hrsg.): *Compressive Rock Engineering*. 1. Oxford : Pergamon, 1993, S. 313–329
- [150] RAMAMURTHY, T. ; ARORA, V. K.: Strength Prediction for Jointed Rocks in Confined and Unconfined States. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 31 (1994), Nr. 1, S. 9–22
- [151] RASCH, C.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 260. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1962
- [152] REINHARDT, H.-W. ; NAANAM, A. E.: Geschichtliche Entwicklung hochduktiler Betone mit Kurzfasern. In: MECHTCHERINE, V. (Hrsg.): *Hochduktile Betone mit Kurzfaserbewehrung - Entwicklung, Prüfung, Anwendung*. Stuttgart : ibidem-Verlag, 2005, S. 1–9
- [153] REMPEL, S. ; WILL, N. ; HEGGER, J. ; BEUL, P.: Filigrane Bauwerke aus Textilbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. S1, S. 83–93
- [154] REZAI-JORABI, H. ; REGAN, P. E.: Shear Resistance of Prestressed Concrete Beams with Inclined Tendons. In: *The Structural Engineer* 64B (1986), Nr. 3, S. 63–75
- [155] RITTER, R.: *Verformungsverhalten und Grenzflächen von Ultrahochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*. Dresden, TU Dresden, Diss., 2014
- [156] RÜSCH, H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung. In: *Zement-Kalk-Gips* 12 (1959), Nr. 1, S. 1–9
- [157] SAID, S. H. ; RAZAK, H. A. ; OTHMAN, I.: Strength and deformation characteristics of engineered cementitious composite slabs with different polymer fibres. In: *Journal of Reinforced Plastics and Composites* 34 (2015), Nr. 23, S. 1950–1962
- [158] SCHEERER, S.: *Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung - Eine experimentelle Analyse*, TU Dresden, Diss., 2009
- [159] SCHEERER, S.: Was ist Textilbeton? In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. S1, S. 4–7
- [160] SCHICKERT, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 312. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1980
- [161] SCHICKERT, G. ; WINKLER, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. In: *Schriftreihe des DAfStb*. Heft 277. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1980

- [162] SCHLADITZ, F.: *Torsionstragverhalten von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen*, TU Dresden, Diss., 2011
- [163] SCHLAICH, J. ; SCHÄFER, K.: Zur Druck-Querkzug-Festigkeit des Stahlbetons. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 78 (1983), Nr. 6, S. 73–78
- [164] SCHNEIDER, K.: *Matrix-Datenblatt: C3-B2-HF-2-145-5*. TU Dresden, Institut für Baustoffe, 2016
- [165] SCHNÜTGEN, B.: Bemessung von Stahlfaserbeton und ihre Problematik. In: *Konstruktiver Ingenieurbau Berichte*. Ruhr-Universität Bochum, 1981 (37)
- [166] SCHOLZEN, A. ; CHUDоба, R. ; HEGGER, J.: Thin-walled shell structures made of textile reinforced concrete (Part II): experimental characterization, ultimate limit state assessment and numerical simulation. In: *Structural Concrete* 16 (2015), Nr. 1, S. 115–124
- [167] SCHÜTZE, E. ; BIELAK, J. ; SCHEERER, S. ; HEGGER, J. ; CURBACH, M.: Einaxialer Zugversuch für Carbonbeton mit textiler Bewehrung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), Nr. 1, S. 33–47
- [168] SHAH, S. P. ; CHANDRA, S.: Critical Stress, Volume Change, and Microcracking. In: *ACI Journal* 65 (1968), Nr. 9, S. 770–780
- [169] SHAMS, A. ; HORSTMANN, M. ; HEGGER, J.: Experimental investigations on textilerereinforced concrete (TRC) sandwich sections. In: *Composite Structures* 118 (2014), S. 643–653
- [170] SHEOREY, P. R.: *Empirical Rock Failure Criteria*. Rotterdam : A.A.Balema, 1997
- [171] SIDDIQUE, R. ; NAIK, T. R.: Properties of concrete containing scrap-tire rubber - an overview. In: *Waste Management* 24 (2004), S. 563–569
- [172] SIGVALDASON, O.: The influence of testing machine characteristics upon the cube and cylinder strength of concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 18 (1966), Nr. 57, S. 198–206
- [173] SON, K.-S. ; PILAKOUTAS, K. ; NEOCLEOUS, K.: Behaviour of concrete columns with drilled holes. In: *Magazine of Concrete Research* 58 (2006), Nr. 7, S. 411–419
- [174] SONGA, P.S. ; HWANGB, S. ; SHEUB, B.C.: Strength properties of nylon- and polypropylene-fiber-reinforced concretes. In: *Cement and Concrete Research* 35 (2005), S. 1546–1550
- [175] SPECK, K.: *Beton unter mehraxialer Belastung - Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*. Dresden, TU Dresden, Diss., 2007
- [176] STURE, S. ; DESAI, H. Y.: Fluid cushions truly triaxiale or multiaxial testing device. In: *Geotechnical Testing Journal* 2 (1979), S. 20–33
- [177] SWAIN, G. F. ; MEHMEL, A.: *Festigkeitslehre*. Springer-Verlag, 2013
- [178] TARRANT, A. G.: Frictional Difficulty in Concrete Testing. In: *The Engineer* 198 (1954), Nr. 5159, S. 801–802
- [179] THIELE, C.: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen*, TU Kaiserslautern, Diss., 2010
- [180] TIEN, Y.M. ; KUO, M.C.: A failure criterion for transversely isotropic rocks. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38 (2001), S. 399–412

- [181] TIMOSHENKO, S.: *Strength of materials*. 2nd. D. Van Nostrand Company, Inc., 1941 (Part II)
- [182] TOUTANJI, H. ; DENG, Y.: Comparison between organic and inorganic matrices for RC beams strengthened with carbon fiber sheets. In: *Journal of Composites for Construction* 11 (2007), Nr. 5, S. 507–513
- [183] TOUTANJI, H. A.: The Use of Rubber Tire Particles in Concrete to Replace Mineral Aggregates. In: *Cement & Concrete Composites* 18 (1996), S. 135–139
- [184] TRIANTAFILLOU, T. (Hrsg.): *Textile Fibre Composites in Civil Engineering*. Woodhead Publishing, 2016
- [185] TRIANTAFILLOU, T. C. ; PAPANICOLAU, C. G.: Shear strengthening of reinforced concrete members with textile reinforced mortar (TMR). In: *Material Structures* 39 (2006), Nr. 1, S. 93–103
- [186] ČERVENKA, V. ; JENDELE, L. ; ČERVENKA, J.: *ATENA Program Documentation - Part 2-1 - User's Manual for ATENA 2D*. Prag: Červenka Consulting s.r.o., 2016
- [187] ČERVENKA, V. ; ČERVENKA, J.: *ATENA Program Documentation - Part 1 - Theory*. Prag: Červenka Consulting s.r.o., 2015
- [188] UNGER, T.: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Druckbeanspruchung von Textilbeton senkrecht zur Textilebene*, BTU Cottbus, Diplomarbeit, 2012
- [189] VECCHIO, F. ; COLLINS, M. P.: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stresses / Department of Civil Engineering, University of Toronto. 1982 (82-03). – resreport
- [190] VECCHIO, F. J. ; COLLINS, M. P.: The modified Compression-Field Theory for reinforced Concrete Elements subjected to shear. In: *ACI Structural Journal* 83 (1986), Nr. 2, S. 219–231
- [191] VLIET, M. R. A. ; MIER, J. G. M.: Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression. In: *Mechanics of cohesive-frictional materials* 1 (1996), S. 115–127
- [192] VOSS, S.: *Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Diss., 2008
- [193] WALSH, P. F.: Fracture of plain concrete. In: *Indian Concrete Journal* (1972), Nr. 476, S. 468–470
- [194] WEIBULL, W.: A Statistical Theory of the Strength of Materials. Generalstabens Litografiska Anstalts Förlag, 1939 (151). – Forschungsbericht
- [195] WEILAND, S.: *Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton*, TU Dresden, Diss., 2009
- [196] WESTLEY, J. W.: Some experiments on concrete cubes with non-plane surfaces. In: *Magazine of Concrete Research* 18 (1966), Nr. 54, S. 35–37
- [197] WINKLER, H.: Über mechanische Eigenschaften von normalfestem und hochfestem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls / BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung. 2010 (288). – Forschungsbericht
- [198] WISCHERS, G.: Aufnahme von Druckkräften in Schwerbeton und Leichtbeton. In: WALZ, K. (Hrsg.): *Betontechnische Berichte 1967*. Düsseldorf : Beton-Verlag GmbH, 1967, S. 53–62

- [199] WISCHERS, G. ; LUSCHE, M.: Einfluss der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton. In: *Beton* 22 (1972), Nr. 8, S. 135–163
- [200] WITTKE, W.: *Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM)*. Berlin : Ernst & Sohn, 2014
- [201] WITTMANN, F. H.: Structure of Concrete with Respect to Crack Formation. In: WITTMANN, F. H. (Hrsg.): *Fracture Mechanics of Concrete*. Elsevier Science Publishers B. V., 1983, S. 43–74
- [202] WULFHORST, B. ; BISCHOFF, T. ; OFFERMANN, P. ; FRANZKE, G.: Verwirkte Verstärkungsgelege für das textile Bauen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF Nr. 9272 B / Institut für Textiltechnik RWTH Aachen, Institut für Textil- und Bekleidungstechnik TU Dresden. Aachen, 1996. – Forschungsbericht
- [203] YI, S.-T. ; YANG, E.-I. ; CHOI, J.C.: Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. In: *Nuclear Engineering and Design* (2006), Nr. 236, S. 115–127
- [204] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag, 2010

A1 Verwendete Textilien

An dieser Stelle werden die Eigenschaften der im Versuchsprogramm integrierten Textilien aufgezeigt. Hierzu gehören die Bezeichnungen in der Arbeit, die Bezeichnungen des Herstellers, die Garnfeinheiten in Kett- und Schussrichtung sowie die Achsabstände der Kett- und Schussfäden. Des Weiteren werden Angaben zur Tränkung und dem Tränkungsanteil in Massenprozent gegeben. Letztendlich werden Bilder der Vorder- und Rückseite der einzelnen Textilien abgebildet.

A1 Verwendete Textilien

Tab. A1.1: Übersicht über eingesetzte Textilien

Textil-Nr.	Maschinen-bezeichnung	Garnfeinheit		Maschenweite		Tränkung	
		Kette	Schuss	Kette	Schuss	Art	Anteil
		tex	tex	mm	mm	-	M-%
1	NWM4-008-14-b1	800	800	7,2	7,2	SBR	18,76
2	NWM3-016-09-b1 30%	800	800	7,2	14,4	SBR	16,94
3	NWM4-007-14-b1 26%	1600	1600	10,8	14,4	SBR	35,15
4	NWM3-008-10-b1	3300	800	10,8	14,4	SBR	14,10
5	NWM3-009-11-b1	800	800	10,8	18,0	SBR	14,73
6	NWM3-034-09-b1	3300	3300	10,8	14,0	SBR	16,06
7	NWM5-004-17-VL90-2	3450	3300	21,0	21,0	SBR	14,73
8	GRID Q85/85-CCE-21	3300	3300	21,0	21,0	EP	-*
*keine Herstellerangaben							

Tab. A1.2: Fotografische Darstellung der verwendeten Textilien (Abmessungen in Tabelle A1.1 gegeben)

Textil	Vorderseite	Rückseite
1
2
3
4

A1 Verwendete Textilien

Tab. A1.2: Fotografische Darstellung der verwendeten Textilien (Abmessungen in Tabelle A1.1 gegeben)

Textil	Vorderseite	Rückseite
5
6
7
8

A2 Erläuterung zur Auswertung der Einzelversuche

Im Folgenden wird auf den Auswerteprozess der Einzelversuche anhand von schematischen Skizzen eingegangen, welcher mit Hilfe eines entwickelten Excel-Makros durchgeführt wird. Der Schwerpunkt dieser Ausführungen liegt dabei auf der Darlegung vorgenommener Korrekturen an den einzelnen Spannungs-Dehnungs-Linien und den durchgeführten Mittelwertbildungen. Grundlegend werden bei der Auswertung für jeden Einzelversuch die aufgenommen Messwerte analysiert und die Werte der verschiedenen Messaufnehmer zu einer Mittelwertkurve der Längs- und der Querdehnungen zusammengefasst. Im weiteren Verlauf der Auswertung werden die Kurven der Einzelversuche je Serie und Winkel über eine Mittelwertbildung zusammengefasst. Mit diesen Kurven der Versuchsserien wird anschließend die Auswertung und Beurteilung der Versuchsergebnisse vorgenommen.

Die Auswertung der Einzelversuche erfolgt in folgenden Schritten:

1. Einlesen der Messdaten (DD1- oder DMS-Werte, Längs-IWA-Werte, Messbügel-IWA)
2. Bereinigung der Rohdaten von Messwerten vor Start und nach Abbruch des Versuches
3. Berechnung der Spannungs- und Dehnungsgrößen
 - a) Ermittlung der Spannungswerte aus Maschinenkraft und PK-Abmessung
 - b) Ermittlung der Dehnungswerte aus den DD1 über die Abstände der DD1-Schneiden
 - c) Bei DMS-Messung Werte übernehmen
 - d) Ermittlung der Querdehnungen über die IWA-Werte der Messbügel und der PK-Breite
 - e) Berechnung der Längsverformung über die Längs-IWA mittels ermittelten E-Modul der Büsten (Iterationsprozess)
4. Korrektur der Messwerte (Tarieren) - Bei DD1 und DMS über gegebenen Tara-Werte (Anfangswerte vor Messung) des Messprogramms
5. Eliminierung auftretender Sprünge, siehe Abbildung A2.1

Abb. A2.1: Eliminierung von Sprüngen in Spannungs-Dehnungs-Linie

A2 Erläuterung zur Auswertung der Einzelversuche

- a) Eliminierung von Sprüngen durch das Verrutschen der DD1 oder der Messbügel, z. B. bei Rissbildung
- b) Kriterium zur Eliminierung: Aufeinanderfolgende Messwerte besitzen Dehnungsdifferenz $> 0,2$ und deren Anstieg ist $< 0,01$
- c) Vorgehen: Ermittelte Dehnungsdifferenz $\Delta\epsilon$ des Sprunges wird von folgenden Messwerten subtrahiert

6. Glätten der Messwerte

- a) Je Messwert wird der Mittelwert der 5 vorherigen und 5 nachfolgenden Werte berechnet
- b) Kontrolle: Über ein Kontrolldiagramm kann die Glättung angenommen oder aufgehoben werden

7. Linearisieren der Kurven (Eliminierung von Anfahreffekten), siehe Abbildung A2.2

Abb. A2.2: Eliminierung von Anfahreffekten

- a) Suche einer Ausgleichsgeraden zwischen einer oberen und unteren Grenze, welche den linearen Anfangsbereich beschreibt (standardmäßig zwischen 15 % und 30 % der maximalen Spannung)
- b) Mit ermitteltem Anstieg Kurve von unterer Grenze linear auf x-Achse verlängern
- c) Gesamte linearisierte Kurve nach links in den Koordinatenursprung verschieben
- d) Kontrolle: Über ein Kontrolldiagramm kann die Linearisierung angenommen oder mit neuer Regressionsgerade neu ermittelt werden

8. Mittelwertbildung

- a) Bestimmung der Längsdehnungskurve aus den vier DD1- oder DMS-Kurven, dabei können einzelne Kurven teilweise oder im Gesamten von der Mittelwertbildung ausgeschlossen werden, um abnormale Verhalten, verursacht durch z. B. Abplatzungen, übergehen zu können
- b) Bestimmung der letztendlichen Längsdehnungskurve über die Mittelwertbildung zwischen DD1- oder DMS-Kurve und der Längsverformungs-IWA-Messung
- c) Eine Mittelung der Querdehnungen aus Richtung 1 und 2 ist nicht sinnvoll

9. Bestimmung Erstrissmoment

- a) Bestimmung einer Regressionsgerade, welche den linearen Anfangsbereich der Querdehnungskurve abbildet

- b) Bestimmung des Erstrissmomentes über die Abweichung der Querdehnungskurve von der linearen Regressionsgerade
- c) Kriterium: Erstriss bei dem Punkt, wo der Abstand zwischen Regressionsgerade und Messwertkurve erstmalig größer als 2 % des entsprechenden Dehnungswertes ist, siehe hierzu auch Abschnitt 2.3.2
- d) Kontrolle des Erstrisses im Diagramm mit der Möglichkeit der erneuten Ermittlung der Regressionsgerade

Abb. A2.3: Bestimmung des Erstrissmomentes

Im Anschluss an die Auswertung der Einzelversuche werden die Kurven je Serie und Winkel γ durch eine Mittelwertbildung in Längs- und Querrichtung zusammengefasst. Zur Ermittlung dieser Mittelwerte sind mehrere Schritte möglich, da die Einzelversuche keine einheitlichen Stützstellen in Richtung der Dehnungen oder Spannungen aufweisen, über welche eine Mittelbildung möglich ist. Aus diesem Grund muss nach einer Normierung der Kurven eine Interpolation einer jeden Einzelwertkurve vorgenommen werden, vergleiche hierzu Abbildung A2.4.

Abb. A2.4: Interpolation der Einzelkurven zur Vorbereitung der Mittelwertbildung

Für die Normierung der Kurven werden zuerst die Kennwerte der Einzelversuche zusammengetragen. Entscheidend für die Normierung sind die maximalen Spannungs- und Dehnungswerte beim ersten Maximum. Die jeweiligen Einzelkurven werden über diese Werte in Richtung der Dehnung und Spannung normiert, siehe hierzu Abbildung A2.4. Nach der Normierung müssen die einheitlichen Stützstellen auf der x-Achse mittels einer Interpolation zwischen jedem Messwert durchgeführt werden. Hierzu wird eine Schrittweite der Dehnungswerte $\Delta\epsilon$ zu 0,001 festgelegt. Auf Basis dieser Dehnungsschritte werden für jeden Dehnungswert die Spannungswerte mittels einer linearen Interpolation zwischen zwei aufeinanderfolgenden Messwerten gesucht. Dieses Vorgehen ist in Abbildung A2.4 dargestellt. Zwischen zwei Messwerten werden alle Spannungswerte auf der Interpolationsgerade entsprechend der Dehnungsschritte ermit-

telt. Die so neu aufgebauten Einzelwertkurven können nun in Richtung der Dehnungen gemittelt werden, vergleiche hierzu Abbildung A2.5. Die Mittlung erfolgt über alle Kurven, bis die erste Kurve ihr Dehnungsmaximum erreicht hat. Anschließend werden nur noch die verbleibenden Kurven gemittelt und der entstehende Versatz zwischen den beiden Mittelwertkurvenabschnitten eliminiert. Dieses Vorgehen wird solange vollzogen, bis nur noch eine Kurve vorhanden ist. Ab dieser Stelle ist eine Mittelwertbildung nicht mehr möglich und die Kurve wird abgebrochen.

Abb. A2.5: Mittelwertbildung aus den Einzelkurven

Die so ermittelte Mittelwertkurve für eine Serie und einen entsprechenden Winkel γ muss noch aus der normierten Form zurückgerechnet werden. Hierzu werden aus den Kennwerten der Einzelkurven in Bezug auf die maximale Spannung und Dehnung am ersten Maximum der Mittelwert gebildet und die Mittelwertkurve mit diesen beiden Werten multipliziert. Anhand dieser Spannungs-Dehnungs-Kurven in Quer- und Längsrichtung können alle Auswertungen hinsichtlich der charakteristischen Punkte und der Parameterstudien durchgeführt werden.

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

In Ergänzung an die in dieser Arbeit vorgestellten Versuchsergebnisse werden an dieser Stelle alle Versuchsserien dargestellt. Je Versuchsserie gibt es eine Tabelle, welche die wichtigsten Kennwerte in Form von Mittelwerten der Serie je Winkel zusammenfasst. Dabei wird der Punkt der maximalen Spannung ($\sigma_{\max}$; $\epsilon_{\max}$), der Erstrissmoment (σ_{Riss} ; ϵ_{Riss}), der kritische Punkt (σ_{krit} ; ϵ_{krit}) und der mittlere E-Modul der Proben einer Serie angegeben. Die beschriebenen Spannungen werden sowohl zum Zeitpunkt der Versuche als auch auf die 28-Tage-Festigkeit zurückgerechneten Werte (in Klammern) angegeben. Die Dehnungswerte werden hingegen nicht auf ein 28-Tage Äquivalent umgerechnet.

Der Tabelle mit den Kennwerten folgen Diagramme mit den Spannungs-Dehnungs-Linien je Winkel γ in Quer- und Längsrichtung. Dabei wird zum einen die Mittelwertkurve in einem starken Farbton und zum anderen die Kurven der jeweiligen Einzelversuche in abgeschwächten Farbton dargestellt. Hier kann es vorkommen, dass die Mittelwertkurve unter- oder oberhalb der Einzelwertkurven liegt. Dies ist dem Sachverhalt geschuldet, dass stellenweise nur vier der sechs Versuche mit Messmitteln und die weiteren Versuche ausschließlich zur Ermittlung der maximalen Spannung durchgeführt wurden, welche in die Mittelwertbildung der maximalen Spannungen mit eingingen. In Querrichtung wird immer in Richtung 1 und 2 unterschieden. Die Skalierung der Diagramme ist jeweils auf die Versuchsserie angepasst. Neben den Spannungs-Dehnungs-Linien werden repräsentative Bruchbilder für den Winkel und die Serie präsentiert. Jeder Spannungs-Dehnungs-Linie einer Serie sind noch die Versagenstypen zugeordnet. Eine Besonderheit bilden die Serien mit ausschließlich einem Garn, hier wurden lediglich die maximalen Spannungen aufgezeichnet und die Bruchbilder aufgenommen.

Diese Aufstellung gibt somit alle Versuchsdaten des beschriebenen Versuchsprogrammes wieder und ist somit die Basis für die durchgeführten Auswertungen und Gegenüberstellungen.

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

Serie: 20151103_0_0_x_uB

Beton: 1

	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$ [MPa]				92,68 (86,73)			
$\epsilon_{\max}$ [‰]				-3,1 (-3,1)			
σ_{Riss} [MPa]				40,18 (37,60)			
ϵ_{Riss} [‰]				-1,2 (-1,2)			
$\sigma_{\text{krit.}}$ [MPa]				85,85 (80,34)			
$\epsilon_{\text{krit.}}$ [‰]				-2,8 (-2,8)			
E_{Probe} [MPa]				35.014			

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	92,7 (85,3)	78,2 (71,9)	73,0 (67,3)	84,0 (77,1)	77,9 (71,5)	82,2 (74,8)	86,3 (79,4)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,1 (-3,1)	-2,6 (-2,6)	-2,5 (-2,5)	-2,7 (-2,7)	-2,8 (-2,8)	-3,0 (-3,0)	-3,5 (-3,5)
σ_{Riss}	[MPa]	54,5 (50,5)	49,9 (46,3)	46,9 (43,3)	47,9 (44,4)	48,0 (44,5)	44,1 (40,9)	46,1 (42,7)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,6 (-1,6)	-1,5 (-1,5)	-1,4 (-1,4)	-1,4 (-1,4)	-1,5 (-1,5)	-1,4 (-1,4)	-1,5 (-1,5)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	87,1 (80,7)	74,3 (68,9)	65,3 (60,3)	70,7 (65,5)	67,5 (62,6)	69,9 (64,7)	75,2 (69,7)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)	-2,3 (-2,3)	-2,1 (-2,1)	-2,3 (-2,3)	-2,2 (-2,2)	-2,4 (-2,4)	-2,7 (-2,7)
E_{Probe}	[MPa]	34.666	35.437	34.260	34.992	34.271	32.798	32.639

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen I

75° - Versagen I

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	67,7 (62,1)	60,7 (55,4)	53,8 (48,8)	71,8 (65,5)	77,5 (70,6)	70,9 (64,9)	80,4 (73,1)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,1 (-2,1)	-2,0 (-2,0)	-1,8 (-1,8)	-2,6 (-2,6)	-2,9 (-2,9)	-3,3 (-3,3)	-3,6 (-3,6)
σ_{Riss}	[MPa]	39,8 (36,6)	41,8 (38,4)	33,0 (30,3)	42,2 (38,8)	46,5 (42,7)	40,4 (37,1)	40,8 (37,5)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)	-1,2 (-1,2)	-1,0 (-1,0)	-1,3 (-1,3)	-1,4 (-1,4)	-1,4 (-1,4)	-1,3 (-1,3)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	63,2 (58,0)	59,3 (54,5)	44,4 (40,7)	61,3 (56,3)	69,1 (63,5)	64,1 (58,8)	67,8 (62,2)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-1,9 (-1,9)	-1,8 (-1,8)	-1,4 (-1,4)	-2,1 (-2,1)	-2,4 (-2,4)	-2,5 (-2,5)	-2,6 (-2,6)
E_{Probe}	[MPa]	35.783	36.104	34.200	33.520	33.874	30.445	31.187

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen I

75° - Versagen I

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	88,0 (80,8)	85,4 (77,8)	84,9 (77,6)	77,7 (71,1)	80,6 (73,3)	82,7 (75,2)	86,0 (78,6)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)	-2,8 (-2,8)	-2,9 (-2,9)	-2,7 (-2,7)	-3,0 (-3,0)	-3,5 (-3,5)	-3,0 (-3,0)
σ_{Riss}	[MPa]	42,4 (38,8)	48,7 (44,7)	44,8 (41,1)	38,7 (35,9)	38,2 (34,8)	39,5 (36,5)	38,9 (36,1)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,2 (-1,2)	-1,4 (-1,4)	-1,3 (-1,3)	-1,2 (-1,2)	-1,2 (-1,2)	-1,3 (-1,3)	-1,2 (-1,2)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	83,1 (76,0)	78,1 (71,7)	79,1 (72,6)	61,9 (57,5)	70,8 (64,5)	75,9 (69,4)	66,7 (62,0)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)	-2,5 (-2,5)	-2,6 (-2,6)	-2,1 (-2,1)	-2,5 (-2,5)	-2,9 (-2,9)	-2,2 (-2,2)
E_{Probe}	[MPa]	34.566	34.761	34.798	33.562	31.866	31.570	34.234

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen I

75° - Versagen I

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	88,1 (81,0)	78,0 (70,9)	71,2 (65,0)	81,6 (75,0)	88,4 (80,5)	86,9 (79,6)	91,8 (83,5)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)	-2,7 (-2,7)	-2,5 (-2,5)	-3,1 (-3,1)	-3,8 (-3,8)	-3,6 (-3,6)	-3,7 (-3,7)
σ_{Riss}	[MPa]	51,3 (39,2)	39,8 (36,6)	37,7 (34,5)	42,6 (39,0)	35,5 (32,6)	37,4 (34,3)	46,9 (43,1)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,6 (-1,6)	-1,2 (-1,2)	-1,2 (-1,2)	-1,3 (-1,3)	-1,1 (-1,1)	-1,2 (-1,2)	-1,5 (-1,5)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	86,4 (66,1)	76,2 (70,0)	64,9 (59,4)	77,7 (71,3)	83,1 (76,3)	79,9 (73,2)	86,5 (79,4)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-3,0 (-3,0)	-2,5 (-2,5)	-2,2 (-2,2)	-2,7 (-2,7)	-3,1 (-3,1)	-3,0 (-3,0)	-3,4 (-3,4)
E_{Probe}	[MPa]	33.720	33.289	31.999	32.807	32.102	31.880	31.343

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen I

75° - Versagen I

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	84,0 (78,6)	82,2 (76,4)	84,0 (78,2)	85,1 (79,2)	81,2 (75,6)	89,0 (82,8)	91,8 (85,8)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,9 (-2,9)	-2,6 (-2,6)	-2,6 (-2,6)	-2,9 (-2,9)	-3,1 (-3,1)	-3,4 (-3,4)	-3,4 (-3,4)
σ_{Riss}	[MPa]	51,1 (47,5)	39,3 (36,6)	39,3 (36,7)	45,7 (42,6)	39,9 (37,2)	41,0 (38,3)	34,0 (31,8)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,5 (-1,5)	-1,1 (-1,1)	-1,1 (-1,1)	-1,3 (-1,3)	-1,2 (-1,2)	-1,3 (-1,3)	-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	78,9 (73,4)	74,3 (69,2)	79,3 (74,0)	74,3 (69,3)	72,6 (67,6)	76,9 (71,7)	86,8 (81,3)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,5 (-2,5)	-2,3 (-2,3)	-2,5 (-2,5)	-2,4 (-2,4)	-2,5 (-2,5)	-2,8 (-2,8)	-3,0 (-3,0)
E_{Probe}	[MPa]	35.982	35.439	36.370	34.710	33.210	32.432	34.327

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen I

75° - Versagen I

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	83,7 (77,8)	57,1 (53,1)	53,0 (49,3)	66,1 (61,5)	83,7 (78,3)	72,6 (67,5)	80,0 (74,3)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,9 (-2,9)	-1,8 (-1,8)	-1,8 (-1,8)	-2,7 (-2,7)	-3,5 (-3,5)	-3,2 (-3,2)	-3,5 (-3,5)
σ_{Riss}	[MPa]	37,5 (35,0)	34,3 (31,9)	30,7 (28,7)	31,2 (29,1)	36,1 (33,7)	33,6 (31,3)	37,5 (34,9)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)	-1,0 (-1,0)	-0,9 (-0,9)	-1,0 (-1,0)	-1,1 (-1,1)	-1,2 (-1,2)	-1,3 (-1,3)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	81,2 (75,9)	50,3 (46,8)	47,2 (44,1)	60,4 (56,3)	76,1 (71,2)	64,0 (59,6)	70,2 (65,3)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,5 (-2,5)	-1,3 (-1,3)	-1,5 (-1,5)	-1,9 (-1,9)	-2,8 (-2,8)	-2,5 (-2,5)	-2,8 (-2,8)
E_{Probe}	[MPa]	35.910	35.670	34.990	32.529	32.380	27.926	29.834

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen I

75° - Versagen I

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	75,2 (68,3)	56,5 (51,3)	43,0 (39,0)	30,5 (27,7)	26,0 (23,6)	32,9 (29,9)	67,8 (61,4)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,7 (-2,7)	-2,1 (-2,1)	-2,3 (-2,3)	-2,4 (-2,4)	-2,8 (-2,8)	-3,3 (-3,3)	-4,9 (-4,9)
σ_{Riss}	[MPa]	27,6 (25,1)	22,3 (20,3)	15,0 (13,6)	9,0 (8,2)	10,4 (9,4)	13,4 (12,2)	26,0 (23,5)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,6 (-0,6)	-0,5 (-0,5)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)	-1,2 (-1,2)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	69,6 (63,2)	50,0 (45,4)	33,6 (30,6)	12,5 (11,3)	11,7 (10,6)	17,3 (15,7)	57,7 (52,2)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,3 (-2,3)	-1,7 (-1,7)	-1,5 (-1,5)	-0,6 (-0,6)	-0,7 (-0,7)	-0,8 (-0,8)	-3,2 (-3,2)
E_{Probe}	[MPa]	31.433	30.318	23.564	19.426	16.528	21.168	21.138

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen III

60° - Versagen III

75° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	83,3 (75,1)	49,1 (44,6)	51,5 (46,8)	48,5 (44,0)	41,8 (38,0)	43,5 (39,5)	60,4 (54,9)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,8 (-2,8)	-1,6 (-1,6)	-2,2 (-2,2)	-2,9 (-2,9)	-3,2 (-3,2)	-2,9 (-2,9)	-4,5 (-4,5)
σ_{Riss}	[MPa]	32,8 (29,7)	19,9 (18,1)	18,7 (17,0)	17,6 (16,0)	14,9 (13,5)	16,8 (15,2)	21,6 (19,7)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)	-0,6 (-0,6)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)	-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	66,0 (59,7)	42,6 (38,7)	37,4 (34,0)	31,9 (29,0)	28,4 (25,8)	35,5 (32,3)	48,2 (43,8)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-1,9 (-1,9)	-1,3 (-1,3)	-1,4 (-1,4)	-1,4 (-1,4)	-1,4 (-1,4)	-1,7 (-1,7)	-2,4 (-2,4)
E_{Probe}	[MPa]	34.755	32.637	27.538	23.861	21.720	22.759	21.669

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen II

75° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	77,6 (68,9)	40,5 (36,8)	50,7 (46,1)	63,0 (57,3)	56,8 (51,6)	53,4 (48,5)	54,3 (49,3)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,5 (-2,5)	-1,2 (-1,2)	-1,9 (-1,9)	-3,1 (-3,1)	-3,3 (-3,3)	-2,8 (-2,8)	-3,6 (-3,6)
σ_{Riss}	[MPa]	32,6 (30,3)	17,6 (16,0)	19,0 (17,3)	23,1 (21,0)	19,6 (17,8)	19,2 (17,4)	20,2 (18,3)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)	-0,5 (-0,5)	-0,6 (-0,6)	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,8 (-0,8)	-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	70,4 (61,5)	36,1 (32,8)	37,3 (33,9)	54,2 (49,2)	48,9 (44,4)	45,7 (41,5)	42,1 (38,3)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,2 (-2,2)	-1,0 (-1,0)	-1,2 (-1,2)	-2,2 (-2,2)	-2,1 (-2,1)	-2,0 (-2,0)	-2,0 (-2,0)
E_{Probe}	[MPa]	34.246	34.664	30.586	26.754	25.533	24.282	22.626

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen II

75° - Versagen II

90° - Versagen II

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	61,7 (56,4)		36,0 (32,7)	25,5 (23,3)	22,4 (20,3)		43,3 (39,6)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,1 (-2,1)		-2,5 (-2,5)	-2,4 (-2,4)	-2,1 (-2,1)		-4,8 (-4,8)
σ_{Riss}	[MPa]	23,8 (21,8)		12,9 (11,7)	9,9 (9,1)	8,2 (7,5)		21,0 (19,2)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,7 (-0,7)		-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)	-0,5 (-0,5)		-1,3 (-1,3)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	48,3 (44,2)		20,2 (18,3)	12,7 (11,6)	11,0 (10,0)		35,5 (32,5)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-1,5 (-1,5)		-1,0 (-1,0)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)		-2,6 (-2,6)
E_{Probe}	[MPa]	32.252		19.750	16.979	16.815		13.553

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

30° - Versagen II

45° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

60° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	73,3 (67,6)		52,3 (47,7)	44,4 (40,9)	42,9 (39,5)		49,5 (45,6)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,5 (-2,5)		-2,3 (-2,3)	-2,7 (-2,7)	-3,1 (-3,1)		-4,0 (-4,0)
σ_{Riss}	[MPa]	29,3 (27,0)		17,2 (15,7)	15,8 (14,5)	15,6 (14,2)		20,4 (18,8)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,9 (-0,9)		-0,6 (-0,6)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)		-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	68,1 (62,8)		38,4 (35,0)	34,7 (32,0)	31,2 (28,4)		35,4 (32,6)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,2 (-2,2)		-1,4 (-1,4)	-1,6 (-1,6)	-1,4 (-1,4)		-1,9 (-1,9)
E_{Probe}	[MPa]	32865,1		28.459	22.301	22.981		20.065

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

30° - Versagen I

45° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

60° - Versagen II

90° - Versagen III

Serie: 20160426_4_0_x_B5

Beton: 1

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	93,7 (86,3)		61,4 (56,0)	51,4 (47,4)	41,7 (38,1)		72,2 (66,6)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,9 (-2,9)		-2,3 (-2,3)	-2,5 (-2,5)	-2,9 (-2,9)		-4,6 (-4,6)
σ_{Riss}	[MPa]	37,5 (34,6)		20,9 (19,0)	15,4 (14,2)	14,8 (13,5)		24,0 (22,1)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)		-0,7 (-0,7)	-0,6 (-0,6)	-0,5 (-0,5)		-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	90,8 (83,7)		48,5 (44,3)	28,3 (26,1)	21,8 (19,9)		57,8 (53,3)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,5 (-2,5)		-1,6 (-1,6)	-1,0 (-1,0)	-0,8 (-0,8)		-2,5 (-2,5)
E_{Probe}	[MPa]	35.571		30.875	27.771	27.180		25.028

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

30° - Versagen I

45° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

60° - Versagen II

90° - Versagen II

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	85,2 (78,5)	62,5 (55,2)	52,7 (48,3)	36,5 (33,7)	37,4 (34,3)		62,7 (57,8)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,9 (-2,9)	-2,1 (-2,1)	-2,5 (-2,5)	-3,4 (-3,4)	-3,5 (-3,5)		-4,0 (-4,0)
σ_{Riss}	[MPa]	30,8 (28,4)	25,9 (22,8)	15,7 (14,3)	11,8 (10,9)	11,6 (10,6)		20,2 (18,7)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,5 (-0,5)	-0,5 (-0,5)	-0,5 (-0,5)		-0,8 (-0,8)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	77,2 (71,1)	58,5 (51,6)	33,7 (30,9)	19,4 (17,9)	12,7 (11,6)		45,4 (41,8)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,4 (-2,4)	-1,8 (-1,8)	-1,2 (-1,2)	-0,8 (-0,8)	-0,5 (-0,5)		-2,3 (-2,3)
E_{Probe}	[MPa]	34.821	33.219	29.190	24.677	27.295		24.411

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	75,6 (70,3)	63,3 (56,0)	53,6 (49,6)	40,7 (37,9)	39,6 (36,6)		42,9 (39,7)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,6 (-2,6)	-2,0 (-2,0)	-2,3 (-2,3)	-2,1 (-2,1)	-2,6 (-2,6)		-2,5 (-2,5)
σ_{Riss}	[MPa]	28,5 (26,5)	21,9 (19,4)	17,2 (15,9)	15,0 (13,9)	13,6 (12,6)		17,3 (16,0)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)		-0,8 (-0,8)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	66,7 (62,0)	51,9 (45,8)	38,6 (35,7)	26,2 (24,3)	25,1 (23,2)		33,8 (31,3)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,1 (-2,1)	-1,5 (-1,5)	-1,4 (-1,4)	-1,0 (-1,0)	-1,2 (-1,2)		-1,5 (-1,5)
E_{Probe}	[MPa]	34.332	33.600	27.768	25.455	21.933		22.939

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	82,4 (76,7)	65,7 (58,1)	54,7 (50,5)	49,9 (46,5)	49,6 (45,8)		57,3 (53,4)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,7 (-2,7)	-2,7 (-2,7)	-2,6 (-2,6)	-2,9 (-2,9)	-4,0 (-4,0)		-3,7 (-3,7)
σ_{Riss}	[MPa]	35,6 (33,2)	24,1 (21,3)	19,4 (13,5)	18,3 (17,0)	17,3 (16,0)		22,3 (20,8)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)	-0,8 (-0,8)		-1,1 (-1,1)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	70,2 (65,4)	52,5 (46,4)	43,0 (29,8)	29,0 (27,1)	31,7 (29,3)		40,8 (38,0)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,1 (-2,1)	-1,8 (-1,8)	-1,6 (-1,6)	-1,2 (-1,2)	-1,5 (-1,5)		-2,0 (-2,0)
E_{Probe}	[MPa]	35.881	30.137	28.073	24.821	21.965		21.301

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen II

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	81,2 (75,8)	50,3 (44,5)	39,6 (37,0)	31,8 (29,7)	35,3 (32,9)		56,5 (52,7)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-2,5 (-2,5)	-1,8 (-1,8)	-2,3 (-2,3)	-5,5 (-5,5)	-7,5 (-7,5)		-7,3 (-7,3)
σ_{Riss}	[MPa]	28,5 (26,6)	18,0 (15,9)	14,1 (13,2)	10,1 (9,5)	10,2 (9,5)		22,5 (21,0)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,8 (-0,8)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)		-1,6 (-1,6)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	76,3 (71,2)	32,7 (29,0)	24,1 (22,6)	14,4 (13,4)	11,2 (10,4)		49,9 (46,6)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,1 (-2,1)	-1,0 (-1,0)	-1,1 (-1,1)	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)		-4,7 (-4,7)
E_{Probe}	[MPa]	35710,1	31351,9	22356,8	17974,6	14976,5		14940,6

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	64,6 (62,5)		57,3 (55,4)	46,7 (45,2)	45,9 (44,5)		62,7 (60,7)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-1,8 (-1,8)		-2,4 (-2,4)	-2,9 (-2,9)	-3,2 (-3,2)		-5,2 (-5,2)
σ_{Riss}	[MPa]	24,8 (24,0)		20,4 (19,7)	15,1 (14,6)	15,8 (15,3)		21,2 (20,5)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,7 (-0,7)		-0,7 (-0,7)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)		-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	57,8 (56,0)		42,1 (40,8)	26,4 (25,5)	29,5 (28,6)		38,9 (37,7)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-1,6 (-1,6)		-1,4 (-1,4)	-1,1 (-1,1)	-1,2 (-1,2)		-1,8 (-1,8)
E_{Probe}	[MPa]	37.516		29.706	24.936	25.005		22.289

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

30° - Versagen I

45° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

60° - Versagen II

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	108,7 (98,5)	79,4 (71,9)	75,2 (68,1)	62,1 (56,2)	52,5 (47,1)		77,4 (70,0)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)	-2,3 (-2,3)	-2,8 (-2,8)	-2,5 (-2,5)	-2,5 (-2,5)		-3,9 (-3,9)
σ_{Riss}	[MPa]	42,4 (38,4)	31,3 (28,3)	28,7 (26,0)	23,9 (21,7)	19,9 (17,9)		23,5 (21,2)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)	-0,9 (-0,9)	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)		-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	101,3 (91,7)	65,5 (59,3)	49,6 (44,9)	44,2 (40,0)	38,4 (34,6)		55,9 (50,6)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)	-1,7 (-1,7)	-1,5 (-1,5)	-1,5 (-1,5)	-1,4 (-1,4)		-2,2 (-2,2)
E_{Probe}	[MPa]	38.462	36.387	33.785	29.661	28.007		26.482

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	118,7 (106,7)	112,4 (102,0)	89,8 (81,5)	77,9 (70,6)	66,8 (60,6)		96,7 (87,7)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,7 (-3,7)	-3,1 (-3,1)	-2,6 (-2,6)	-2,8 (-2,8)	-3,0 (-3,0)		-3,6 (-3,6)
σ_{Riss}	[MPa]	42,1 (37,9)	35,3 (32,0)	30,8 (27,9)	26,9 (24,4)	23,6 (21,4)		32,4 (29,4)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)		-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	118,3 (106,7)	106,9 (97,0)	73,8 (66,9)	55,5 (50,3)	37,0 (33,6)		68,5 (62,1)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,9 (-2,9)	-2,9 (-2,9)	-1,9 (-1,9)	-1,6 (-1,6)	-1,0 (-1,0)		-2,1 (-2,1)
E_{Probe}	[MPa]	40.645	39.362	39.290	34.183	37.359		36.580

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen III

90° - Versagen II

Serie: 20161103_8_0_x_B1

Beton: 1b

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	119,1 (108,2)	72,3 (65,7)	90,0 (81,2)	85,9 (77,0)	84,7 (76,9)		91,3 (83,0)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)	-1,8 (-1,8)	-2,7 (-2,7)	-2,7 (-2,7)	-2,9 (-2,9)		-3,9 (-3,9)
σ_{Riss}	[MPa]	39,2 (35,6)	24,8 (22,5)	34,5 (31,1)	30,8 (27,6)	30,2 (27,4)		31,4 (28,5)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,9 (-0,9)	-0,6 (-0,6)	-0,9 (-0,9)	-0,9 (-0,9)	-0,9 (-0,9)		-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	115,1 (104,6)	58,5 (53,1)	61,1 (55,2)	84,6 (75,8)	79,4 (72,1)		78,0 (70,9)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-3,0 (-3,0)	-1,4 (-1,4)	-1,6 (-1,6)	-2,6 (-2,6)	-2,4 (-2,4)		-2,5 (-2,5)
E_{Probe}	[MPa]	41.435	40.464	37.741	35.960	34.438		32.347

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen II

90° - Versagen II

	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$ [MPa]	131,5 (115,0)	128,0 (112,4)	104,6 (91,4)	82,6 (72,6)	77,5 (69,3)		108,5 (97,1)
$\epsilon_{\max}$ [‰]	-3,3 (-3,3)	-3,1 (-3,1)	-2,7 (-2,7)	-2,5 (-2,5)	-3,6 (-3,6)		-3,7 (-3,7)
σ_{Riss} [MPa]	35,6 (31,1)	39,6 (34,7)	35,0 (30,5)	28,3 (24,8)	29,3 (26,2)		39,7 (35,5)
ϵ_{Riss} [‰]	-0,8 (-0,8)	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)	-0,7 (-0,7)		-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$ [MPa]	130,2 (113,9)	125,1 (109,9)	101,6 (88,8)	83,0 (72,9)	54,0 (48,4)		91,7 (82,1)
$\epsilon_{\text{krit.}}$ [‰]	-2,8 (-2,8)	-2,9 (-2,9)	-2,0 (-2,0)	-2,6 (-2,6)	-1,4 (-1,4)		-2,4 (-2,4)
E_{Probe} [MPa]	44.544	44.981	43.811	39.632	38.563		39.847

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen II

90° - Versagen II

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	88,3 (82,4)	75,1 (65,4)	75,1 (70,1)	63,7 (59,5)	61,1 (57,0)		76,9 (72,8)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,3 (-3,3)	-2,5 (-2,5)	-3,0 (-3,0)	-2,6 (-2,6)	-2,6 (-2,6)		-4,6 (-4,6)
σ_{Riss}	[MPa]	34,2 (31,9)	26,7 (24,6)	28,6 (26,7)	23,8 (22,2)	21,7 (20,2)		33,3 (31,7)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)	-0,9 (-0,9)	-0,9 (-0,9)	-0,8 (-0,8)	-0,7 (-0,7)		-1,3 (-1,3)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	84,4 (78,8)	66,4 (57,3)	65,6 (61,2)	47,3 (44,1)	44,2 (41,3)		57,4 (51,8)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,7 (-2,7)	-2,1 (-2,1)	-2,3 (-2,3)	-1,7 (-1,7)	-1,5 (-1,5)		-2,4 (-2,4)
E_{Probe}	[MPa]	31.054	32.489	30.133	28.831	27.913		25.905

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

60° - Versagen III

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	92,8 (85,1)	61,8 (56,6)	51,4 (47,1)	54,6 (50,0)	78,5 (71,9)		89,9 (82,3)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,3 (-3,3)	-2,1 (-2,1)	-2,1 (-2,1)	-2,7 (-2,7)	-4,0 (-4,0)		-4,2 (-4,2)
σ_{Riss}	[MPa]	39,7 (36,4)	30,3 (27,8)	19,9 (18,3)	20,7 (19,0)	25,3 (23,1)		29,9 (27,3)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,2 (-1,2)	-1,0 (-1,0)	-0,7 (-0,7)	-0,8 (-0,8)	-0,9 (-0,9)		-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	90,7 (83,1)	59,4 (54,4)	46,8 (42,9)	51,8 (47,5)	56,2 (51,4)		69,6 (63,7)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,7 (-2,7)	-2,0 (-2,0)	-1,7 (-1,7)	-2,2 (-2,2)	-2,2 (-2,2)		-2,5 (-2,5)
E_{Probe}	[MPa]	32.749	31.962	28.090	27.492	26.920		29.703

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen II

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	97,1 (89,4)	61,8 (56,9)	42,0 (38,6)	43,2 (39,7)	80,7 (74,2)		93,4 (86,0)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)	-2,1 (-2,1)	-1,8 (-1,8)	-2,9 (-2,9)	-5,0 (-5,0)		-5,4 (-5,4)
σ_{Riss}	[MPa]	37,8 (34,8)	23,2 (21,3)	16,7 (15,3)	16,7 (15,4)	24,8 (22,8)		35,3 (32,5)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)	-0,7 (-0,7)	-0,6 (-0,6)	-0,7 (-0,7)	-1,0 (-1,0)		-1,4 (-1,4)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	94,2 (86,7)	58,7 (54,0)	36,8 (33,9)	25,8 (23,8)	52,2 (48,0)		81,8 (75,2)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,7 (-2,7)	-1,9 (-1,9)	-1,3 (-1,3)	-1,1 (-1,1)	-2,2 (-2,2)		-3,9 (-3,9)
E_{Probe}	[MPa]	34.005	32.147	29.768	24.902	24.749		26.456

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen II

60° - Versagen II

90° - Versagen III

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	70,0 (64,6)	48,1 (44,4)	32,2 (29,8)	21,2 (19,6)	19,0 (17,5)		45,1 (41,6)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,0 (-3,0)	-2,0 (-2,0)	-1,7 (-1,7)	-1,8 (-1,8)	-5,1 (-5,1)		-3,5 (-3,5)
σ_{Riss}	[MPa]	29,1 (26,9)	18,4 (17,0)	13,5 (12,4)	8,4 (7,8)	8,5 (7,9)		18,4 (16,9)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)	-0,6 (-0,6)	-0,6 (-0,6)	-0,5 (-0,5)	-0,4 (-0,4)		-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	65,1 (60,1)	45,9 (42,4)	31,2 (28,9)	5,7 (5,3)	8,3 (7,6)		19,1 (17,6)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,5 (-2,5)	-2,3 (-2,3)	-1,7 (-1,7)	-0,3 (-0,3)	-0,4 (-0,4)		-0,9 (-0,9)
E_{Probe}	[MPa]	28.825	29.866	24.608	19.061	20.635		21.835

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen II

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen III

60° - Versagen III

90° - Versagen III

Serie: 20180508_16_0_x_B5

Beton: 1a

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	83,5 (77,7)			85,6 (79,7)	79,5 (74,0)		85,6 (79,7)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)			-3,1 (-3,1)	-2,8 (-2,8)		-3,1 (-3,1)
σ_{Riss}	[MPa]	35,5 (33,1)			35,5 (33,0)	32,4 (30,2)		30,1 (28,0)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)			-1,1 (-1,1)	-1,0 (-1,0)		-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	80,3 (74,8)			81,5 (75,9)	75,4 (70,2)		78,9 (73,5)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,9 (-2,9)			-2,7 (-2,7)	-2,5 (-2,5)		-2,7 (-2,7)
E_{Probe}	[MPa]	31.851			33.157	33.791		31.712

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

45° - Versagen I

60° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

90° - Versagen I

Serie: 20180508_32_0_x_B5

Beton: 1a

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	97,8 (91,0)			95,9 (89,2)	91,0 (84,7)		97,5 (90,7)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,7 (-3,7)			-3,7 (-3,7)	-3,5 (-3,5)		-3,7 (-3,7)
σ_{Riss}	[MPa]	41,3 (38,5)			40,5 (37,7)	31,9 (29,6)		33,6 (31,2)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,2 (-1,2)			-1,3 (-1,3)	-1,0 (-1,0)		-1,1 (-1,1)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	94,9 (88,3)			91,3 (85,0)	86,6 (80,5)		88,1 (81,9)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-3,4 (-3,4)			-3,3 (-3,3)	-3,2 (-3,2)		-3,1 (-3,1)
E_{Probe}	[MPa]	33.992			32.802	31.056		32.467

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

45° - Versagen I

60° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	92,4 (86,5)			70,8 (66,3)	74,2 (69,5)		70,9 (66,4)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,3 (-3,3)			-2,8 (-2,8)	-3,0 (-3,0)		-3,1 (-3,1)
σ_{Riss}	[MPa]	38,7 (36,2)			28,7 (26,9)	28,6 (26,8)		25,5 (23,9)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)			-1,0 (-1,0)	-1,0 (-1,0)		-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	84,2 (78,8)			64,6 (60,5)	69,6 (65,2)		69,0 (64,6)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)			-2,4 (-2,4)	-2,6 (-2,6)		-2,9 (-2,9)
E_{Probe}	[MPa]	33.845			29.884	29.703		29.233

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

45° - Versagen I

60° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

90° - Versagen I

Serie: 20180516_32_0_x_B1

Beton: 1a

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	95,2 (89,1)			74,9 (70,1)	78,7 (73,7)		82,3 (77,0)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,5 (-3,5)			-2,8 (-2,8)	-3,1 (-3,1)		-3,1 (-3,1)
σ_{Riss}	[MPa]	35,9 (33,7)			26,9 (25,1)	25,8 (24,2)		28,7 (26,9)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,1 (-1,1)			-0,8 (-0,8)	-0,8 (-0,8)		-0,9 (-0,9)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	85,0 (79,6)			68,0 (63,7)	72,9 (68,2)		75,6 (70,8)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)			-2,3 (-2,3)	-2,5 (-2,5)		-2,7 (-2,7)
E_{Probe}	[MPa]	33.902			33.631	32.001		30.974

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

15° - Versagen I

30° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

45° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	89,3 (84,2)		55,9 (52,6)	68,7 (64,7)	82,5 (77,7)		96,5 (90,9)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)		-2,1 (-2,1)	-2,7 (-2,7)	-3,5 (-3,5)		-4,6 (-4,6)
σ_{Riss}	[MPa]	30,7 (29,0)		22,2 (20,9)	23,5 (22,1)	29,2 (27,5)		32,6 (30,7)
ϵ_{Riss}	[‰]	-0,9 (-0,9)		-0,8 (-0,8)	-0,8 (-0,8)	-1,0 (-1,0)		-1,1 (-1,1)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	83,9 (79,1)		49,4 (46,5)	61,1 (57,6)	75,2 (70,9)		85,1 (80,2)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)		-1,7 (-1,7)	-2,2 (-2,2)	-2,9 (-2,9)		-3,2 (-3,2)
E_{Probe}	[MPa]	33.923		31.371	29.380	29.470		30.400

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

30° - Versagen I

45° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

90° - Versagen I

		0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$	[MPa]	86,9 (81,9)		60,1 (56,6)	69,2 (65,2)			94,7 (89,2)
$\epsilon_{\max}$	[‰]	-3,2 (-3,2)		-2,7 (-2,7)	-2,7 (-2,7)			-3,7 (-3,7)
σ_{Riss}	[MPa]	32,0 (30,2)		24,3 (22,9)	30,0 (28,3)			34,5 (32,5)
ϵ_{Riss}	[‰]	-1,0 (-1,0)		-0,8 (-0,8)	-1,0 (-1,0)			-1,0 (-1,0)
$\sigma_{\text{krit.}}$	[MPa]	81,6 (76,8)		48,9 (46,1)	64,8 (61,0)			87,8 (82,7)
$\epsilon_{\text{krit.}}$	[‰]	-2,8 (-2,8)		-1,7 (-1,7)	-2,3 (-2,3)			-3,1 (-3,1)
E_{Probe}	[MPa]	33.691		29.863	31.227			32.350

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

30° - Versagen II

45° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

90° - Versagen I

Serie: 20180516_1G_0_x_B1

Beton: 1a

	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$ [MPa]	107,71 (100,77)						109,37 (102,32)

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

90° - Versagen I

A3 Zusammenstellung der untersuchten Serien

Serie: 20180516_1G_0_x_B5

Beton: 1a

	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$ [MPa]	106,24 (99,40)						104,21 (97,49)

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

90° - Versagen I

Serie: 20180523_1G_0_x_B8

Beton: 1a

	0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
$\sigma_{\max}$ [MPa]	112,42 (105,78)						106,69 (100,39)

*Spannungswerte zum Versuchszeitpunkt; in Klammern auf 28-Tage-Festigkeit bezogen

0° - Versagen I

90° - Versagen I

A4 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Die folgenden beiden Tabellen geben die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen an. Je Serie, bestehend aus einem Textil und einem Lagenabstand, werden die maximalen Spannungen $\sigma_{\max}$ hergeleitet aus den numerisch ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien angegeben. Hinzu kommt der Quotient aus maximaler Spannung $\sigma_{\max}$ und der angesetzten Betonfestigkeit $f_{\text{cm},28\text{d}}$ im Modell, das in diesem Fall $87,0 \text{ N/mm}^2$ beträgt. Der letzte angegebene Wert repräsentiert die berechneten Querkzugspannungen σ_{Quer} in den PK. Dieser Wert wurde aus den berechneten maximalen Hauptspannungen abgeleitet. Es wurden zwei verschiedene Modellierungen der Öffnungen genutzt. Tabelle A4.1 gibt die Werte der Modelle wieder, bei denen die Öffnung mittels eines Rechtecks und zwei Halbkreisen modelliert wurde. Dahingegen wurden die Öffnungen der Modelle aus Tabelle A4.2 mittels Interpolation mit Linien modelliert, was es ermöglichte, sie mit einem EP-ähnlichen Material zu füllen.

A4 Ergebnisse der numerischen Berechnungen

Tab. A4.1: Zusammenstellung der numerischen Ergebnisse für Modelle mit modellierter Öffnung aus zwei Halbkreisen und einem Rechteck

Serie	Wert	Einheit	Winkel						
			0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Textil 1; 4 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	61,40	49,50	43,10	41,70	33,50	41,76	52,28
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,71	0,57	0,50	0,48	0,39	0,48	0,60
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,26	2,76	3,58	4,39	4,47	4,51	1,91
Textil 1; 8 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	64,49	64,57	49,23	49,81	45,32	48,76	49,41
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,74	0,74	0,57	0,57	0,52	0,56	0,57
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,77	2,78	2,91	3,48	4,72	4,05	2,53
Textil 1; 16 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	66,58	61,77	52,48	50,31	48,06	47,26	56,62
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,77	0,71	0,60	0,58	0,55	0,54	0,65
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,16	2,23	2,64	2,95	3,95	3,98	3,85
Textil 1; 32 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	67,16	62,83	51,40	52,19	51,94	53,05	53,55
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,77	0,72	0,59	0,60	0,60	0,61	0,62
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,43	1,96	2,25	3,05	3,93	3,58	3,57
Textil 5; 4 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	54,67	53,34	48,42	48,93	42,23	50,94	60,34
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,63	0,61	0,56	0,56	0,49	0,59	0,69
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,56	1,82	2,54	3,97	3,39	3,90	3,19
Textil 5; 8 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	54,25	57,30	55,98	56,86	51,96	56,51	58,67
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,62	0,66	0,64	0,65	0,60	0,65	0,67
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,40	2,00	2,20	3,33	3,54	3,47	3,66
Textil 6; 4 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	53,55	41,37	30,99	24,77	21,95	27,99	51,40
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,62	0,48	0,36	0,28	0,25	0,32	0,59
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,27	2,88	5,84	6,14	5,25	5,87	2,80
Textil 6; 8 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	59,04	49,96	42,86	41,27	35,97	41,78	52,59
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,68	0,57	0,49	0,47	0,41	0,48	0,60
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,67	2,24	4,07	4,42	4,48	3,21	
Textil 8; 4 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	55,47		24,49	19,06			56,07
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,64		0,28	0,22			0,64
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	2,21		6,41	6,27			2,52
Textil 8; 8 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	63,46		33,63	34,63			55,09
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,73		0,39	0,40			0,63
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	2,41		5,57	5,65			3,30
Textil 8; 16 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	69,25	57,15	47,22	46,32	42,19	42,19	46,22
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,80	0,66	0,54	0,53	0,48	0,48	0,53
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,46	2,45	4,55	5,51	5,53	5,53	5,08
Textil 8; 32 mm	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	70,41	58,24	52,76	37,11	44,91	44,39	46,27
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28d}$	[-]	0,81	0,67	0,61	0,43	0,52	0,51	0,53
	σ_{Quer}	[N/mm ²]	1,70	2,01	3,09	5,36	5,51	5,51	5,31

Tab. A4.2: Zusammenstellung der numerischen Ergebnisse für Modelle mit modellierter Öffnung interpoliert mit Linien

Serie	Wert	Einheit	Winkel						
			0°	15°	30°	45°	60°	75°	90°
Textil 8; 8 mm;	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	54,35		28,69	23,25			42,53
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28\text{d}}$	[-]	0,62		0,33	0,27			0,49
leer	σ_{Quer}	[N/mm ²]	4,77		6,38	6,44			3,84
Textil 8; 8 mm;	$\sigma_{\max}$	[N/mm ²]	64,27		45,78	39,99			53,32
	$\sigma_{\max}/f_{\text{cm},28\text{d}}$	[-]	0,74		0,53	0,46			0,61
gefüllt	σ_{Quer}	[N/mm ²]	3,27		5,50	5,93			2,81

A5 Untersuchte Gesteinsmodellen

An dieser Stelle wird der Vergleich der Versuchsdaten des Carbonbetons und der Gesteinsmodelle nach SHEOREY [170], RAMAMURTHY/ARORA [150] und NASSERI et al. [129] zusammengetragen. Dabei geben die gezeigten Diagramme, die die maximalen Spannungen σ bezogen auf den Winkel γ darstellen, jeweils die experimentell ermittelten Daten (graue Punkte) einer jeden Carbonbetonserie an und stellen gleichzeitig die „best fit“-Modellkurven (blaue Linie) der einzelnen Gesteinsmodelle dar. Die Ermittlung dieser „best fit“-Werte erfolgt über die Minimierung der quadratischen Fehler bei einer Anpassung der jeweiligen Eingangsparameter der Modelle. Diese Gegenüberstellung stellte eine wichtige Entscheidungsgrundlage zur Auswahl eines geeigneten Analogie-Modells für Carbonbeton dar.

Tab. A5.1: Zusammenstellung der Gesteinsmodelle bezogen auf die Versuchsserien mit der best-fit-Methode (σ in N/mm^2 ; γ in $^\circ$)

Serie	NASSERI et al. [129]	SHEOREY [170]	RAMAMURTHY et al. [150]
20160308_2_0_x_B1
20160308_4_0_x_B1
20160315_8_0_x_B1
20160406_2_0_x_B1_V
20160421_4_0_x_B1_V

Tab. A5.1: Zusammenstellung der Gesteinsmodelle bezogen auf die Versuchsserien mit der best-fit-Methode (σ in [N/mm²]; γ in [°])

Serie	NASSERI et al. [129]	SHEOREY [170]	RAMAMURTHY et al. [150]
20160426_4_0_x_B5
20160429_2_0_x_B5
20160517_4_0_x_B3
20160518_4_0_x_B4
20160607_4_0_x_B6

Tab. A5.1: Zusammenstellung der Gesteinsmodelle bezogen auf die Versuchsserien mit der best-fit-Methode (σ in N/mm^2 ; γ in $^\circ$)

Serie	NASSERI et al. [129]	SHEOREY [170]	RAMAMURTHY et al. [150]
20160720_4_0_x_B2			
20161019_4_0_x_B1			
20161026_4_0_x_B5			
20161103_8_0_x_B1			
20161118_4_0_x_B5			

Tab. A5.1: Zusammenstellung der Gesteinsmodelle bezogen auf die Versuchsserien mit der best-fit-Methode (σ in [N/mm²]; γ in [°])

Serie	NASSERI et al. [129]	SHEOREY [170]	RAMAMURTHY et al. [150]
20170301_4.0_x_B5
20170720_4.0_x_B7
20170712_4.0_x_B8
20170706_8.0_x_B8
20180508_16.0_x_B5

Tab. A5.1: Zusammenstellung der Gesteinsmodelle bezogen auf die Versuchsserien mit der best-fit-Methode (σ in N/mm^2 ; γ in $^\circ$)

Serie	NASSERI et al. [129]	SHEOREY [170]	RAMAMURTHY et al. [150]
20180508_32_0_x_B5			
20180516_16_0_x_B1			
20180516_32_0_x_B1			
20180523_16_0_x_B8			
20180523_32_0_x_B8			