

F 2993

Jürgen Schnell, Andrej Albert, Stephan Eilers

Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Bundesamt für Bauwesen und Raumerdnung

Fraunhofer IRB Verlag

F 2993

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

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2018

ISBN 978-3-7388-0096-8

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

Fraunhofer IRB Verlag Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69 70504 Stuttgart

Nobelstraße 12 70569 Stuttgart

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

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/bauforschung



BAUINGENIEURWESEN Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion Lehrgebiet Experimenteller Massivbau

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Paul-Ehrlich-Straße Gebäude 14, Zimmer 517 67663 Kaiserslautern, Telefon (0631) 2 05 - 31 09 Telefax (0631) 2 05 - 35 55 e-mail: stephan.eilers@bauing.uni-kl.de

Projekt:

K9204553

Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesministeriums für Bau-, Stadtund Raumforschung gefördert. (Aktenzeichen: II 3-F20-12-1-036 / SWD-10.08.18.7-13.04) Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt bei den Autoren.

Inhalt:

Endbericht, Stand 31.1.2016

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert

Dipl.-Ing. (FH) Stephan Eilers, M. Sc.

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines	17
2	Motivation	17
2.1	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen	17
2.1.1	Biegetragfähigkeit	19
2.1.2	Querkrafttragfähigkeit	20
2.1.3	Durchstanztragfähigkeit	22
2.2	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern	23
3	Zielsetzung	24
4	Grundlagen	25
4.1	Bemessung	25
4.1.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume	25
4.1.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen	27
4.1.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern	28
4.2	Maßstabseffekt	29
4.2.1	Maßstabseffekt 1 - Biegeriss	29
4.2.2	Maßstabseffekt 2 - Schubriss	31
4.2.3	Maßstabseffekt 3 - Längsbewehrung	32
4.2.4	Fazit	33
5	Eigene Versuche	35
5.1	Gegenstand der Untersuchungen	35
5.2	Versuchsaufbau	36
5.3	Versuchsprogramm	38
5.4	Versuchskörper	39
5.4.1	Geometrie der Versuchskörper	39
5.4.2	Schubschlankheit	39
5.4.3	Betondeckung	39
5.4.4	Herstellung der Versuchskörper	39
5.5	Baustoffe	40
5.5.1	Betonstahl	40
5.5.2	Beton	41

5.5.3	Frischbetonprüfung	42
5.5.4	Festbetonprüfung	43
5.6	Zugbeanspruchung und Rissbreiten	46
5.6.1	Beanspruchungszustand 1	46
5.6.2	Beanspruchungszustand 2	50
5.7	Querbeanspruchung	52
5.7.1	Gebrauchszustand	52
5.7.2	Bruchzustand	53
5.8	Versuchsdurchführung	54
5.8.1	Versuchsablauf	54
5.8.2	Messtechnik	55
5.9	Versuchsergebnisse	56
5.9.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen	62
5.9.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen	65
5.9.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern	69
5.10	Versuchsauswertung	71
5.10.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen	73
5.10.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen	78
5.10.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern	83
6	Finite-Elemente-Simulationen	87
6.1	Allgemeines	87
6.2	Finite Elemente	88
6.2.1	Strukturelemente	88
6.2.2	Bewehrungselemente	90
6.2.3	Schnittstellenelemente	91
6.3	Lösungsverfahren	92
6.3.1	Lösungsalgorithmen	92
6.3.2	Lösungskriterien	94
6.4	Materialmodelle	97
6.4.1	Allgemeines	97
6.4.2	Rissmodell	97
6.4.3	Beton unter Druckbeanspruchung	

6.4.4	Beton unter Zugbeanspruchung	
6.4.5	Beton unter Schubbeanspruchung	
6.4.6	Stahl unter Druck- und Zugbeanspruchung	111
6.4.7	Verbundgesetze	112
6.5	Finite-Elemente-Modell	114
6.5.1	Modell	
6.5.2	Validierung	
6.5.3	Maßstabseffekte	
6.5.4	Beurteilung	
6.6	Versuchsnachrechnung	
6.6.1	FE-Modelle	126
6.6.2	Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen	132
6.6.3	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen	
6.6.4	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern	140
6.7	Parameterstudie	145
6.7.1	Versuchsprogramm	145
6.7.2	Versuchsserie FE-Q-S0	
6.7.3	Versuchsserie FE-Q-S1	
6.7.4	Versuchsserie FE-Q-S2	
6.7.5	Versuchsserie FE-Q-S3	
6.7.6	Versuchsserie FE-Q-S4	
6.7.7	Versuchsserie FE-Q-S5	
6.7.8	Versuchsserie FE-Q-S6	
6.8	Fazit	
7	Bemessungskonzepte	
7.1	Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen	
7.2	Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen	
7.3	Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern	170
8	Zusammenfassung & Ausblick	172
9	Literatur	175
Anhang A	Versuchsergebnisse	179
Anhang B	Versuchsprogramm	241

Schalungs- und Bewehrungspläne	247
Versuchseinrichtung	268
Messtechnik	269
Batterieschalung	270
	Schalungs- und Bewehrungspläne Versuchseinrichtung Messtechnik Batterieschalung

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Fotoaufnahme einer Geschossdecke in Halbfertigteilbauweise mit gruppierter Anordnung von Leitungen im Bereich des nachträglich zu ergänzenden Betonquerschnittes	18
Abbildung 2.2: Exemplarische Darstellung der linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe bei einer Stahlbetondecke mit und ohne integrierte Leitung im GZT (M_{Ed} = 37,6 kNm/m, C30/37, h = 20 cm, d = 17 cm, d _o = 70 mm, a _{s1} = a _{s2} = 7,54 cm ² /m (aus Zwang).	19
Abbildung 2.3: Vergleichende Darstellung der Ergebnisse aus physikalisch nichtlinearen Traglastberechnungen anhand der Biegemomentenverläufe für eine einfeldrige Stahlbetondecke I = 6,0 m mit und ohne integrierte Leitungen mit den Eigenschaften nach Abbildung 2.2.	20
Abbildung 2.4: Zusammenhang zwischen der Modellsicherheit γ_{mod} für das Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 6.2a und der Längsdruckspannung σ_{cp} für 217 Querkraftversuche an Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung mit C _{Rk,c,mod} = 0,1402 und k ₁ = 0,12 aus (DAfStb 597).	21
Abbildung 4.1: Übersicht zu den fallweisen Abminderungsfaktoren k_o und deren Anwendungsgrenzen (Auszug aus Abschnitt 6.2.2 (DAfStb 600)).	27
Abbildung 4.2: Spannungsverteilung in biegebeanspruchten Betonkörpern unterschiedlicher Höhe unter Bruchlast aus (DAfStb 444).	29
Abbildung 4.3: Grafische Darstellung des Maßstabseffektes nach (MC 1990) für die Biegezugfestigkeit im Vergleich zur zentrischen Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Balkenhöhe	30
Abbildung 4.4: Schematische Darstellung der angenommenen Spannungsverteilung in einem Schubriss aus (Zink 2000)	31
Abbildung 4.5: Prinzipielle Darstellung der Spannungsverteilung im Beton infolge der Verdübelungswirkung durch die Längsbewehrung aus (Zink 2000).	32
Abbildung 4.6: Vergleich zwischen den Maßstabsfunktionen nach (DIN EN 1992-1-1) und (MC 1990) zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit von Betonbauteilen.	34
Abbildung 5.1: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus für die Serien S0-S7 (Integrierte Leitungen).	36
Abbildung 5.2: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus für die Serie S8 (Cobiax Hohlkörperdecke "Eco-Line" E-180).	36
Abbildung 5.3: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus für die Serie S9 (Cobiax Hohlkörperdecke "Slim-Line" S-180).	37

Abbildung 5.4: Fotoaufnahme der Versuchseinrichtung mit eingebautem Probekörper,	27
Querkraittraverse und stimseitigen Koppelplatten für die Einleitung der Zugkrait	37
Abbildung 5.5: Fotoaufnahmen der Sägequerschnitte durch die Versuchskörper mit	
Cobiax Slim-Line S-180 (rechts).	40
Zugprüfung des Spannstahls SAS 900/1100 Tvp FA. Stahlwerk Annahütte (Quelle:	
Stahlwerk Annahütte, 2013).	40
Abbildung 5.7: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit und dem	
Festbetonalter für alle Versuchsserien.	44
Abbildung 5.8: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten des Flastizitätsmoduls und dem	
Festbetonalter für alle Versuchsserien.	44
Abbildung 5.9: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Spaltzugfestigkeit und dem	
Festbetonalter für alle Versuchsserien.	45
Abbildung 5,10: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen bewehrten Zugstab	
aus Beton aus (DAfStb 466)	46
Abbildung 5.11: Beispielhafte Beziehung zwischen Zugspannung und Rissöffnung für einen	
zentrischen Zugversuch an einem gekerbten, unbewehrten Probekörper aus Normalbeton	
aus (DAfStb 444)	47
Abbildung 5.12: Exemplarische Beziehung zwischen Längszugkraft und Stahldehnung	
(DMS) bzw. Bauteildehnung (WAN) für einen Versuchskörper unter Längszug- und	E A
Querbelastung.	54
Abbildung 5.13: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen	
Stanidennungen in der Zugbewenrung unter der Lasteinieltung für einen massiven Versuchskörper ohne Längszug (N0)	
Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen massiven	
Versuchskörper mit 50% Längszug (N1).	59
Abbildung 5.15: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen	
Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen massiven	
Versuchskörper mit 100% Längszug (N2)	59
Abbildung 5.16: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen	
Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen Versuchskörper mit	~~~
integnenten Leitungen onne Langszug (NO).	

Abbildung 5.17: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen Versuchskörper mit integrierten Leitungen mit 50% Längszug (N1).	60
Abbildung 5.18: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen Versuchskörper mit integrierten Leitungen mit 100% Längszug (N2).	61
Abbildung 5.19: Exemplarische Last-Verformungs-Beziehungen für massive Versuchskörper mit 0% (N0), mit 50% (N1) und mit 100% (N2) der Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2.	62
Abbildung 5.20: Beziehung zwischen Prüflast und Durchbiegung für die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen aus der Versuchsserie V-Q-S4-H und Darstellung der Tragsystemgrenze zwischen Balkentragwirkung und Sprengwerk	66
Abbildung 5.21: Fotoaufnahme des Versuchskörpers V-Q-S4-H-N2-6 mit ausgeprägter Sprengwerktragwirkung im Bruchzustand	66
Abbildung 5.22: Schubrissneigungswinkel im Bruchzustand an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen do = 90 mm unter Längszug der Versuchsserie V-Q-S1-H.	67
Abbildung 5.23: Fotoaufnahme des Versuchskörpers V-Q-S8-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Eco-Line im Bruchzustand	69
Abbildung 5.24: Fotoaufnahme des Versuchskörpers V-Q-S9-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Slim-Line im Bruchzustand	69
Abbildung 5.25: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).	75
Abbildung 5.26: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (rechts).	75
Abbildung 5.27: Beziehung zwischen experimenteller Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,nom}$ und der Längszugspannung σ_{cp} für die Versuche an massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug.	77
Abbildung 5.28: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).	80

Abbildung 5.29: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für

rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).	80
Abbildung 5.30: Beziehung zwischen der Modellsicherheit bezogen auf die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und dem	
Abminderungsfaktor k_o mit und ohne Längszugbeanspruchung	81
Abbildung 5.31: Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung	
$\Delta v_{\text{Rm,c,nom}}$ und dem Mittelwert der Längszugspännung o _{cp} für die Versuche an Plattenstreiten mit integrierten Leitungen mit Längszug.	82
Abbildung 5.32: Beziehung zwischen Modellsicherheit der rechnerischen	
Querkrafttragfähigkeit und dem Längsbewehrungsgrad für Querkraftversuche an 506 Massivdecken, 22 Cobiax Hohlkörperdecken ohne Längszug und 4 Cobiax	
Hohlkörperdecken mit Längszug.	85
Abbildung 5.33: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für	
rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).	85
Abbildung 5.34: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (rechts).	
Abbildung 5.35: Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung $\Delta v_{\text{Rm,c,nom}}$ und dem Mittelwert der Längszugspannung σ_{cp} für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit Längszug.	86
Abbildung 6.1: Scheibenelement allgemein (links oben),Volumenelement allgemein (rechts oben), 8-Knoten-Scheibenelement CQ16M (links unten) und 20-Knoten-Volumenelement (rechts unten) aus (DIANA 2014).	89
Abbildung 6.2: Topologie eines sektionalen, eingebetteten Bewehrungsstabes in einem Scheibenelement (links) und in einem Volumenelement (rechts) aus (DIANA 2014)	90
Abbildung 6.3: Topologie der Interface-Elemente. Ebenes Interface-Element "CL12I" (links) und räumliches Interface-Element "CQ48I" (rechts) aus (DIANA 2014)	91
Abbildung 6.4: Grafische Darstellung des Zusammenhanges zwischen linearer Steifigkeit und den Kraft- und Verschiebungsgrößen bei der "Standard-Newton-Raphson"-Methode aus (DIANA 2014).	93
Abbildung 6.5: Grafische Darstellung der "Line-Search"-Methode zur iterativen Anpassung des Verschiebungsvektors während dem Iterationsprozess aus (DIANA 2014).	94
Abbildung 6.6:Grafische Darstellung des Energiekriteriums als Konvergenzgrenze in einem numerischen, iterativen Lösungsprozess aus (DIANA 2014)	95

Abbildung 6.7: Exemplarischer Verlauf der Konvergenzgenauigkeit für eine physikalisch nichtlineare Berechnung des Querkraftversagens an einem Plattenstreifen aus Stahlbeton mit der Finite-Elemente-Methode.	96
Abbildung 6.8: Qualitative, bildliche Darstellung der unterschiedlichen Bruchprozesszonen für einen Keilspaltversuch an einer Stahlprobe (links) und an einer Betonprobe (rechts)	
Abbildung 6.9: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einaxial druckbeanspruchte Würfel- und Zylinder aus Normalbeton C25/30 nach (Thorenfeldt et al. 1987) und nach (DIN EN 1992-1-1).	
Abbildung 6.10: Funktion zur Abminderung der Druckfestigkeit gerissener Betonquerschnitte unter gleichzeitiger Beanspruchung aus Druck und Zug aus (Vecchio & Collins 1993)	102
Abbildung 6.11: Qualitative Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung und der Rissbildung im Querschnitt für eine zentrisch belastete Zugprobe aus Beton aus (DAfStb 419).	
Abbildung 6.12: Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die zentrische Zugbeanspruchung eines Betonquerschnitts nach dem Modell von (Hordijk 1991) aus (DIANA 2014).	105
Abbildung 6.13: Gegenüberstellung der Modellsicherheit als Quotient aus experimentell ermittelter und rechnerischer Bruchenergie für die Formulierungen in (MC 1990), (MC 2010) und (DAfStb 444).	
Abbildung 6.14: Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für den Zugversuch K4 aus (DAfStb 444) und für die numerische Berechnung mit dem bilinearen Entfestigungsmodell nach (MC 2010) und dem nichtlinearen Modell nach (Hordijk 1991)	
Abbildung 6.15: Vereinfachtes Modell zur Beschreibung der Schub- und Normalspannungen zwischen den Rissufern in Abhängigkeit der Rissbreite für Normalbetone mit einem Größtkorndurchmesser d_G = 16 mm aus (Walraven 1980).	
Abbildung 6.16: Modell der konstanten Abminderung des Schubmoduls nach Rissbildung zur Beschreibung des Zusammenhanges von Schubspannung und -gleitung aus (DIANA 2014)	110
Abbildung 6.17: Exemplarische Darstellung des Zusammenhang zwischen dem schädigungsbasierten Restschubfaktor β und der Rissdehnung in normaler Richtung analog zur Entfestigungsfunktion nach (Hordijk 1991)	111
Abbildung 6.18: Bildliche Darstellung des isotropen Plastizitätsgesetzes nach Tresca und von Mises aus (DIANA 2014) zur Berücksichtigung eines elastisch-plastischen Werkstoffverhaltens der Bewehrung in Finite-Elemente-Berechnungen	111
Abbildung 6.19: Beziehung zwischen Verbundspannung t_t und Schlupf dt im Verbundgesetz nach Noakowski aus (DIANA 2014).	113

Abbildung 6.20: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die	111
Nachrechnung der Bauteliversuche an massiven Plattenstreiten aus (DATStd 597).	114
Abbildung 6.21: Beziehung zwischen Modellsicherheit und Längsbewehrungsgrad für die	
(DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA).	117
Abblidung 6.22: Einfluss der Stanifestigkeit auf die mit FEM berechnete Stelfigkeit und Querkrafttragfähigkeit von einem Stahlbetonbauteilen mit einem Längsbewehrungsgrad	
$\rho_{\rm l} = 0.25\%$.	119
Abbildung 6.23 [°] Lastanordnung und Querschnitte für die vier Versuchsreihen zur Ermittlung	
des Einflusses der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit aus (Kani 1968)	120
Abbildung 6.24 [.] Experimentelle Hauptbruchspannungen T _{p-} in Abbängigkeit von der	
Schubschlankheit a/d für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968)	121
Abbildung 6.25: Schematische Darstellung der Modellvarianten mit eingebetteter Bewehrung	
(oben) und diskreter Bewehrung (unten)	122
Abbildung 6.26: Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen $\sigma_{\rm e}$ mit	
dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung in Abhängigkeit von der	
Schubschlankheit a/d für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968)	123
Abbildung 6.27: Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen σ_u mit	
dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung in Abhängigkeit von der	
Schubschlankheit a/d für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968)	123
Abbildung 6.28: Abbildung 6.28: Experimentell und rechnerisch bestimmte	
Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung für vier	12/
	127
Abbildung 6.29: Experimentell und rechnerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit dem Einite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968)	124
	127
Abbildung 6.30: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die	
unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S0-S9).	127
Abbildung 6.31: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die	
Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter	
kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S0-S7).	127
Abbildung 6.32: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die	
Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter	
kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S9).	128

Abbildung 6.33: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung der Versuchsserie S9.	128
Abbildung 6.34: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung aus den Finite-Elemente-Berechnungen.	132
Abbildung 6.35: Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung $\Delta v_{Rm,c,nom,FEM}$ und der Längszugspannung σ_{cp} für die Finite-Elemente-Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug.	134
Abbildung 6.36: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von massiven Plattenstreifen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).	135
Abbildung 6.37: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung aus den Finite-Elemente-Berechnungen.	136
Abbildung 6.38: Beziehung zwischen der Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,nom,FEM}$ und der mittleren Längszugspannung σ_{cp} für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug.	138
Abbildung 6.39: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).	
Abbildung 6.40: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung aus den Finite-Elemente-Berechnungen.	140
Abbildung 6.41: Beziehung zwischen der Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,nom,FEM}$ und der mittleren Längszugspannung σ_{cp} für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug.	142
Abbildung 6.42: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax E-180 im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).	143
Abbildung 6.43: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax E-180 im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).	144
Abbildung 6.44 Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen der Serie FE-Q-S0 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zu den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit.	148

Abbildung 6.45: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE- Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S0.	149
Abbildung 6.46: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S1 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.	150
Abbildung 6.47: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE- Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S1.	151
Abbildung 6.48: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S2 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.	152
Abbildung 6.49: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE- Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S2.	153
Abbildung 6.50: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S3 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.	154
Abbildung 6.51: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE- Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S3.	155
Abbildung 6.52: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S4 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.	156
Abbildung 6.53: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE- Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S4.	157
Abbildung 6.54: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S5 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.	158
Abbildung 6.55: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE- Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S5.	159
Abbildung 6.56: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S6 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.	

Abbildung 6.57: Bruchschubspannungsdifferenz ∆v _{Rm,c,ref} in Abhängigkeit der	
Langszügspannung O _{cp} (innks) und der statischen Bauteinforte (rechts) für die FE-	
Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S6.	161
Abbildung 6.58: Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor k_1 und dem Abminderungsfaktor k_0	
für 270 FE-Berechnungen an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter	
Längszug.	164
Abbildung 6.59: Modellsicherheit für die numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeiten von	
Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug in Bezug auf die Mittelwerte (links)	
und die charakteristischen Werte der modifizierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit	
	405
(recnts)	165
Abbildung 7.1: Grafische Übersicht zur resultierenden Abminderung im modifizierten	
Bemessungskonzept von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug für	
die Mittelwerte der rechnerischen Querkrafttradfähigkeit	168
	100
Abbildung 7.2: Grafische Übersicht zur resultierenden Abminderung im modifizierten	
Bemessungskonzept von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug für	
die charakteristischen Werte der rechnerischen Ouerkrafttradfähigkeit	160
	109

Tabellenverzeichnis

Tabelle 5.1: Tabellarische Darstellung der Hohlraumvarianten und Hohlraumelemente für dieQuerschnittsschwächung in den Versuchsserien
Tabelle 5.2: Zusammensetzung des verwendeten Normalbetons C25/30 der Firma Trapobet(Werk Pirmasens) für die Herstellung der Versuchskörper (Quelle: Firma Trapobet, WerkPirmasens, Sorte I5011, 2013)
Tabelle 5.3: Betontechnologische Daten zu den Frischbetonprüfungen der VersuchsserienS0 - S9
Tabelle 5.4: Art und Anzahl der Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390 für einen Betoniervorgang.
Tabelle 5.5: Experimentelle Zugkraft, experimentelle Stahlspannung, Rissbreiten undRissabstände für die Versuchskörper unter Zugbeanspruchung in Bauteillängsrichtung nachAbschnitt 7.3.4 (DIN EN 1992-1-1) und (DIN EN 1992-1-1/NA)
Tabelle 5.6: Experimentelle Längszugkräfte. 51
Tabelle 5.7: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an massiven Stahlbetonplattenstreifen. 64
Tabelle 5.8: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche anStahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen.68
Tabelle 5.9: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche anStahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern.70
Tabelle 5.10: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von massivenPlattenstreifen aus Stahlbeton unter Längszugbeanspruchung.74
Tabelle 5.11: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszugbeanspruchung
Tabelle 5.12: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Cobiax Hohlkörpern unter Längszugbeanspruchung
Tabelle 6.1: Richtwerte für die Konstanten für die Berechnung der Verbundspannung in Abhängigkeit der Stahlsorte und der Beton- bzw. Mörtelfestigkeit
Tabelle 6.2: Parameter des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an massiven Plattenstreifen aus (DAfStb 597)115
Tabelle 6.3: Einzel -und Auswahlkriterien für die Filterung der Datenbank mit Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Bügel unter Einzellast.

Tabelle 6.4: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der	
Querkraftversuche an massiven Plattenstreifen unter kombinierter Quer- und	
Längszugbeanspruchung der Versuchsserien (S0-S9).	129
Tabelle 6.5: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der	
Querkraftversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter kombinierter Quer- und	
Längszugbeanspruchung (S0-S7)	130
Tabelle 6.6: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der	
Querkraftversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern (S8-S9) unter kombinierter	
Quer- und Längszugbeanspruchung	131
Tabelle 6.7: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von massiven	
Plattenstreifen aus Stahlbeton unter Längszugbeanspruchung aus den FE-Berechnungen	133
Tabelle 6.8: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen	
aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszugbeanspruchung aus den FE-	
Berechnungen.	137
Tabelle 6.9: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen	
aus Stahlbeton mit integrierten Cobiax Hohlkörpern unter Längszugbeanspruchung	141
Tabelle 6.10: Versuchsprogramm für die FE-Parameterstudie zur Querkrafttragfähigkeit von	
Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug.	145

1 Allgemeines

Im Rahmen eines Forschungsprojektes gefördert aus Mitteln der Bundesinitiative "Zukunft Bau" des BBSR werden experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung durchgeführt. Das Projekt ist ein Kooperationsprojekt zwischen den Forschungspartnern Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet für Massivbau und Baukonstruktion unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell und Hochschule Bochum, Fachgebiet Massivbau unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Andrej Albert.

Der erste Teil des Forschungsprojektes wird an der TU Kaiserslautern bearbeitet. In diesem Projektteil wird mit einem Versuchsprogramm aus 60 Großversuchen die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Hohlräumen unter Längszug experimentell erforscht.

Der zweite Teil des Forschungsprojektes wird von dem Forschungspartner an der HS Bochum bearbeitet. In dem zweiten Teil des Forschungsprojektes wird die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Hohlräumen unter Längszug mit Hilfe von numerischen, physikalisch nichtlinearen Berechnungen an Finite-Elemente-Modellen durchgeführt.

Der vorliegende Endbericht beinhaltet die Ergebnisse aus beiden Projektteilen.

2 Motivation

2.1 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Geschossdecken im Hochbau werden üblicherweise als Stahlbetondecken ausgeführt. Die Bauweise hat sich aufgrund der vielfältigen Bautechnik und dem hohen Widerstand gegenüber physikalischen und chemischen Einwirkungen als wirtschaftlich alternativlos durchgesetzt. In aller Regel sind Stahlbetondecken aus einer Biege- und Zwangbemessung so dimensioniert, dass der Einbau einer Querkraftbewehrung nicht erforderlich ist. Im Unterschied zu balkenähnlichen Bauteilen wie Unterzügen, kann bei Platten auf die Anordnung einer Mindestquerkraftbewehrung verzichtet werden. Dies kann mit einem guten Spannungsumlagerungsvermögen nach Rissbildung durch mehraxiale Spannungszustände begründet werden. Zudem ist bei Platten nur selten eine konstant hohe Querbelastung entlang der Auflagerachse zu verzeichnen. Demnach ist bei Platten im Gegensatz zu balkenähnlichen Bauteilen die Wahrscheinlichkeit groß, dass neben gerissenen Querschnittsbereichen infolge Querkrafteinwirkung auch ungerissene Querschnittsbereiche verbleiben. Definitionsgemäß gilt ein flächenartiges Bauteil nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*) dann als Platte, wenn die kleinste Dimension in der Ebene mindestens der 5fachen Gesamtdicke entspricht. Dies trifft auf annähernd alle Hochbaudecken zu.

In der Baupraxis werden Hochbaudecken allerdings zunehmend als Installationsraum für die horizontale Verteilung der Gebäudetechnik genutzt, wodurch der Deckenquerschnitt geschwächt wird. Der wesentliche Grund für diesen Umstand ist weniger technischer als wirtschaftlicher Natur, weil der technologische Fortschritt in der Gebäudetechnik und die zunehmende Gebäudeautomation mit einem zunehmenden Raumbedarf einhergehen. Die Gebäudetechnik verringert das hochwertig nutzbare Raumvolumen durch eine Vergrößerung des abgehängten Deckenraumes und/oder des Hohl- bzw. Doppelbodenraumes, was

¹ DIN EN 1992-1-1:2011, 5.3.1 (4)

letztendlich bei konstanter lichter Geschosshöhe zu einer Vergrößerung der Geschosshöhe führt. Der technologische Fortschritt in der Heiz-, Kühl- und Lüftungstechnik und der zunehmende Einsatz von Technologien zur Nutzung erneuerbarer Energiequellen führen zu einem überproportionale Anstieg aller Leitungsquerschnitte durch geringe Heizkreistemperaturen, höhere Kühlkreistemperaturen und eine zunehmende mechanische Gebäudebelüftung. Diese Tendenz ist eine notwenige Folge der EU-Gebäuderichtlinie zur Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden, mit der Maßnahmen zur Verbesserung der Energieeffizienz von Gebäuden und damit zur Senkung der Treibhausgasemissionen seit 2002 für alle Mitgliedstaaten verbindlich eingeführt wurden.



Abbildung 2.1: Fotoaufnahme einer Geschossdecke in Halbfertigteilbauweise mit gruppierter Anordnung von Leitungen im Bereich des nachträglich zu ergänzenden Betonquerschnittes.

Die Querschnittsschwächung einer Stahlbetondecke kann zu einer Traglastreduktion führen. Unter Querbelastung können davon drei wesentliche Tragwiderstände betroffen:

- Biegetragfähigkeit
- Querkrafttragfähigkeit
- Durchstanztragfähigkeit

2.1.1 Biegetragfähigkeit

Die Grundlagen für die Biegebemessung von Stahlbetondecken sind in DIN EN 1992-1-1:2011 geregelt. Ausdrücklich gelten die Bedingungen nach DIN EN 1992-1-1:2011, 6.1 (2) nur für ungestörte Bereiche (B-Bereiche), in denen die Bernoulli-Hypothese, also ein Ebenbleiben der Querschnitte mit einem linearen Dehnungsverlauf, gilt. Gestörte Bereiche mit Diskontinuitäten (D-Bereiche) sind nach DIN EN 1992-1-1:2011, 6.5 mit Stabwerkmodellen zu bemessen. Unter der Voraussetzung, dass die Mindestbetondeckungen zur Sicherstellung des Verbundes zwischen Beton und Betonstahl eingehalten sind und die Zugfestigkeit bei der Biegebemessung normkonform vernachlässigt wird, ergibt sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) bei einer Stahlbetondecke mit integrierter Leitung dann eine identische lineare Dehnungsverteilung über den Querschnitt, wenn sich der Leitungsquerschnitt im zugbeanspruchten Querschnittsbereich befindet. Für diesen überwiegenden Fall kann eine Biegebemessung nach DIN EN 1992-1-1:2011, 6.1 wie für massive Querschnitte mit den bekannten, Bemessungstafeln mit dimensionslosen Beiwerten durchgeführt werden. Für alle anderen Fälle müssen in einer Querschnittsanalyse alle maßgebenden Spannungsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit geführt werden. Für die Berechnung der Rissbreiten ist im maßgebenden, reduzierten Querschnitt der effektive Bewehrungsgrad zu berücksichtigen.



Abbildung 2.2: Exemplarische Darstellung der linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe bei einer Stahlbetondecke mit und ohne integrierte Leitung im GZT (M_{Ed} = 37,6 kNm/m, C30/37, h = 20 cm, d = 17 cm, d_o = 70 mm, a_{s1} = a_{s2} = 7,54 cm²/m (aus Zwang).

Sofern die angenommenen Voraussetzungen für die Biegebemessung zutreffen, sollten sich auch unter realitätsnahen Bedingungen annähernd identische Biegebruchmomente ergeben. Für die in Abbildung 2.2 dargestellten Deckenquerschnitte kann diese Annahme mit Hilfe von numerischen, physikalisch nichtlinearen Traglastberechnungen bestätigt werden. Wie in Abbildung 2.3 dargestellt, wird die Biegetragfähigkeit durch die integrierten Leitungen unter den genannten Voraussetzungen nicht wesentlich beeinflusst.

Das Auftreten von direkten und indirekten Längszugspannungen wird bei der Biege- und Zwangbemessung von Stahlbetonquerschnitten bereits berücksichtigt. Da der Einfluss der Zugfestigkeit des Betons bei der Biegebemessung vernachlässigt wird, ist ein darüber hinaus gehender, ungünstiger Einfluss von Längszugspannungen nicht zu erwarten. Der Einfluss von integrierten Leitungen auf die Biegetragfähigkeit von Stahlbetondecken ist nicht Gegenstand der Forschungsarbeit und wird nicht weitergehend behandelt.



Abbildung 2.3: Vergleichende Darstellung der Ergebnisse aus physikalisch nichtlinearen Traglastberechnungen anhand der Biegemomentenverläufe für eine einfeldrige Stahlbetondecke I = 6,0 m mit und ohne integrierte Leitungen mit den Eigenschaften nach Abbildung 2.2.

2.1.2 Querkrafttragfähigkeit

Das Querkraftversagen ist gegenüber dem Biegeversagen ein sprödes Querschnittsversagen ohne wesentliche Vorankündigung, da sich die Tragfähigkeit überwiegend aus Betontraganteilen zusammensetzt. Aufgrund der nichtlinearen Bruchmechanik in gerissenen Betonstrukturen ist die Varianz von analytischen und empirischen Formulierungen für die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich mit Versuchsergebnissen nicht geringer und häufig größer als die natürliche Varianz der Betonzugfestigkeit. Auch aus diesem Grund wird die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1:2011, 6.2.2, Gl. 6.2a in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011 mit einer empirischen Beziehung formuliert, die schon in dieser Form seit der Veröffentlichung des Model Codes 1990 *(MC 1990)* als empfohlene Bemessungsgrundlage weitläufig bekannt ist.

Der Einfluss von Längsdruck- und Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit wird nach DIN EN 1992-1-1:2011, 6.2.2, Gl. 6.2a über eine Abminderungsfunktion $\Delta V_{Rd,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp}$ berücksichtigt, mit der die Querkrafttragfähigkeit proportional zu den Längsspannungen σ_{cp} korrigiert wird. Der Vorfaktor wird nach DIN EN 1992-1-1/NA:2011 national mit $k_1 = 0,12$ in Ansatz gebracht. Dabei wirken sich Längsdruckspannungen günstig (Vorzeichen positiv) und Längszugspannungen ungünstig (Vorzeichen negativ) auf die Querkrafttragfähigkeit aus. Dieser Ansatz geht im Wesentlichen auf den günstigen Einfluss von Längsdruckspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit zurück, der in vielen experimentellen Versuchen an Spannbetonbauteilen festgestellt wurde. Eine umfassende Auswertung der Modellsicherheiten für die Querkraftbemessung von Konstruktionsbetonbauteilen ist in (*DAfStb 597*) dokumentiert.



Abbildung 2.4: Zusammenhang zwischen der Modellsicherheit γ_{mod} für das Bemessungskonzept nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 6.2a und der Längsdruckspannung σ_{cp} für 217 Querkraftversuche an Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung mit $C_{Rk,c,mod} = 0,1402$ und $k_1 = 0,12$ aus (DAfStb 597).

Verantwortlich für das günstigere Tragverhalten unter Vorspannung ist eine Erhöhung der Sprengwerktragwirkung durch die Überdrückung des Querschnittes. Im Gegensatz dazu existieren bisher nur wenige, vergleichbare Versuchsergebnisse zum Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken (*DAfStb 275*), (*Mattock 1969*) und (*Collins et al. 1996*), die erst in der frühen Vergangenheit durch die Arbeit von (*Ehmann 2003*) deutlich erweitert wurden. Einheitlich ist bei diesen Versuchen der traglastmindernde Einfluss von Längszugspannungen bei nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen. In (*DAfStb 275*) wurde bereits ein linearer Zusammenhang zwischen Längszugspannung und Reduktion der Querkrafttragfähigkeit festgestellt, der im Bemessungszustand nach heutiger Formulierung $\Delta V_{Rd,c} = 0, 10 \cdot \sigma_{cp}$ betragen würde. Demnach scheint die Verwendung eines einheitlichen Vorfaktors k₁ sowohl für Längsdruck- als auch Längszugspannungen zunächst plausibel, wenn auch statistisch nicht eindeutig belegt. Die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit durch Längszugspannungen wird auf die Rissbreitenvergrößerung und damit auf die Reduktion der Rissreibung zwischen Rissufern im Schubriss zurückgeführt, die als Querkrafttragnteil mechanisch anerkannt ist.

In den letzten Jahren wurde der Einfluss von integrierten Leitungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung an der Technischen Universität Kaiserslautern eingehend erforscht (*Thiele 2010*), (*Schnell & Thiele 2010*), (*Schnell & Thiele 2011a*), (*Schnell & Thiele 2011b*). Es wurde in den Forschungsarbeiten einheitlich festgestellt, dass integrierte Leitungen die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung herabsetzen. Dabei wurden Leitungen mit verschiedenen Querschnittsformen und -größen in verschiedenen Einbaupositionen untersucht und entsprechende Korrekturfaktoren abgeleitet, mit denen die normierte Querkrafttragfähigkeit abgemindert werden kann. Die Traglastreduktion ist für die Öffnungsparameter derart unterschiedlich, dass sich eine fallweise Unterscheidung mit unterschiedlichen Abminderungsfaktoren als zielführend herausgestellt hat. Die Abminderungsfaktoren sind mit den nationalen Erläuterungen zu EC2 (*DAfStb 600*) als Ergänzung zum bestehenden Bemessungskonzept verbindlich eingeführt.

Mit Ausnahme von wenigen Tastversuchen existieren jedoch keine Erkenntnisse zum Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungen. Längszug kann in Hochbaudecken als indirekte oder direkte Einwirkung auftreten.

Zu den indirekten Einwirkungen gehören innere oder äußere Zwangskräfte, die sich infolge von Schwindprozessen und Temperatureinwirkungen im Zusammenspiel mit den Lagerungs- und Festhaltungsbedingungen der Decken einstellen. Zu den direkten Einwirkungen gehören Horizontalkräfte aus Wind und Erdbeben oder Horizontalkräfte, die sich aus den Abtriebskräften bei schräg stehenden, lastabtragenden Bauteilen in den Decken einstellen. Eine experimentelle und theoretische Untersuchung der vermeintlich ungünstigen Kombination aus Querschnittsschwächung und gleichzeitigem Längszug ist für die Bauforschung von Bedeutung.

Nach Abschnitt 6.2.2 (*DIN EN 1992-1-1*) ist der Einfluss von Zwang auf die Längsspannungen nicht zu berücksichtigen, was mit dem Abbau von Zwangsspannungen durch eine planmäßige Rissbildung im Ansatz vertreten werden kann. Allerdings ist der Betonquerschnitt selbst bei einer abgeschlossenen Rissbildung nicht vollständig spannungslos, wie beispielsweise die theoretischen Modelle zur zugversteifenden Wirkung des Betons in gerissenen Stahlbetonbauteilen zeigen (*MC 1990*), (*DAfStb 466*). Diese Tatsache muss bei der Untersuchung des Einflusses von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Leitungen kritisch beurteilt werden.

2.1.3 Durchstanztragfähigkeit

Das Durchstanzversagen ist ein lokales Querkraftversagen in Plattenbereichen, in denen große Lasten mit einer relativ kleinen Aufstandsfläche eingeleitet werden. Klassischerweise bildet die Durchstanztragfähigkeit einen Grenzzustand der Tragfähigkeit bei punktgestützten Flachdecken und bei Stützen auf Fundamenten. Die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung kann nach Gl. 6.47 (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) über eine Beziehung bemessen werden, die auf dem gleichen mechanischen Hintergrund wie die Formulierung zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit beruht.

Somit ist davon auszugehen, dass Querschnittsschwächungen im Durchstanzbereich Einfluss auf den Verlauf des Ausbruchkegels nehmen und aufgrund der lokalen Begrenzung des Durchstanzens unmittelbar die Durchstanztragfähigkeit herabsetzen. Vergleichbar ist dieser Umstand mit einer konstanten Querschnittsschwächung einer Decke entlang einer linienförmigen Auflagerung, wie es sich bei der Verlegung von deckenintegrierten Leitungen im Querkraftbereich parallel zu Wänden oder Unterzügen darstellt. Diese Konstellation entspricht dem üblichen Aufbau der durchgeführten Laborversuche zur Querkrafttragfähigkeit an Plattenstreifen. Demgegenüber ist nach *(Reineck 1999)* die Durchstanztragfähigkeit in Stützungsnähe ca. 20% größer als die Querkrafttragfähigkeit, was auf die räumliche Tragwirkung im Durchstanzbereich zurückgeführt werden kann. Dieser Effekt verliert sich mit zunehmendem Abstand von der Stützung, bis bei einer Entfernung von näherungsweise dem 5fachen der statischen Höhe die Durchstanztragfähigkeit gleich der Querkrafttragfähigkeit ist.

Insbesondere bei punktgestützten Flachdecken ist eine hinreichende Durchstanztragfähigkeit häufig nur durch den Einbau von Durchstanzbewehrung zu erzielen. In diesen Bereichen bietet sich eine Leitungstrassierung aufgrund der baulichen Durchbildung in der Regel nicht an. Nach Abschnitt 6.4.2 (3) (*DIN EN 1992-1-1*) sind Deckenöffnungen in einem Abstand kleiner der 6fachen statischen Deckenhöhe von dem Stützungsanschnitt bei der Bestimmung des Rundschnittes ungünstig zu berücksichtigen. Dieser Bemessungsansatz müsste dann auch beispielsweise auf Leitungen mit großen Durchmessern d_o \ge 0,2 d analog angewendet werden. Baupraktisch relevant sind vor allem aber Leitungen und Leerrohre mit einem Durchmesser von d_o < 0,2 d aus der Elektroverteilung und der thermischen Bauteilaktivierung, welche die Stahlbetondecken unmittelbar als raumbezogenes Übergabesystem der Heiz- und Kühlkreisläufe nutzen. In (*Hegger & Siburg 2012*) wurden experimentelle Untersuchungen zur Anordnung von horizontalen Lei-

tungen im Bereich von Innenstützen durchgeführt und ein Bemessungsmodell für die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen entwickelt. Der Einfluss von Leitungen auf die Durchstanztragfähigkeit von Stahlbetondecken ist nicht Gegenstand dieser Forschungsarbeit und wird daher nicht weitergehend behandelt. Es ist jedoch aufgrund der bruchmechanischen Ähnlichkeit mit dem Querkraftversagen wahrscheinlich, dass die Ergebnisse dieses Forschungsprojektes zum Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen eine begründete Vermutung zum Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit zulassen.

2.2 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Neben Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen existieren auch andere Deckensysteme in Stahl- und Spannbetonbauweise, die planmäßig mit integrierten Hohlräumen zur Gewichtseinsparung ausgeführt werden. Zu diesen Systemen zählen die Hohlkörperdecken, welche mit integrierten Verdrängungskörpern versehen sind und wie die Massivdecke ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden. Der wesentliche Vorteil der Hohlkörperdecke gegenüber der Massivdecke ist das mit zunehmender Schwächung günstigere Verhältnis von Biegesteifigkeit zu Eigengewicht, wodurch unter hochbauüblichen Nutzlasten größere Deckenspannweiten bei gleicher Durchbiegung erzielt werden können. Zudem wirkt sich das reduzierte Eigengewicht der Decken günstig auf die gesamte Tragstruktur aus, so dass sich wirtschaftlichere Querschnitte für die lastabtragenden Bauteile ergeben. Des Weiteren sind die Verformungen von Tragwerken mit Hohlkörperdecken aus horizontallastinduzierten Schwingungen infolge Wind und Erdbeben im Allgemeinen geringer.

Für die Hohlkörperdecken der Firma Cobiax, die als zweiachsig gespannte Flachdecken eingesetzt werden, wurden in den vergangen Jahren weitreichende Forschungsarbeiten zur Biegetragfähigkeit, Biegesteifigkeit, Drillsteifigkeit, Querkrafttragfähigkeit und zur lokalen Durchstanztragfähigkeit der Deckensysteme an der TU Kaiserslautern, der HS Bochum und der TU Darmstadt durchgeführt. Die beiden Deckensysteme Cobiax "Eco-Line" (Z-15.1-282) und Cobiax "Slim-Line" (Z-15.1-307) sind allgemein, bauaufsichtlich zugelassen und können in Anlehnung an (DIN EN 1992-1-1) und (DIN EN 1992-1-1/NA) bemessen werden. Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken zeigen einheitlich, dass die Querkrafttragfähigkeit durch die integrierten Hohlräume deutlich reduziert wird. Die Traglastminderung ist aber unterproportional zur größten Querschnittschwächung, weil durch die dreidimensionale, innere Struktur der Hohlkörperdecke eine mehraxiale Tragwirkung entsteht. Die Querkrafttragfähigkeit beträgt in Abhängigkeit des Hohlkörpertyps ungefähr 50-75% der Querkrafttragfähigkeit einer Massivdecke. Die systemeigenen Korbmodule aus Bewehrungsstahl, mit denen die Hohlkörper im Baustelleneinsatz auf der unteren Bewehrungslage eingebaut werden, wurden dabei nicht berücksichtigt. Die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecken unter Berücksichtigung der Korbmodule kann für hochbauübliche Geschossdeckenquerschnitte bei bis zu 100% der Querkrafttragfähigkeit einer Massivdecke liegen. Aufgrund der nicht normkonformen Verankerung der Korbmodule, welche im eingebauten Zustand die Längsbewehrung nicht umschließen, wird in den zugelassenen Bemessungskonzepten der traglaststeigernde Einfluss nicht berücksichtigt. Zulassungsgemäß wird bei Cobiax Hohlkörperdecken der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit mit einem Korrekturfaktor f auf näherungsweise 50% der Tragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke abgemindert. Das Bemessungskonzept gleicht im Wesentlichen der Form nach DIN EN 1992-1-1:2011, 6.2.2, Gl. 6.2a in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2011, jedoch ist die Korrekturfunktion $\Delta V_{Rd,c}$ = k₁ · σ_{cp} zur Berücksichtigung der Längsspannungen nicht enthalten. Dies ist insofern unverständlich, als dass in (Cobiax 2008c) auf Grundlage numerischer Untersuchungen auf den teilweise ungünstigen, wenn auch geringeren Einfluss einer Zugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit hingewiesen wird. Dieser Umstand erfordert eine experimentelle und theoretische Untersuchung der Auswirkung von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken.

3 Zielsetzung

Mit der Forschungsarbeit soll der Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit und ohne integrierte Leitungen qualitativ und quantitativ verifiziert werden. Die Anwendbarkeit und die Modellsicherheit des bestehenden Bemessungskonzeptes nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und (*DAfStb 600*) sind zu überprüfen.

Darüber hinaus soll der Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Cobiax Hohlkörperdecken qualitativ und quantitativ verifiziert werden. Die Anwendbarkeit und die Modellsicherheit der bestehenden Bemessungskonzepte in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für die Deckensysteme (*Z*-15.1-282) und (*Z*-15.1-307) sind zu überprüfen.

Die Untersuchungen sollen sowohl experimentell als auch computergestützt durchgeführt werden. Für die experimentellen Versuche ist ein Versuchsprogramm zu erstellen und durchzuführen, dass den Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Geschossdecken für ein baupraktisch relevantes und möglichst breites Spektrum an beeinflussenden Parameterkonstellationen abdeckt.

Für die computergestützten Untersuchungen müssen Finite-Elemente-Modelle entwickelt werden, die das Tragverhalten realitätsnah abbilden können. Eine wesentliche Aufgabe ist es dabei, die nichtlineare Bruchmechanik des Baustoffes Beton mit geeigneten, physikalisch nichtlinearen Materialmodellen zu erfassen und das Gesamtmodell anhand einer geeigneten Auswahl an Querkraftversuchen aus *(DAfStb 597)* zu validieren.

Die experimentellen Ergebnisse sollen mit den numerischen Ergebnissen aus den FE-Berechnungen vergleichend bewertet werden. Darüber hinaus ist die gewonnene Datenbasis durch eine FE-Parameterstudie derart zu vergrößern, dass eine abschließende Beurteilung der Problemstellung und eine zutreffende Anpassung der bestehenden Bemessungskonzepte erfolgen kann.

4 Grundlagen

4.1 Bemessung

4.1.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume

Die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten, massiven Stahlbetondecken kann nach Abschnitt 6.2.2 (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit den nationalen Regelungen nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*) bemessen werden.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d \tag{4.1}$$

Dabei ist

$$f_{ck}$$
 die charakteristische Betondruckfestigkeit $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0 \text{ mit } d \text{ [mm]}$$

$$\rho_l \qquad = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \le 0.02$$

*b*_w *die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts* [*mm*]

$$\sigma_{cp} \qquad \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd} \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

- N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vor spannung $[N](N_{Ed} > 0 \text{ für Druck})$. Der Einfluss von Zwang auf N_{Ed} darf vernachlässigt werden.
- A_c die Betonquerschnittsfläche [mm²]
- $V_{Rd,c}$ die Querkrafttragfähigkeit [N]

National werden folgende Parameter nach Abschnitt 6.2.2 (DIN EN 1992-1-1/NA) festgelegt:

$$C_{Rd,c} = \frac{0.15}{\gamma_c} = \frac{0.15}{1.5} = 0.10$$

k₁ = 0.12

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit v_{min} von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung berechnet sich nach Gleichung (4.2) und Gleichung (4.3) zu:

$$v_{min} = \left(\frac{0,0525}{\gamma_c}\right) \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad f \ddot{u}r \ d \ \le 600 \ mm \tag{4.2}$$

$$\nu_{min} = \left(\frac{0.0375}{\gamma_c}\right) \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad f \ddot{u}r \ d > 800 \ mm$$
(4.3)

Zwischenwerte für 600 mm < d \leq 800 mm dürfen linear interpoliert werden.

Das bestehende Bemessungskonzept ist eine empirische Beziehung, deren Aufbau einen mechanischen Hintergrund hat. In dem Konzept wird das Querschnittsversagen durch einen gekrümmt verlaufenden Biegeriss im Querkraftbereich berücksichtigt, der sich mit Eintritt in die Druckzone instabil fortsetzt und in der Folge zu einem in der Regel plötzlichen Bauteilversagen führt. Dabei stehen die Gleichungsparameter nach Abschnitt 6.2.2 (*DAfStb 600*) stellvertretend für folgende Tragmechanismen:

- die ungerissene Druckzonenhöhe (proportional zu $(100 \cdot \rho_l)^{1/3}$;
- die Betonzugfestigkeit (proportional zu f_{ck}^{1/3});
- der maßstäbliche Einfluss der Bruchprozesszone (proportional zu k);
- die Wirkung einer Längsspannung (proportional zu $k_1 \cdot \sigma_{cp}$) mit $\sigma_{cp} < 0$ für Zug

Der Vorfaktor $C_{R,c}$ wurde empirisch über die Auswertung von experimentellen Versuchsdaten ermittelt und kalibriert die Bemessungsgleichung für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation unter Berücksichtigung des erforderlichen Zuverlässigkeitsindex β = 3,8 für einen Bezugszeitraum von 50 Jahren. Die Vorfaktoren variieren logischerweise mit der verwendeten Datenbasis, so dass in *(Reineck 1999)* zur Kalibrierung der Vorfaktoren zur DIN 1045-1 ein Auswahlkriterium aufgestellt wurde, mit dem die Datenbasis einheitlich gefiltert werden kann. Nach Filterung mit dem für die Kalibrierung definierten Auswahlkriterium A2 standen die Ergebnisse von 282 Querkraftversuchen zur Verfügung. Die statistische Auswertung ergab folgende Vorfaktoren, die in dem aktuellen Bemessungskonzept verwendet werden:

$C_{Rm,c}=0,2$	für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit V _{Rm,c}
$C_{Rk,c}=0,15$	für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit V _{Rk,}
$C_{Rd,c}=0,10$	für den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V _{Rd,c}

Die Datensammlung zu Querkraftversuchen ist aufgrund der permanenten Fortschreibung aktuell wesentlich größer. In (*DAfStb 597*) ist die Datensammlung mit einem Stand 2012 dokumentiert. In Abschnitt 6.5.2 wird zur Validierung der Finite-Elemente-Modelle ebenfalls das Auswahlkriterium A2 angewendet, mit dem sich eine Datenbasis aus 566 Querkraftversuchen ergibt.

4.1.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

An der TU Kaiserslautern wurden in der Vergangenheit experimentelle und theoretische Untersuchungen an nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen durchgeführt. Auf Grundlage der Arbeiten wurde das bestehende Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) um fallweise Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung einer Traglastminderung infolge der Querschnittsschwächung erweitert. Die Bemessungsansätze und deren Anwendungsgrenzen sind in die nationalen Erläuterungen zu EC2 (*DAfStb 600*) eingearbeitet worden. Aktuell ist die Bemessung folgender Öffnungstypen und - anordnungen in Abschnitt 6.2.2 (*DAfStb 600*) geregelt:



Abbildung 4.1: Übersicht zu den fallweisen Abminderungsfaktoren k_o und deren Anwendungsgrenzen (Auszug aus Abschnitt 6.2.2 (DAfStb 600)).

In *(Thiele 2010)* wurde festgelegt, dass sich die Abminderungsfaktoren rechnerisch nicht auf den Einfluss einer Längsspannung beziehen sollen. Die Bemessungsgleichung für Stahlbetonbauteile mit integrierten Leitungen hat dementsprechend folgende Form:

$$V_{Rd,c} = \left[k_o \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$

$$(4.4)$$

4.1.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Hohlkörpern der Firma Cobiax kann nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Z-15.1-282) und (Z-15.1-307) für die Deckensysteme bemessen werden. Das zugelassene Verfahren basiert grundsätzlich auf dem Verfahren nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*), jedoch wird der Einfluss einer Längsspannung weder günstig noch ungünstig berücksichtigt. Die Querkrafttragfähigkeit der Cobiax Hohlkörperdecke beträgt dabei 45-50% der Tragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke. Die Cobiax Hohlkörperdecken können daher im bestehenden Konzept nicht für eine planmäßige, direkte Zugkraft bemessen werden. Diese Regelung erscheint im Hinblick auf die tatsächliche Beanspruchung einer Hochbaudecke im eingebauten Zustand unverständlich. Der Bemessungswert der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit V_{Rd.c.cobiax} berechnet sich zu

$$V_{Rd,c,cobiax} = f \cdot \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d$$

$$(4.5)$$

mit

$$C_{Rd,c} = \frac{0.15}{\gamma_c}$$

f = 0,50	für Hohlkörper Cobiax Eco-Line mit der Höhe h < 45 cm
f = 0,50	für Hohlkörper Cobiax Slim-Line mit der Höhe h≤18 cm
f = 0,45	für Hohlkörper Cobiax Eco-Line mit der Höhe h≥45 cm
f = 0,45	für Hohlkörper Cobiax Slim-Line mit der Höhe h > 18 cm

4.2 Maßstabseffekt

Maßstabseffekte beschreiben die nichtlinearen Einflüsse auf die Bruchspannung von Bauteilen, die sich vor allem in Baustoffen mit einem spröden Materialverhalten mit einer ausgeprägten Bruchprozesszone ergeben. Bei biege- und schubbeanspruchten Bauteilen aus Beton und Stahlbeton kann ein überproportionaler Anstieg der Bruchspannung bei einer Verkleinerung der Bauteilhöhe festgestellt werden. In Stahlbetonbauteilen existieren drei wesentliche, beschreibbare Maßstabseffekte, die eine mechanische Begründung für die Bruchspannungsdifferenzen liefern.

Maßstabseffekte sind in dieser Arbeit besonders erwähnenswert, weil diese durch Längszugspannungen im Querschnitt erheblich beeinflusst werden können. Zudem stellt die realitätsnahe Erfassung von Maßstabseffekten in Finite-Elemente-Modellen ein komplexes Problem dar.

4.2.1 Maßstabseffekt 1 - Biegeriss

Ein bekannter Maßstabseffekt bei biegebeanspruchten Bauteilen aus Beton ist auf die völligere Spannungsverteilung im Riss bei kleinen Bauteilen gegenüber großen Bauteilen zurückzuführen. Nach Remmel (*DAfStb 444*) ist die Zone der nichtlinearen Spannungsübertragung im Riss bei großen Bauteilen relativ klein, so dass sich die Biegezugfestigkeit mit zunehmender Bauteilhöhe der zentrischen Zugfestigkeit annähert. Dieser Maßstabseffekt trägt zwar nicht direkt zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen bei, hat jedoch über die Gesamtsteifigkeit der Bauteile einen indirekten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Umfassende Forschungsarbeiten zur theoretischen Formulierung des Maßstabseffektes von biegebeanspruchten Beton- und Stahlbetonbauteilen wurden in (*Bazant 1983*), (*Bazant & Kim 1984*) und (*Bazant & Kazemi 1991*) durchgeführt.



Abbildung 4.2: Spannungsverteilung in biegebeanspruchten Betonkörpern unterschiedlicher Höhe unter Bruchlast aus (DAfStb 444).

Der Maßstabseffekt, der für biegebeanspruchte, balkenähnliche Bauteile aus Beton besteht, kann anschaulich über den experimentell bestimmbaren, nichtlinearen Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit f_{ct,fl} und der zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} nach GI. 2.1-6 *(MC 1990)* dargestellt werden.

$$f_{ctm} = f_{ct,fl} \cdot \frac{1.5 \cdot \left(\frac{h_b}{h_0}\right)^{0.7}}{1 + 1.5 \cdot \left(\frac{h_b}{h_0}\right)^{0.7}}$$
(4.6)

Dabei ist

f _{ct,fl}	Prüfwert der Biegezugfestigkeit (DIN EN 12390-5)
h _b	Balkenhöhe [mm]

 h_0 Referenzwert der Balkenhöhe (h_0 = 100 mm)



Abbildung 4.3: Grafische Darstellung des Maßstabseffektes nach (MC 1990) für die Biegezugfestigkeit im Vergleich zur zentrischen Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Balkenhöhe.

4.2.2 Maßstabseffekt 2 - Schubriss

Im Grenzzustand der Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile existiert ein weiterer Maßstabseffekt, der sich durch die nichtlineare Spannungsverteilung an der Rissspitze des maßgebenden Schubrisses einstellt. In *(Hillerborg et al. 1976)* wurde die charakteristische Länge I_{ch} der Bruchprozesszone eingeführt, die der Länge der nichtlinearen Spannungsübertragung im Riss entspricht. Die wesentliche Erkenntnis dabei ist, dass sich die charakteristische Länge I_{ch} mit materialspezifischen Größen beschreiben lässt und somit ausschließlich materialabhängig ist.

$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_f}{f_{ct}^2} \tag{4.7}$$

Dabei ist

l _{ch}	die charakteristische Länge des Betons [mm]
E	der Elastizitätsmodul des Betons [N/mm²]
G _f	die Bruchenergie des Betons [N/mm]
f _{ct}	die zentrische Zugfestigkeit des Betons [N/mm²]

Überträgt man diese Erkenntnis auf die nichtlineare Zugspannungsverteilung in der Schubrissspitze, deren Integration einen direkten Querkrafttraganteil ergibt, wird die zwangsläufige Unabhängigkeit dieser Tragwirkung von der Bauteilhöhe deutlich. Die Größe der nichtlinearen Spannungsverteilung bleibt bei einer Variation der Bauteilhöhe konstant, während sich die Querkrafttragfähigkeit insgesamt verändert. Der Querkrafttraganteil aus dem Nachrissverhalten der Schubrissspitze verringert sich demnach mit zunehmender Bauteilhöhe.



Abbildung 4.4: Schematische Darstellung der angenommenen Spannungsverteilung in einem Schubriss aus (Zink 2000)

4.2.3 Maßstabseffekt 3 - Längsbewehrung

Eine weitere Maßstabsabhängigkeit besteht für die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung. In querkraftbeanspruchten Stahlbetonbauteilen, stellt sich bei einem gekrümmten Schubrissverlauf ein gegenseitiger Versatz der Rissufer ein. Durch den Versatz werden Rissreibungskräfte an den Rissflanken und eine Verdübelungswirkung durch die den Riss kreuzende Längsbewehrung aktiviert. In experimentellen Versuchen von Baumann und Rüsch (*DAfStb 210*) wurden Verdübelungsrisslasten bestimmt und eine theoretische Formulierung abgeleitet.

$$V_{c,do} = \beta_Z \cdot b_n \cdot l_Z = \beta_Z \cdot b_n \cdot 14.3 \cdot \frac{d_s}{\sqrt[3]{\beta_W}} = 7.6 \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{\beta_W}$$

$$(4.8)$$

Dabei ist

V_{c,do} die Verdübelungsrisslast [N]

 β_Z die zentrische Zugfestigkeit [N/mm²]

$$\beta_Z = 0.53 \cdot \sqrt[3]{\beta_W^2}$$

- b_n die Nettobreite des Betons [mm] ($b_n = b_w \sum d_s$)
- *d*_s *der Durchmesser der einlagigen Längsbewehrung [mm]*
- β_w die Würfeldruckfestigkeit [N/mm²] (Kantenlänge I=200mm)

Die Verdübelungsrisslast kann in Abhängigkeit der Netto-Querschnittsbreite zwischen der Längsbewehrung, dem Durchmesser der Längsbewehrung und der Betonzugfestigkeit abgeschätzt werden. Die Formulierung für die Länge I_z gilt für eine einlagige Längszugbewehrung. Die Länge I_z entspricht der charakteristischen Länge, über die sich die vertikalen Betonzugspannungen oberhalb der Bewehrung im Beton verteilen. In den Versuchen war die Länge weitestgehend unabhängig von den Querschnittsabmessungen, der Betonüberdeckung und der Anzahl der Bewehrungsstäbe in einer Lage.



Abbildung 4.5: Prinzipielle Darstellung der Spannungsverteilung im Beton infolge der Verdübelungswirkung durch die Längsbewehrung aus (Zink 2000).

In Stahlbetonbauteilen besteht nur ein linearer Zusammenhang zwischen Bauteilbreite und Traglast, so dass sich für eine wirtschaftliche Einstellung der erforderlichen Traglast vor allem die Bauteilhöhe und der Längsbewehrungsgrad als geometrische Variablen anbieten. Dies führt dazu, dass eine Erhöhung des Längsbewehrungsgrades bei konstanter Bauteilbreite zu einer direkten Reduktion der Verdübelungsrisslast führt, weil die Netto-Querschnittsbreite des Betons reduziert wird Überlagert mit einer gleichzeitigen Vergrößerung der Bauteilhöhe verringert sich der Traganteil der Verdübelungswirkung an der Querkrafttragfähigkeit überproportional. Der Traganteil der Verdübelungswirkung ist somit maßstabsabhängig.

Für die Beurteilung einer Anrechenbarkeit der Dübeltragwirkung für die Querkrafttragfähigkeit sind folgende Versuchserkenntnisse von Bedeutung:

1. Ab einer Verdübelungsverformung von Δ = 0,08 mm entsteht ein Verdübelungsriss, der in nicht verbügelten Stahlbetonquerschnitten zum Versagen der Tragwirkung führt. Die Verdübelungsverformung besteht dabei ausschließlich aus der Eindrückung der Längsbewehrung in den Beton.

2. Unter wiederholter Belastung konnte festgestellt werden, dass durch die Verdübelungsverformung keine Verdübelungskraft mehr aktiviert werden konnte. Baumann & Rüsch weisen explizit darauf hin, dass die Tragwirkung in vorgeschädigten Querschnittsbereichen gänzlich ausfallen kann. Die Autoren sprechen sich im Hinblick auf die Bemessung von Stahlbetonbauteilen für die normkonforme Nichtberücksichtigung der Zugfestigkeit und damit der Verdübelungswirkung aus. In biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen entsprechen in diesem Sinne beispielsweise die aus dem Verbund resultierenden Querzugspannungen im Beton einer vorschädigenden Querschnittsbeanspruchung. Der von (*Görtz 2004*) vorgeschlagene Bemessungsansatz unter Einbeziehung der Verdübelungswirkung ist diesbezüglich kritisch zu beurteilen, auch wenn in Versuchsnachrechnungen, wie auch in (*Albrecht 2014*) für Hohlkörperdecken bestätigt, eine gute Übereinstimmung erzielt werden konnte.

3. Die Anerkennung einer Verdübelungswirkung als Querkrafttraganteil steht im Gegensatz zu den eigenen Versuchsbeobachtungen. Nach Bildung eines Horizontalrisses entlang der Bewehrungslage beginnt gleichzeitig das Schubrisswachstum von der Rissspitze zur Lasteinleitung. Die Dübeltragwirkung ist nach *(DAfStb 210)* damit erschöpft und kann während dem folgenden instabilen Risswachstum keinen direkten Querkrafttraganteil stellen. Vielmehr löst sich mit der Rissbildung entlang der Bewehrung der Verbund und damit die Balkentragwirkung auf, auch wenn sich hierbei vielleicht Restdübelkräfte auf der Bewehrung abstützen, die eine weitere Rissbildung antreiben. Wenn jedoch der Horizontalriss das Auflager erreicht hat, fallen die Restdübelkräfte mit der Druckstrebe zusammen. In Abhängigkeit der Druckzonenhöhe und des Lastniveaus kann das durch die Umlagerungen entstandene Sprengwerk eine kurzzeitig tragfähige Lösung darstellen. Bei den eigenen Versuchen an Massivdecken war die Querkrafttragfähigkeit jedoch stets erschöpft, wenn sich ein durchgängiger Riss zwischen Auflager und Lasteinleitung gebildet hatte.

4.2.4 Fazit

Die erläuterten Maßstabseffekte, die sich auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung auswirken, sind in dem Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) rechnerisch in einem Maßstabsfaktor k zusammengefasst. Nach (*DAfStb 600*) und dem gegenwärtigen Querkraftverständnis steht der Maßstabsfaktor k stellvertretend für einen maßstablichen Einfluss der Bruchprozesszone im Schubriss. Die alleinige Bedeutung der Bruchprozesszone an der Schubrissspitze für die Querkrafttragfähigkeit ist fraglich, weil die übrigen Maßstabseffekte aus der nichtlinearen Zugspannungsverteilung in den Biegerissen und aus der Verdübelungswirkung der Längs-

bewehrung ebenfalls vorhanden sind. Eine große Bedeutung der übertragbaren Zugspannungen in der Bruchprozesszone im Schubriss für den Widerstand gegen die Rissuferverdrehung ist jedoch unbestritten. Alle Maßstabseffekte wirken sich auf die übertragbaren Zugspannungen in den Rissen und damit auf die Gesamtsteifigkeit des Bauteiles aus. Eine Erhöhung der Gesamtsteifigkeit ist mit einer Verringerung der Bauteilkrümmung und der Rissschädigung verbunden, wodurch sich der maßgebende Schubriss tendenziell auf einem höheren Lastniveau bildet. Eine bewusste Nichtberücksichtigung der Dübeltragwirkung und des daraus resultierenden Maßstabseffektes bei der Bemessung kann, wie in Abschnitt 4.2.3 erläutert, vertreten werden. Allerdings ist es aufgrund der empirischen Kalibrierung des Bemessungskonzeptes anhand von Versuchsergebnissen nicht möglich, einen Traganteil, der durch maßstäbliche Effekte tatsächlich beeinflusst wird, gänzlich nicht zu berücksichtigen.

Mechanisch besteht zwischen den Formulierungen für den Maßstabsfaktor k und für den Maßstabseffekt beim Biegebruch nach Abschnitt 4.2.1 eine große Ähnlichkeit. Der maßstäbliche Einfluss der nichtlinearen Spannungsverteilung in den Biegerissen ist in den Grenzzuständen der Biegetragfähigkeit und der Querkrafttragfähigkeit identisch. Letztendlich erfasst der Maßstabsfaktor k alle relativen Einflüsse, die sich bei einer Übertragung von Zugspannungen in Biegerissen ergeben. Diese Vorstellung erscheint im Hinblick auf das reale Bauteiltragverhalten verträglicher.



Abbildung 4.6: Vergleich zwischen den Maßstabsfunktionen nach (DIN EN 1992-1-1) und (MC 1990) zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit von Betonbauteilen.
5 Eigene Versuche

5.1 Gegenstand der Untersuchungen

In den Bauteilversuchen sollen Kenntnisse zur Querkrafttragfähigkeit und zum allgemeinen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Hohlräumen unter Zugbeanspruchung gesammelt werden.

Das Versuchsprogramm orientiert sich daher bei der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen an den Einteilungskriterien für die Bemessungsfälle nach (*DAfStb* 600).

Fall a

runde Öffnung im zugbeanspruchten Querschnittsbereich mit 0,2 \leq d_0 / d \leq 0,35 und Achsabständen $a_0 \geq 3~d_0$

Fall b

runde Öffnung mit $0,2 \le d_0 / d \le 0,35$ (Abstand der horizontalen Schwerachse des Hohlraumes $\ge 2 d_0$ von der horizontalen Schwerachse des Bauteiles in Richtung Druckzone)

Fall c

kleine runde Öffnungen 0,1 \leq d₀ / d \leq 0,2

Fall d

rechteckige Öffnungen $b_0 / d_0 \le 4$ ($d_0 \le d/4$)

Darüber hinaus werden Parameter untersucht, für die ein ungünstiger Einfluss von Zugspannungen auf die Tragfähigkeit vermutet wird. Dazu zählen einerseits einzelne Leitungen, deren Querschnittsfläche außerhalb des zulässigen Anwendungsbereiches des Bemessungskonzeptes liegen und andererseits gruppierte Leitungen, deren Achsabstände außerhalb des zulässigen Anwendungsbereiches des Bemessungskonzeptes liegen. In *(Schnell & Thiele 2011a)* wird von Schnell und Thiele festgestellt, dass bei Öffnungsgruppen mit einem Verhältnis aus Rohrleitungsdurchmesser d_o zu statischer Höhe d von d₀/d < 0,1 und einem Öffnungsabstand a_o \geq 4 d_o kein Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Deckenbauteile mit einer Querschnittshöhe von bis zu h = 40 cm festzustellen ist. Der baupraktische Einsatz von Leerrohren oder wasserführenden Rohrleitungen für bauteilintegrierte Flächenheiz- und Flächenkühlsysteme, die als Rollenware mit Durchmessern von d_o = 15-25 mm eingebaut werden, weisen bei der Verlegung häufig unregelmäßige Rohrabstände a_o < 4 d_o auf.

5.2 Versuchsaufbau

Die Versuche sind einachsig gespannte 3-Punkt-Biegeversuche mit zentrischer Zugbeanspruchung. Die Zugbeanspruchung wird in einem geschlossenen Rahmensystem erzeugt. Die Zugkraft wird über die obere und untere Längsbewehrung, die aus den Versuchskörpern schon bei der Herstellung herausgeführt wird, zentrisch in die Plattenstreifen eingeleitet. Dazu werden alle Stabenden beidseitig durch Koppelplatten geführt und mit Langmuttern verankert. Die Zugkraft wird über zwei Ankerstäbe durch zwei hydraulische Hohlkolbenpressen mit einer maximalen Pressenkraft von jeweils F = 300 kN über die Koppelplatte in die Längsbewehrung eingeleitet. Die Ankerstäbe sind dabei über Kugelbundmuttern zugkraftschlüssig und gelenkig mit der Koppelplatte verbunden. Die Querlast wird über eine Traverse und eine hydraulische Presse mit einer maximalen Pressenkraft von F = 500 kN aufgebracht. Die Traversenkonstruktion ist im Spannboden der Versuchshalle verankert und statisch unabhängig von der Zugrahmenkonstruktion. Die Position der vertikalen Lasteinleitung wird in Bauteillängsrichtung so gewählt, dass ein Querkraftversagen möglichst auf einer definierten Auflagerseite eintritt. Die Lage der Lasteinleitung wird derart gewählt, dass sich eine Querkraftdifferenz von 20% an den Auflagern einstellt. Alle Versuchskörper sind so dimensioniert, dass ein Querkraftversagen den Grenzzustand der Tragfähigkeit bildet. Das Verhältnis des Biegemomentes bei Querkraftversagen zum Biegebruchmoment Mu, Querkraft / Mu, Biegung ist somit immer kleiner eins und variiert rechnerisch mit der Höhe der Zugbeanspruchung und der vorhandenen Querschnittsschwächung. Die Werkstattzeichnung der Versuchseinrichtung ist in Anhang D dargestellt.



Abbildung 5.1: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus für die Serien S0-S7 (Integrierte Leitungen).



Abbildung 5.2: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus für die Serie S8 (Cobiax Hohlkörperdecke "Eco-Line" E-180).



Abbildung 5.3: Prinzipielle Darstellung des Versuchsaufbaus für die Serie S9 (Cobiax Hohlkörperdecke "Slim-Line" S-180).



Abbildung 5.4: Fotoaufnahme der Versuchseinrichtung mit eingebautem Probekörper, Querkrafttraverse und stirnseitigen Koppelplatten für die Einleitung der Zugkraft.

 $1 \times PVC$ -Rohr Ø 90 mm (= 0,34 d)

 $13 \ x \ PVC$ -Rohr Ø 25 mm (= 0,09 d)

7 x PVC-Rohr Ø 50 mm (= 0,19 d)

 $4 \times PVC$ -Rohr Ø 50 mm (= 0,19 d)

1 x Holzschalung (= 70 x 280 mm) 22 x CBCM-E-180

12 x CBCM-S-180

5.3 Versuchsprogramm

Das detaillierte Versuchsprogramm ist in Anhang B dargestellt. Das Versuchsprogramm umfasst 60 Versuche, bestehend aus 10 Serien mit jeweils 6 Versuchen. Die Serie S0 wurde für Tastversuche verwendet und nach dem Versuchsprogramm wiederholt. In jeder Serie werden 3 Plattenstreifen mit der zugehörigen Hohlraumvariante ohne Längszugkraft und mit zwei definierten Längszugkräften hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit untersucht. Die Auslegung der Längszugkräfte ist in Abschnitt 0 dokumentiert. Als Referenz wird die Querkrafttragfähigkeit von 3 massiven Plattenstreifen mit den gleichen Längszugkräften ermittelt. Diese Versuche werden im weiteren Berichtsverlauf als Referenzversuche bezeichnet. Jede Serie wird aus derselben Betoncharge hergestellt. In Tabelle 5.1 sind die zu untersuchenden Hohlraumvarianten dargestellt. Einzelöffnungen werden in Bauteillängsrichtung mittig zwischen Auflager- und Lasteinleitungsachse positioniert. Öffnungsgruppen werden so verteilt, dass sowohl am Auflager als auch an der Lasteinleitung eine ungestörte Lastausbreitung unter 45° möglich ist.

Hohlraumvariante **Hohlraumelement** Serie Anzahl 0 Öffnung, 0,5 d mittig rund 6 + 6 $1 \times PVC$ -Rohr Ø 140 mm (= 0,52 d) 1 6 Öffnung, 0,35 d unten rund $1 \times PVC$ -Rohr Ø 90 mm (= 0,34 d) 2 Öffnung, 0,35 d mittig, rund $1 \times PVC$ -Rohr Ø 90 mm (= 0,34 d) 6

Öffnung, 0,35 d oben, rund

Öffnungsgruppe, 0,1 d unten, rund, $a_o = 2 d_o$

Öffnungsgruppe, 0,2 d unten, rund, $a_0 = 2 d_0$

Öffnungsgruppe, 0,2 d unten, rund, $a_0 = 4 d_0$

Öffnung, 0,25 d x 1,0 d mittig, rechteckig

Hohlkörper, Cobiax Eco-Line CBCM-E-180,

mittig

Tabelle 5.1: Tabellarische Darstellung der Hohlraumvarianten und Hohlraumelemente für die Querschnittsschwächung in den Versuchsserien.

9	6	Hohlkörper, Cobiax Slim-Line CBCM-S-180, mittig

Summe 66

3

4

5

6 7

8

6

6

6

6

6

6

5.4 Versuchskörper

5.4.1 Geometrie der Versuchskörper

Die Versuchskörper der Serien S0 - S8 haben eine Länge von I = 270 cm, eine Querschnittshöhe von h = 30 cm und eine Querschnittsbreite von b = 40 cm. Der Abstand der Auflagerachsen beträgt $I_{eff} = 230$ cm. Die Versuchskörper der Serie S9 (Hohlkörperdecke Cobiax Slim-Line CBCM-S-180) haben abweichend eine Querschnittsbreite von b = 70 cm, um den Einbau von mindestens 2 Hohlkörperreihen in Querrichtung zu ermöglichen². Die Schalungs- und Bewehrungspläne der Versuchskörper sind in Anhang C dargestellt.

5.4.2 Schubschlankheit

Die Schubschlankheit beträgt bei allen Versuchen a/d = 3,9. Bei dieser Schubschlankheit ist ein direkter Einfluss der Auflagernähe auf die Querkrafttragfähigkeit der Bauteilversuche nahezu vollständig ausgeschlossen, wie die Arbeiten von (*Kani 1966*) und (*DAfStb 364*) gezeigt haben.

5.4.3 Betondeckung

Die maßgebende Betondeckung der Stablängsbewehrung beträgt nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*) für die Expositionsklasse XC1, die Betonfestigkeitsklasse C25/30 und einen Stabstahlquerschnitt von $\phi_{s,l}$ = 15 mm:

 $c_{nom} = c_{min} + \Delta_{c,dev} = 15 + 10 = 25 \text{ mm}$

Das Verlegemaß der Stablängsbewehrung wird zu $c_v = 25$ mm festgelegt.

5.4.4 Herstellung der Versuchskörper

Die Versuchskörper wurden an der TU Kaiserslautern auf einer metallischen Schalungsplattform hergestellt und unter Folien zwei Tage in der Schalung in einer niedrig beheizten Halle gelagert. Nach dem Ausschalen wurden die Versuchskörper bis zur Prüfung in der niedrig beheizten Prüfhalle gelagert. Die Schalung besteht aus Furnierschichtholzplatten mit Film/Film-Beschichtung. In einer Betonage wurde immer eine Versuchsserie bestehend aus 6 Versuchskörpern hergestellt. In Anhang F sind die eingesetzten Batterieschalungen dargestellt. Der Platzbedarf auf der Schalplattform betrug 3,50 x 3,00 m für die Versuchsserien S0 - S8 und 4,50 x 3,00 m für die Versuchsserie S9.

Die Hohlkörper wurden in der Schalung ohne die zugehörigen Korbmodule aus Bewehrungsstahl eingebaut. Zur Sicherung gegen ein Aufschwimmen der Hohlkörper und der Bewehrung während des Betoniervorganges sind die Hohlkörper mit Bewehrungsstäben aus Betonstahl in Querrichtung in der Seitenschalung gehalten. Die Bewehrungsstäbe durchdringen die Hohlkörper und verhindern sowohl ein Aufschwimmen als auch eine Verdrehung um eine Rotationsachse. Die Maßnahme hat zu dem gewünschten Ergebnis geführt.

² Die Breite der massiven Referenzplattenstreifen der Serie 9 beträgt b = 40 cm.



Abbildung 5.5: Fotoaufnahmen der Sägequerschnitte durch die Versuchskörper mit integrierten Hohlkörpern der Serie S8 Cobiax Eco-Line E-180 (links) und der Serie S9 Cobiax Slim-Line S-180 (rechts).

5.5 Baustoffe

5.5.1 Betonstahl

Die Längsbewehrung besteht aus Spannstahl St900/1100 (Ankerstabstahl mit Grobgewinde) des Stahlwerks Annahütte, Hammerau. Die charakteristische Strecklast nach DIN EN ISO 15630-3 beträgt $F_{p0,1}$ = 159 kN. Die charakteristische Bruchlast nach DIN EN ISO 15630-3 beträgt F_m = 195 kN. Die Zugspannung an der 0,2%-Dehngrenze beträgt mindestens $f_{p0,2}$ = 900 N/mm². Die Zugfestigkeit beträgt mindestens f_m = 1.100 N/mm². Der E-Modul beträgt im Mittel $E_{s,m}$ = 187.500 N/mm².

Der Durchmesser der Längsbewehrung beträgt $\phi_{s,l}$ = 15 mm bei einem Stababstand von s_l = 105 mm. Aus konstruktiven Gründen wird eine Querbewehrung 4 ϕ 6 (1,13 cm²) aus B500A eingebaut. Die Schalungs- und Bewehrungspläne sind in Anhang C dargestellt.



Abbildung 5.6: Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung einer stichprobenhaften Zugprüfung des Spannstahls SAS 900/1100 Typ FA, Stahlwerk Annahütte (Quelle: Stahlwerk Annahütte, 2013).

5.5.2 Beton

Für alle Versuchskörper wurde ein Normalbeton der Festigkeitsklasse C25/30 nach Eigenschaften mit runder Gesteinskörnung als Transportbeton eingesetzt. Der Größtkorndurchmesser beträgt $d_G = 16$ mm. Nach Angabe des Werkes ist der Beton für Bauteile mit den Expositionsklassen XC4, XF1 und XA1 geeignet. Für die Versuchsserien S0 bis S7 mit integrierten Leitungen wird ein Beton der Konsistenzklasse F3 verwendet. Für die Versuchsserien S8 bis S9 mit integrierten Hohlkörpern wird zulassungsgemäß ein Beton der Konsistenzklasse F4 verwendet. Die Betonrezepturen der beiden Sorten sind mit Ausnahme des Zusatzmittels identisch. In Tabelle 5.2 sind die betontechnologischen Daten gemäß Werksangaben aufgeführt.

Tabelle 5.2: Zusammensetzung des verwendeten Normalbetons C25/30 der Firma Trapobet (Werk Pirmasens) für die Herstellung der Versuchskörper (Quelle: Firma Trapobet, Werk Pirmasens, Sorte I5011, 2013).

Ausgangsstoffe [-]	Art [-]	Gehalt [kg/m³]	Dichte [kg/dm ³]	Volumen [dm³]
Zuschlag	Rheinsand	640	2,63	243,2
	Rheinkies 2/8	510	2,62	194,5
	Rheinkies 8/16	676	2,63	257,1
Zement	CEM II B-S 42,5 N	340	3,10	109,7
Trinkwasser	Trinkwasser	184	1,00	184,0
Zusatzmittel S0 bis S7	Betonverflüssiger BV 18	1,17	1,14	1,5
Zusatzmittel S8 bis S9	Fließmittel BASF	1,70	1,06	1,6
Σ Ausgangsstoffe	-	2.352	2,35	1000,0
Mehlkorngehalt	-	341	-	-
Feinstsandgehalt	-	434	-	-
Mörtelgehalt	-	-	-	533,0
w/z-Wert	-	0,54	-	-

5.5.3 Frischbetonprüfung

Zum Zeitpunkt der Betonage wurden die Frischbetonkonsistenz nach DIN EN 12350-5, die Frischbetonrohdichte nach DIN EN 12350-6 und der Luftgehalt nach DIN EN 12350-7 geprüft.

Tabelle 5.3: Betontechnologische Daten zu den Frischbetonprüfungen der Versuchss	erien
S0 - S9.	

Versuchsserie [-]	Herstellungsdatum [-]	Konsistenzklasse Ausbreitmaß DIN EN 12350-5 [-]	Frischbetonroh- dichte DIN EN 12350-6 [kg/m³]	Frischbetonluft- gehalt DIN EN 12350-7 [%]
V-Q-S0	8.10.2013	F3/F4 (490 x 490)	2.309	1,6
V-Q-S1	31.10.2013	F2 (390 x 390)	2.282	1,7
<i>V-Q-S2</i>	7.11.2013	F2 (390 x 380)	2.237	1,7
V-Q-S3	14.11.2013	F2/F3 (415 x 415)	2.316	1,7
<i>V-Q-S4</i>	22.11.2013	F2/F3 (410 x 420)	2.321	1,7
V-Q-S5	29.11.2013	F2/F3 (410 x 420)	2.330	1,7
V-Q-S6	3.12.2013	F2 (400 x 400)	2.329	1,7
<i>V-Q-S7</i>	9.12.2013	F2/F3 (410 x 410)	2.349	1,6
V-Q-S8	27.1.2014	F4 (500 x 510)	2.251	1,5
V-Q-S9	31.1.2014	F4 (520 x 520)	2.267	1,5

5.5.4 Festbetonprüfung

Zur Bestimmung der Festbetoneigenschaften wurden an den Betoniertagen in der Regel die Probekörper nach Tabelle 5.4 hergestellt. Die Zugfestigkeiten und die Elastizitätsmoduln wurden an denselben Probekörpern bestimmt. Die Probekörper wurden nach einem Tag ausgeschalt und bis zur Prüfung bei den zugehörigen Versuchskörpern trocken gelagert.

Tabelle 5.4: Art und Anzahl der Festbetonprüfungen nach DIN EN 12390 für einen Betoniervorgang.

Kategorie [-]	Art d. Prüfung [-]	Art d. Probekörpers [-]	Anzahl [-]	Prüfalter [d]
FP1	Betondruckfestigkeit DIN EN 12390-3	Würfel a = 150 mm	5 x 3 = 15	2/7/14/21/28
FP2	Spaltzugfestigkeit DIN EN 12390-6	Zylinder d = 150 mm l = 300 mm	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende d. Prüfwoche
FP3	Elastizitätsmodul DIN 1048-5	Zylinder d = 150 mm l = 300 mm	$2 \times 3 = 6$	Anfang und Ende d. Prüfwoche

Die Ergebnisse der Festbetonprüfungen sind in Abbildung 5.7 - Abbildung 5.9Abbildung 5.7: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit und dem Festbetonalter für alle Versuchsserien. dargestellt. Die mittleren Prüfwerte, die für den Versuchsablauf und die rechnerische Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit verwendet wurden, sind in numerischer Form in Anhang A dokumentiert. Dabei handelt es sich bei den Mittelwerten der Zylinderdruckfestigkeit um rechnerische Werte, die sich nach Gleichung (5.1) aus den mittleren Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit berechnen lassen. Diese Beziehung wurde in dieser Form auch in (*Albrecht 2014*) verwendet.

$$f_{cm,zyl} = (0,7953 + 0,0003 \cdot f_{cm,cube}) \cdot f_{cm,cube}$$
(5.1)

Die zentrische Zugfestigkeit kann nach (*DIN EN 1992-1-1*) mit hinreichender Genauigkeit aus der geprüften Spaltzugfestigkeit abgeleitet werden.

$$f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ct,sp} \tag{5.2}$$



Abbildung 5.7: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Würfeldruckfestigkeit und dem Festbetonalter für alle Versuchsserien.



Abbildung 5.8: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten des Elastizitätsmoduls und dem Festbetonalter für alle Versuchsserien.



Abbildung 5.9: Zusammenhang zwischen den Prüfwerten der Spaltzugfestigkeit und dem Festbetonalter für alle Versuchsserien.

5.6 Zugbeanspruchung und Rissbreiten

Für die Längszugbeanspruchung existieren zwei Beanspruchungszustände (Beanspruchungszustand 1 und Beanspruchungszustand 2). Die Beanspruchungszustände wurden so definiert, dass die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen unter planmäßigen Längszugkräften (Beanspruchungszustand 2) immer an Versuchskörpern mit einem abgeschlossenen Trennrissbild (Beanspruchungszustand 1) bestimmt werden konnte.

5.6.1 Beanspruchungszustand 1

Der Beanspruchungszustand 1 soll eine Rissschädigung infolge indirekter Einwirkungen, wie z. B. infolge Zwang aus abfließender Hydratationswärme oder Zwang infolge Trocknungsschwinden, wobei sich die Zugspannungen im Betonquerschnitt durch eine Rissbildung sukzessive reduzieren. Für einen Zugstab aus Stahlbeton ergibt sich unter zentrischer Zugbeanspruchung qualitativ eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Abbildung 5.10. Die zugversteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen bildet eine grundlegende Annahme für die Rissbreitenberechnung nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA.



Abbildung 5.10: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einen bewehrten Zugstab aus Beton aus (DAfStb 466).

Nach Erreichen der Zugfestigkeit am Ende der Phase I bildet sich ein einzelner Trennriss im Querschnitt mit dem größten Verhältnis aus Dehnsteifigkeit und Zugfestigkeit. Unter Laststeigerung in der Phase II, der Rissformationsphase, bilden sich mehrere Trennrisse, die am Ende der Phase II ein abgeschlossenes Trennrissbild ergeben. Erfahrungsgemäß liegt das abgeschlossene Trennrissbild bei einer Zugspannung gleich der 1,3fachen Spannung σ_{sr} bei Erstrissbildung vor. Diese Grenzspannung bezieht sich dabei

auf den 95%-Quantilwert der zentrischen Betonzugfestigkeit, der im Allgemeinen bei dem 1,3fachen der mittleren, zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} liegt. Der erste Trennriss ist analog dazu bei einer Grenzspannung gleich dem 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit zu erwarten, der im Allgemeinen bei dem 0,7fachen der mittleren, zentrischen Zugfestigkeit f_{ctm} liegt. Die zugversteifende Wirkung des Betons ist am Ende der Phase II und unter weiterer Laststeigerung in der Phase III konstant. Erst bei Erreichen der Fließ-grenze der Bewehrung verliert sich die zugversteifende Wirkung des Betons, wenn über die Rissufer der Trennrisse keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. Die Versuche an unbewehrten Zugproben aus normal- und hochfestem Beton von (*DAfStb 444*) und (*DAfStb 477*) haben gezeigt, dass die Bruchenergie, die zur vollständigen Rissöffnung überwunden werden muss, bei einer Rissuferentfernung von näherungsweise w = 0,20 mm vollständig aufgebaut ist.



Abbildung 5.11: Beispielhafte Beziehung zwischen Zugspannung und Rissöffnung für einen zentrischen Zugversuch an einem gekerbten, unbewehrten Probekörper aus Normalbeton aus (DAfStb 444)

Im Beanspruchungszustand 1 werden die Versuchskörper durch eine äußere Zugkraft in Bauteillängsrichtung so beansprucht, dass sich ein abgeschlossenes Rissbild mit unveränderlichen Rissabständen einstellt. Die hierfür aufgebrachte Zugkraft wird nach Erreichen des Höchstwertes wieder abgelassen. Die erforderliche Zugkraft N_{Ek1} wird nach GI. (5.3) bestimmt.

$$erf N_{Ek1} = f_{ct,eff,0,95} \cdot A_{ct} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_s)$$
(5.3)

mit

 $f_{ct,eff,0,95} \approx 1,3 \cdot f_{ctm}(t)$

$\rho_s = A_s / (D_W \cdot II)$

$f_{ctm}(t)$	zentrische Zugfestigkeit f _{ctm} (t) mit dem Prüfalter t
A_{ct}	Fläche des zugbeanspruchten Betonquerschnitts ($b_w \cdot h$)
$lpha_e$	Verhältniswert der Elastizitätsmoduln von Betonstahl E _s und Beton E _c
$ ho_s$	geometrischer Bewehrungsgrad des zugbeanspruchten Betonquerschnitts

Die Zugkraft N_{Ek1} für den Beanspruchungszustand 1 nach Gl. (5.3) wird ebenfalls für die Hohlkörperplattenstreifen der Versuchsserien S8 - S9 angesetzt, da aufgrund des identischen Bewehrungsgrades der Versuchskörper eine Abminderung der Zugkraft über eine äquivalente Höhe $h_{t,cb}$ in Anlehnung an Abschnitt 5.7 des Cobiax Technologiehandbuches *(Cobiax 2011)* aufgrund des reduzierten Betonquerschnittes nicht gerechtfertigt erscheint. Der tatsächlich mitwirkende Betonquerschnitt A_{c,eff} nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 ist bei Hohlkörperdecken nur geringfügig kleiner, so dass eine proportionale Querschnittsreduktion bei der Zugkraftauslegung nicht zu einem abgeschlossenen Rissbild im Versuch führen würde. Bei vergleichender Betrachtung der Rissbreiten im Versuch hat sich diese Annahme bestätigt. Der Beanspruchungszustand 1 gilt als erreicht, wenn eines der folgenden Kriterien zutrifft:

Kriterium 1: vorh $N_{Ek1} = erf N_{Ek1}$

Kriterium 2: $w_{k,m} = 0,20 mm$

Bei einem Verhältnis von mittlerer Rissbreite zu maximaler Rissbreite von 0,8, einer Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}(t) = f_{ctm}(21) = 2,48 \text{ N/mm}^2$ und einer Verbundspannung $\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ct,eff}(t)$ ergeben sich nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.4 in Verbindung mit DIN EN 1192-1-1/NA unter Kurzzeitbelastung die rechnerischen Werte der Rissbreiten und Rissabstände in Tabelle 5.5.

Tabelle 5.5: Experimentelle Zugkraft, experimentelle Stahlspannung, Rissbreiten und Riss-
abstände für die Versuchskörper unter Zugbeanspruchung in Bauteillängsrichtung nach Ab-
schnitt 7.3.4 (DIN EN 1992-1-1) und (DIN EN 1992-1-1/NA).

Kurzbe- zeichnung	Einheit	Versuchsserien S0-S7 Hohlräume d. Gebäudetechnik	Versuchsserie S8 Cobiax CBCM-E-180	Versuchsserie S9 Cobiax CBCM-S-180
N_{Ekl}	[kN]	400	400	700
$\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$	[N/mm²]	283	283	283
W _{k,min}	[mm]	0,12	0,12	0,12
W _{k,m}	<i>[mm]</i>	0,19	0,19	0,19
W _{k,max}	<i>[mm]</i>	0,25	0,25	0,25
S _{r,min}	[mm]	124	124	124
$S_{r,m}$	<i>[mm]</i>	178	178	178
S _{r,max}	[mm]	248	248	248
	Kurzbe- zeichnung N_{Ek1} $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$ $W_{k,min}$ $W_{k,max}$ $S_{r,min}$ $S_{r,min}$ $S_{r,max}$	Kurzbe- zeichnungEinheit N_{Ek1} $[kN]$ $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$ $[N/mm^2]$ $w_{k,min}$ $[mm]$ $w_{k,min}$ $[mm]$ $w_{k,max}$ $[mm]$ $w_{k,max}$ $[mm]$ $s_{r,min}$ $[mm]$ $s_{r,min}$ $[mm]$ $s_{r,max}$ $[mm]$	Kurzbe- zeichnungEinheitVersuchsserien S0-S7 Hohlräume d. Gebäudetechnik N_{Ek1} $[kN]$ 400 $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$ $[N/mm^2]$ 283 $w_{k,min}$ $[mm]$ $0,12$ $w_{k,m}$ $[mm]$ $0,12$ $w_{k,max}$ $[mm]$ $0,25$ $s_{r,min}$ $[mm]$ 124 $s_{r,max}$ $[mm]$ 178 $s_{r,max}$ $[mm]$ 248	Kurzbe- zeichnungEinheitVersuchsserien S0-S7 Hohlräume d. GebäudetechnikVersuchsserie S8 Cobiax CBCM-E-180 N_{Ek1} $[kN]$ 400400 $\sigma_{s1} = \sigma_{s2}$ $[N/mm^2]$ 283283 $w_{k,min}$ $[mm]$ $0,12$ $0,12$ $w_{k,min}$ $[mm]$ $0,19$ $0,19$ $w_{k,max}$ $[mm]$ 124 124 $s_{r,min}$ $[mm]$ 178 178 $s_{r,max}$ $[mm]$ 248 248

5.6.2 Beanspruchungszustand 2

Im Beanspruchungszustand 2 wird eine planmäßige Längszugkraft stellvertretend für eine direkte Einwirkung aufgebracht. Dazu wird das gerissene Bauteil aus dem Beanspruchungszustand 1 entlastet und durch eine äußere Längszugkraft belastet, die während dem Prüfablauf konstant bleibt. Die maximale Zugkraft entspricht dabei einer Größenordnung, die durch konventionelle, schlaff bewehrte Stahlbetondecken wirtschaftlich aufgenommen werden kann. Dabei soll der erforderliche Längsbewehrungsgrad einer hochbauüblichen Größenordnung entsprechen. Zusätzlich ist zu berücksichtigen, dass die Querkrafttragfähigkeit eindeutig den Grenzzustand der Tragfähigkeit bilden muss. Der geometrische Bewehrungsgrad hat einen unmittelbaren Einfluss auf die Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung und damit auf die Querkrafttragfähigkeit. Unter den gegebenen Randbedingungen sind zwei wesentliche Maßnahmen erforderlich, um die Probekörper für den Beanspruchungszustand 2 innerhalb der Randbedingungen auslegen zu können.

- 1. Erhöhung des mechanischen Bewehrungsgrades durch die Verwendung von Spannstahl St900/1100
- 2. Begrenzung der Längszugspannung auf σ_{cp} = 0,5 \cdot f_{ctm}

Für den Beanspruchungszustand 2 ergibt sich für einen Beton C25/30 eine maximale Längszugkraft von

$$erf N_{Ek2} = 0.5 \cdot f_{ctm} \cdot b_w \cdot h = 0.5 \cdot 2.6 \cdot 0.4 \cdot 0.3 \cdot 10^3 = 156 \, kN \approx 160 \, kN$$

mit

- *f_{ctm} Mittelwert der Zugfestigkeit [MN/m²]*
- *b_w Querschnittsbreite* [*m*]
- h Querschnittshöhe [m]

Seite 51 von 272

Stufe	Beschreibung	Zugnormal- kraft N _{Ek2}	Versuchsserien S0-S7 Hohlräume d. Gebäudetechnik	Versuchsserie S8 Cobiax CBCM-E-180	Versuchsserie S9 Cobiax CBCM-S-180
[-]	[-]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[km]
NO	0% Längszugkraft	0	0	0	0
NI	50% Längszugkraft	200	80	80	140
N2	100% Längszugkraft	400	160	160	280

Tabelle	5 6 [.]	Fxne	rime	ntelle	l ängs	szuakräft	e
rabelle	0.0.	LAPC	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	mene	Lang	szugniun	. ب

5.7 Querbeanspruchung

5.7.1 Gebrauchszustand

Die Versuchskörper werden vor der inkrementellen Laststeigerung bis zum Versagen in 10 Zyklen auf Gebrauchslastniveau be- und entlastet. Dieser Vorgang erzeugt vor der Traglastuntersuchung ein quasigebrauchtes Bauteil im Zustand II, bei dem die Spannungsumlagerungen und die damit einhergehenden Verformungen durch die anfängliche Rissbildung wesentlich abgeschlossen sind. Die zugehörige Querkraft V_{GZG} hat den zur sicheren Erzeugung von Biegerissen 1,3fachen Wert der Querkraft auf Gebrauchslastniveau.

$$V_{GZG} = 1,3 \cdot \frac{V_{Rm,c}}{(\gamma_c \cdot \gamma_{G+Q})}$$
(5.4)

Dabei ist

V_{Rm,c} der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit für nicht querkraftbewehrte Stahlbetonbauteile [kN]

- γ_c der Teilsicherheitsbeiwert f. den Bauteilwiderstand von Beton ($\gamma_c = 1,50$)
- γ_{G+Q} der gemittelter Teilsicherheitsbeiwert f. die ständige und veränderliche Einwirkungen $\gamma_{G+Q} = (1,35 + 1,50) / 2 = 1,425$

5.7.2 Bruchzustand

Zur Ermittlung der Gebrauchslast und zur Festlegung der Belastungsschritte im Versuch wird der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit nach GI. (5.5) bestimmt. Die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt für Versuchskörper mit integrierten Leitungen nach Abschnitt 6.2.2 (*DAfStb 600*) und für Hohlkörperdecken nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (*Z-15.1-282*) für das System "Cobiax Eco-Line" und (*Z-15.1-307*) für das System "Cobiax Slim-Line". Für die Betondruckfestigkeit wird analog zur empirischen Bestimmung der Vorfaktoren entsprechend den Festlegungen zu Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in (*Reineck 1999*) die einaxiale Prismendruckfestigkeit f_{1cm} angesetzt.

$$V_{Rm,c} = \left[C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$
(5.5)

Dabei ist

$$C_{Rm,c}$$
 empirischer Vorfaktor, $C_{Rm,c} \approx 0.2$

$$f_{1ck}$$
 die charakteristische, einachsiale Prismendruckfestigkeit $\left[\frac{MN}{m^2}\right]$
 $f_{1ck} = 0.95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$

 $f_{cm,zyl}$ Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit, Prüfwert $\left[\frac{MN}{m^2}\right]$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \le 2,0 \text{ mit } d \text{ [mm]}$$

$$\rho_l \qquad \qquad = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \le 0,02$$

 A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung [mm²]

 b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts [m]

d die statische Querschnittshöhe [m]

$$\sigma_{cp} \qquad \qquad \frac{N_{Ek}}{A_c} \left[\frac{MN}{m^2}\right]$$

N_{Ek} die Längszugkraft im Querschnitt [MN]

$$A_c$$
 die Betonquerschnittsfläche $[m^2]$

V_{Rm,c} die Querkrafttragfähigkeit [MN]

5.8 Versuchsdurchführung

5.8.1 Versuchsablauf

Längszugkraft

Für den Beanspruchungszustand 1 wurde die planmäßige Längszugkraft N_{Ek1} nach Abschnitt 5.6.1 inkrementell in 10 Lastschritten kraftgeregelt über einfach wirkende Hohlkolbenzylinder mit einer elektrisch betriebenen Hydraulikpumpe aufgebracht. Jeder Laststufe wurde innerhalb von einer Minute erreicht, was bezogen auf die Dehnsteifigkeit des Bauteiles im Zustand I einer Geschwindigkeit von näherungsweise 0,03 mm/min entspricht. Auf jeder Laststufe wurden Risse am Bauteil mit der Bezeichnung "GZ" und Trennrisse mit der Bezeichnung "T" gekennzeichnet. Rissbreiten wurden mit Rissbreitenlinealen gemessen und dokumentiert. Nach Erreichen der Höchstlast wurde die Zugkraft auf den Beanspruchungszustand 2 nach Abschnitt 5.6.2 kontinuierlich abgelassen. Die Entlastungsgeschwindigkeit entsprach dabei der Belastungsgeschwindigkeit.



Abbildung 5.12: Exemplarische Beziehung zwischen Längszugkraft und Stahldehnung (DMS) bzw. Bauteildehnung (WAN) für einen Versuchskörper unter Längszug- und Querbelastung.

Querkraft (Gebrauchszustand)

Der Versuchskörper wurde auf Gebrauchslastniveau nach Abschnitt 5.7.1 kraftgeregelt über einfach wirkende Hydraulikzylinder mit einer handbetriebenen Hydraulikpumpe zyklisch be- und entlastet. Für die Versuchskörper ohne Längszugkraft (N0) wurden 10 Lastzyklen gewählt. Für die Versuchskörper mit Längszugkraft (N1, N2) wurden 5 Lastzyklen gewählt, die sich in Tastversuchen aufgrund der bereits vorhandenen Trennrisse als ausreichend herausgestellt haben. Die Gebrauchslast wurde bei Erstbelastung nach zwei Minuten erreicht. Anschließend wurden die Lastzyklen mit einer Geschwindigkeit von drei Minuten je Lastzyklus vollzogen. In jedem Lastzyklus wurde die Last im belasteten und im entlasteten Zustand jeweils eine Minute konstant gehalten. Das Entlastungsniveau entspricht einer Zylinderkraft von ungefähr 1 kN, wodurch das System nicht vollständig entlastet wird. Bei der ersten Belastung wurden Risse am Bauteil mit der Bezeichnung "GQ1" und bei der letzten Belastung mit der Bezeichnung "GQ10" bei 10 Lastzyklen oder "GQ5" bei 5 Lastzyklen gekennzeichnet. Rissbreiten wurden mit Rissbreitenlinealen gemessen und dokumentiert.

Querkraft (Traglast)

Ausgehend von dem Gebrauchszustand wurde der Versuchskörper in Laststufen in Höhe von 10 % der zu erwartenden, rechnerischen Bruchlast nach Abschnitt 0 kraftgeregelt belastet. Die vertikale Belastung wurde dabei mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 0,3 mm/min aufgebracht. Risse am Bauteil wurden mit der Bezeichnung "TQ" gekennzeichnet. Rissbreiten wurden mit Rissbreitenlinealen gemessen und dokumentiert.

5.8.2 Messtechnik

Die eingesetzte Messtechnik ist in Anhang E dargestellt. Die Längszugkraft wurde über Ringkraftmessdosen (Messbereich F = 300 kN) gemessen. Die Querkraft wurde über eine Kraftmessdose (Messbereich F = 500 kN) gemessen. Die vertikale Bauteilverformung unter dem Plattenstreifen wurde über induktive Wegaufnehmer (Messbereich 100 mm) erfasst. Die vertikale Bauteiltranslation an den Auflagern infolge der Verformung der Elastomere wurde über induktive Wegaufnehmer (Messbereich 20 mm) erfasst. Die horizontale Bauteilverformung wurde über induktive Wegaufnehmer (Messbereich 50 mm) erfasst. Die Stahldehnungen wurden in Bauteillängsrichtung auf Höhe des Hohlraumes und auf Höhe der Lasteinleitung in Bauteillängsrichtung für einige Versuchskörper über Dehnungsmessstreifen Typ 1-LY41-6/120 der Firma HBM gemessen. Aufgrund der lokalen Verbundschwächung durch den mechanischen Schutz der Dehnungsmessstreifen, wurde ab der Serie S2 auf den Einsatz verzichtet. Die Betondehnungen in Bauteillängsrichtung wurden an der Oberseite des Versuchskörpers mit Dehnungsmessstreifen Typ 1-LY41-100/120 gemessen. Zusätzlich wurde die lokale Verformung des Hohlraumbereichs über induktive Wegaufnehmer als Bruchindikator aufgezeichnet.

5.9 Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse und die zugehörigen Bauteildaten sind nachfolgend zusammengefasst und detailliert in Anhang A dokumentiert. Dabei sind die nachfolgenden Definitionen zu beachten.

Der Mittelwert der experimentell bestimmten Querkrafttragfähigkeit exp $V_{Rm,c}$ setzt sich aus folgenden gemessenen und berechneten Anteilen zusammen:

$exp V_{Rm,c} =$	$V_{Rm,c,Prüf} + \Delta V_{G1+G2} - \Delta V_{N_{Ek2}}$	(5.6)
Dabei ist		
V _{Rm,c,Prüf}	Querkraft aus der Prüflast im Bruchzustand [kN]	
ΔV_{G1+G2}	Querkraft aus dem Eigengewicht des Probekörpers (G1) und dem Eigengewicht der Konstruktion zur Lasteinleitung (G2)	
$\Delta V_{N_{Ek2}}$	Querkraft infolge der schräg geneigten Längszugkraft N _{Ek2} (Theorie II. Ord- nung)	

Am verformten Bauteil unter Querlast bildet sich ein Versatz zwischen der Wirkungslinie der zentrischen Längszugkraft und der Bauteilschwerlinie (Theorie II. Ordnung). Dadurch wird ein geringer Teil der Querlast in die Lasteinleitung für die Längszugkraft geführt, wodurch sich die Querkräfte an den Vertikalauflagern reduzieren.

$\Delta V_{N_{Ek2}} = N_{Ek2} \cdot w_{GZT} \cdot \frac{1}{a}$				
N_{Ek2}	Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2 [kN]			
WGZT	Durchbiegung unter der Lasteinleitung im Bruchzustand [mm]			
a	Schubarm a [mm]			

Zudem wird für die Versuchsauswertung eine normierte Querkrafttragfähigkeit exp $V_{Rm,c,nom}$ auf Basis von Nominalwerten eingeführt. Die Nominalwerte sind

- die Betondruckfestigkeit mit f_{1ck} = 30 N/mm² und
- die Bauteilbreite mit b_w = 0,40 m.

Durch die Normierung können alle Versuchsergebnisse mit unterschiedlichen geometrischen oder materialspezifischen Parametern miteinander verglichen werden. Die Normierung erfolgt über die Ansätze aus der Bemessungsgleichung für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 6.2a. Die Normierung erfolgt unter der Annahme, dass die Querkraftbeziehung die bruchmechanischen Einflüsse hinreichend gut abbildet. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit und der Bauteilbreite ist mit den statistischen Untersuchungen in (*Reineck 1999*) und (*DAfStb 597*) ausreichend abgesichert.

$$exp V_{Rm,c,nom} = f_{nom} \cdot exp V_{Rm,c}$$

Dabei ist

exp V_{Rm,c,nom} die experimentelle, normierte Querkrafttragfähigkeit [kN]

fnom

ein Normierungsfaktor

$$f_{nom} = \sqrt[3]{\frac{f_{1ck,nom}}{f_{1ck,Prüf}}} \cdot \frac{b_{w,nom}}{b_w}$$

mit

 $f_{1ck,nom}$ NominalwertderBetondruckfestigkeit $(f_{1ck,nom} = 30 \text{ MN/m}^2)$ $f_{1ck,Prüf}$ Prüfwert der Betondruckfestigkeit $b_{w,nom}$ Nominalwert für die Bauteilbreite ($b_{w,nom} = 40 \text{ cm}$) b_w tatsächliche Bauteilbreite

Anhand der im Versuch gemessenen Stahldehnungen über Dehnungsmessstreifen können die Spannungs- und Dehnungszustände auf Plausibilität überprüft und zudem Aussagen zur zugversteifenden Wirkung des Betons an der Messstelle gewonnen werden. Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den aus äußerer Belastung berechneten Stahlspannungen und den aus Messwerten der Stahldehnung berechneten Stahlspannungen. Die zugversteifende Wirkung des Betons im Riss verliert sich näherungsweise unter Gebrauchslast. Die Ergebnisse sind plausibel und es gibt keine Anhaltspunkte für ein von der Planung abweichendes, statisches System im Versuch.

Es kann zudem gezeigt werden, dass die maximale Längszugkraft von N_{Ek2} = 400 kN/m für $\sigma_{cp} \approx 0.5 \cdot f_{ctm}$ im Beanspruchungszustand 2 nach Abschnitt 5.6.2 ausreichend hoch ist, da die aus Dehnungsmessungen ermittelten Stahlspannungen im Bruchzustand einen Wert von bis zu σ_s = 700 N/mm² aufweisen. Aufgrund der hohen Stahlfestigkeit des Spannstahls liegt diese Spannung noch im linear-elastischen Bereich, aufgrund des Elastizitätsmoduls von $E_{s,m}$ = 187.500 N/mm² sind die vorhandenen Dehnungen allerdings schon deutlich größer als die zu erwartenden Dehnungen in einem Bauteil mit Betonstahl B500 und entsprechend erhöhtem Bewehrungsgrad. Eine Verdoppelung der Längszugkraft auf N_{Ek2} = 800 kN/m für $\sigma_{cp} \approx 1.0 \cdot f_{ctm}$ würde zu deutlich größeren Dehnungen und zu einem örtlich nichtlinearen Last-Verformungsverhalten der Bewehrung führen.

(5.8)

Für die Zugbewehrung auf Höhe der Lasteinleitung gelten folgende Beziehungen:

Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Tension Stiffening

 $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,DMS}$

$$\sigma_{s} = \frac{\frac{exp \, V \cdot \frac{a}{d} \cdot d}{0.9 \cdot d} + \frac{N_{Ek}}{2}}{A_{s1}}$$

Spannungs-Dehnungs-Beziehung ohne Tension Stiffening

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,DMS}$$

 $\sigma_s = \varepsilon_{s,DMS} \cdot E_s$



Abbildung 5.13: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen massiven Versuchskörper ohne Längszug (N0).



Abbildung 5.14: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen massiven Versuchskörper mit 50% Längszug (N1).



Abbildung 5.15: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen massiven Versuchskörper mit 100% Längszug (N2).



Abbildung 5.16: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen Versuchskörper mit integrierten Leitungen ohne Längszug (N0).



Abbildung 5.17: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen Versuchskörper mit integrierten Leitungen mit 50% Längszug (N1).



Abbildung 5.18: Beziehung zwischen rechnerischen Stahlspannungen und gemessenen Stahldehnungen in der Zugbewehrung unter der Lasteinleitung für einen Versuchskörper mit integrierten Leitungen mit 100% Längszug (N2).

5.9.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen

Unabhängig von der Längszugbeanspruchung ist bei allen massiven Versuchskörpern der Serien S0-S9 das Querkraftversagen maßgebend. Bei Versuchskörpern mit Längszug bildeten sich im Beanspruchungszustand 1 in regelmäßigen Abständen Trennrisse, wobei Rissbreiten und Rissabstände innerhalb der berechneten Grenzen nach Tabelle 5.5 liegen. Die Trennrissbildung führt unter Querbelastung bis zum Gebrauchslastniveau zu einer unmittelbaren Reduktion der Biegesteifigkeit und damit zu deutlich größeren Vertikalverformungen gegenüber Bauteilen ohne Trennrissbildung.



Abbildung 5.19: Exemplarische Last-Verformungs-Beziehungen für massive Versuchskörper mit 0% (N0), mit 50% (N1) und mit 100% (N2) der Längszugkraft im Beanspruchungszustand 2.

Bei Belastungen über Gebrauchslastniveau wurde kein ungünstiger Einfluss der Trennrisse auf die Biegesteifigkeit festgestellt, wenngleich die Durchbiegungen der Versuchskörper unter Längszug bei gleicher Querbelastung geringfügig, aber konstant größer sind als bei Versuchskörpern ohne Längszug.

In der Regel konnte bei Versuchskörpern unter Längszug festgestellt werden, dass sich der maßgebende Schubriss unabhängig von den Trenn- und Biegerissen entwickelt und diese in seinem Schrägverlauf kreuzt. Diese Feststellung deckt sich mit den Beobachtungen in *(Ehmann 2003)*. Es konnte jedoch auch festgestellt werden, dass sich aus einer deutlichen Schrägrissbildung auf relativ niedrigem Querlastniveau nicht zwangsläufig der maßgebende Schubriss entwickelt. Vielmehr ist es sogar vorgekommen, dass sich trotz deutlicher Vorankündigung mit einem Schrägriss auf der Bauteilseite mit planmäßig erhöhter Querkraft, der zum Versagen führende Schubriss auf der gegenüberliegenden Bauteilseite ohne Vorankündigung gebildet hat. Plausible Gründe für dieses Tragverhalten können sein:

- Begünstigung der Sprengwerktragwirkung durch Spannungsumlagerungen infolge früher Rissbildung
- Begünstigung der Sprengwerktragwirkung durch eine geringere Schubschlankheit

In (Ehmann 2003) wurden bei Versuchen, die eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit unter Längszug aufwiesen, Indizien für eine Umlagerung in ein Sprengwerk festgestellt und die Querkrafttragfähigkeit auf

den Wert der Querkraft bei Schubrissbildung korrigiert. Eine derartige Korrektur der ermittelten Traglast aus dem Versuch ist nicht ausreichend begründet und findet hier keine pauschale Anwendung.

Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen bei massiven Stahlbetonplattenstreifen einen ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.

chskörper	zugkraft	imentelle Querkraft- higkeit aus Prüflast	rraft aus Eigenge- (Probekörper + nleitung)	raft aus Längszug- tach Theorie II. tng	mentelle Querkraft- higkeit $_{R_{MC}*} + \Delta V_{EG} - \Delta V_N$	ierungsfaktor 30 N/mm² 10 cm	erte, experimentelle rafttragfähigkeit
Versu	Längs.	experi tragfä	Querk wicht Lastei	Querk kraft r Ordnu	experi tragfä (exp V	Normi $f_{clk} = 1$ $b_w = 4$	normi. Querk
[-]	N _{Ek2} [kN]	exp V _{Rm,c,Prüf} [kN]	ΔV_{G1+G2} [kN]	ΔV _{NEk2} [kN]	exp V _{Rm,c} [kN]	fnom [-]	exp V _{Rm,c,nom} [kN]
S0a-M-N0-1	0	107,5	4,34	0	111,8	1,08	120,2
S0a-M-N1-2	160	114,7	4,34	1,55	118,9	1,06	124,6
S0a-M-N2-3	160	85,7	4,34	1,29	90,0	1,08	95,9
S0b-M-N0-1	0	118,5	4,34	0	122,8	0,99	121,0
S0b-M-N1-2	80	114,8	4,34	0,61	118,5	0,99	117,6
S0b-M-N2-3	160	109,1	4,34	1,30	112,1	0,99	111,2
S1-M-N0-1	0	113,8	4,34	0	118,0	0,95	114,8
S1-M-N1-2	80	104,9	4,34	0,64	108,5	0,95	105,8
S1-M-N2-3	160	94,1	4,34	1,03	97,3	0,95	94,9
S2-M-N0-1	0	129,8	4,34	0	134,1	0,95	127,9
S2-M-N1-2	80	101,2	4,34	0,27	105,2	0,95	102,6
S2-M-N2-3	160	99,1	4,34	0,56	102,9	0,95	100,3
S3-M-N0-1	0	102,6	4,34	0	106,9	1,05	112,4
S3-M-N1-2	80	94,1	4,34	0,52	97,9	1,05	104,4
S3-M-N2-3	160	112,0	4,34	1,42	114,9	1,04	122,7
S4-M-N0-1	0	109,9	4,34	0	114,2	0,94	108,6
S4-M-N1-2	80	96,5	4,34	0,62	100,2	0,94	95,3
S4-M-N2-3	160	100,3	4,34	1,33	103,2	0,94	98,2
S5-M-N0-1	0	131,9	4,34	0	136,1	0,94	128,7
S5-M-N1-2	80	106,9	4,34	0,72	110,5	0,94	104,4
S5-M-N2-3	160	103,5	4,34	1,37	106,4	0,94	100,9
S6-M-N0-1	0	116,8	4,34	0	121,0	0,98	119,3
S6-M-N1-2	80	101,8	4,34	0,61	105,5	0,98	103,9
S6-M-N2-3	160	109,2	4,34	1,58	111,9	0,98	110,4
S7-M-N0-1	0	116,5	4,34	0	120,8	0,97	116,7
S7-M-N1-2	80	102,3	4,34	0,67	105,9	0,97	102,4
S7-M-N2-3	160	99,3	4,34	1,44	102,2	0,97	98,8
58-M-NU-1	0	120,7	4,34	0	125,0	1,08	134,6
58-M-NI-2	80	99,5 00 5	4,34	0,67	103,1	1,07	110,2
38-M-N2-3	100	<i>99,5</i>	4,54	1,01	102,2	1,11	113,/
59-M-NU-1	U	10/,3	4,54	0	111,0	1,1/	130,2
59-M-NI-2	80	88,5	4,54	0,5/	92,1	1,14	105,1
59-M-N2-3	160	102,8	4,34	1,33	105,7	1,14	120,8

Tabelle 5.7: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an massiven Stahlbetonplattenstreifen.

5.9.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Unabhängig von der Längszugbeanspruchung ist bei allen Versuchskörpern der Serien S0 - S7 mit integrierten Leitungen das Querkraftversagen maßgebend. Der maßgebende Schubriss verläuft wie in *(Thiele 2010)* festgestellt immer durch den Bereich mit der größten Querschnittschwächung. Aufgrund des geometrisch verringerten Betonquerschnittes im Vergleich zu massiven Versuchskörpern, tritt eine Rissbildung in diesem Bereich unter geringeren Zug- und Querlasten auf. Das Querkraftversagen tritt insgesamt weniger schlagartig auf, was mit den geringeren Spannungen im Bauteil aufgrund der geringeren Traglast zusammenhängt.

Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.

Mit der Versuchsserie S4 wurde die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit gruppierter Öffnungsanordnung ($d_o/d = 0,1$ und $a_o = 2 d_o$) untersucht. Bei allen Versuchen konnte die Querlast nach der Bildung einer deutlichen Schrägrissbildung wieder gesteigert werden. Anhand der Last-Verformungs-Beziehungen ist nach der Schrägrissbildung eine signifikante Änderung der Steifigkeit zu erkennen, so dass die Lastzunahme mit einer großen Durchbiegung verbunden ist. Der Schrägriss verläuft dabei von der Lasteinleitung relativ steil zu einer der ersten Leitungen und verläuft dann horizontal durch die gesamte Leitungsgruppe bis zum Auflager. Bei diesen Versuchen ist es eindeutig, dass ein frühes Verbundversagen zwischen Bewehrung und Beton entlang der Öffnungsgruppe eingetreten ist und sich das Tragsystem in der Folge verstärkt in ein Sprengwerk umgelagert hat. Die wesentlichen Argumente für eine ausgeprägte Sprengwerkbildung sind

- der Schrägriss im Bereich großer Biegemomente,
- der horizontale Riss entlang der Bewehrung bis zum Auflager,
- die deutliche Verringerung der Gesamtsteifigkeit durch das Verbundversagen und
- der Erhalt eines tragfähigen Gesamtsystems.

Für diese Versuche (V-Q-S4-H-N0-4, -5 und -6) wird abweichend von der maximalen Prüflast P_{Prüf,max} eine korrigierte Traglast P_{Prüf,lim} definiert. Der vollständige Verzicht auf die Anrechnung eines Sprengwerktraganteils ist nicht gerechtfertigt. Das statische System und die Lagerungsbedingungen sind im Versuchsstand bei einem Plattenstreifen im Einfeldsystem gegenüber einer realen Einbausituation bereits ungünstig. Zudem ist unklar, ob der ausgeprägte Schrägriss initiiert durch das anfängliche Verbundversagen der Längsbewehrung, das zur Umlagerung in ein Sprengwerk entscheidend ist, ohne ein Verbundversagen unter der gleichen Querlast eingetreten wäre. Es werden daher 50% der Sprengwerktragwirkung oberhalb der Prüflast bei Schrägrissbildung angerechnet.

$$P_{Pr\ddot{u}f,lim} = P_{Pr\ddot{u}f,Riss} + 0,5 \cdot (P_{Pr\ddot{u}f,max} - P_{Pr\ddot{u}f,Riss})$$
(5.9)

$$Dabei ist$$

$$P_{Pr\ddot{u}f,lim} \qquad Pr\ddot{u}flast auf korrigiertem Traglastniveau [kN]$$

$$P_{Pr\ddot{u}f,Riss} \qquad Pr\ddot{u}flast bei Schrägrissbildung im Versuch [kN]$$

$$P_{Pr\ddot{u}f,max} \qquad maximale Pr\ddot{u}flast im Versuch [kN]$$



Abbildung 5.20: Beziehung zwischen Prüflast und Durchbiegung für die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen aus der Versuchsserie V-Q-S4-H und Darstellung der Tragsystemgrenze zwischen Balkentragwirkung und Sprengwerk.



Abbildung 5.21: Fotoaufnahme des Versuchskörpers V-Q-S4-H-N2-6 mit ausgeprägter Sprengwerktragwirkung im Bruchzustand.

In nur wenigen Fällen ist an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen ein einheitlicher Zusammenhang zwischen Längszug und Schubrissneigung festzustellen. Nach der Elastizitätstheorie orientieren sich die Hauptzugspannungen im Querschnitt mit zunehmender Längszugbeanspruchung horizontal, wodurch in der Folge entstehende Risse einen zunehmend steileren Rissneigungswinkel aufweisen sollten. Dieser Effekt würde wahrscheinlich am Biegerissbild erkennbar sein, sofern den Bauteilen unter Längszug nicht im Beanspruchungszustand 1 ein abgeschlossenes Trennrissbild eingeprägt worden wäre. Unter Querbelastung werden aus den Trennrissen dann reine Biegerisse, die aufgrund ihrer Herkunft nahezu lotrecht geneigt sind. In der Regel verläuft der Schubriss letztlich schräg aus der Öffnung durch die Biegerisse und weist im Verlauf keinen erkennbaren Zusammenhang mit der Längszugbeanspruchung auf. Stellvertretend für eine Ausnahme sind in Abbildung 5.22 für die Versuchsserie V-Q-S1-H die Rissbilder im Bruchzustand dargestellt, die einheitlich eine Vergrößerung der Rissneigungswinkel unter zunehmender Längszugspannung belegen.



Abbildung 5.22: Schubrissneigungswinkel im Bruchzustand an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen do = 90 mm unter Längszug der Versuchsserie V-Q-S1-H.

Versuchskörper	Längszugkraft	experimentelle Querkraft- tragfähigkeit aus Prüflast	Querkraft aus Eigenge- wicht (Probekörper + Lasteinleitung)	Querkraft aus Längszug- kraft nach Theorie II. Ordnung	experimentelle Querkraft- tragfähigkeit (exp V _{Rmc.} *+ AV _{EG} - AV _N)	Normierungsfaktor $f_{clk} = 30 \ N/mm^2$ $b_w = 40 \ cm$	normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit
[-]	N _{ek2} [kN]	exp V _{Rm,c,Prüf} [kN]	ΔV_{G1+G2} [kN]	ΔV _{NEk2} [kN]	exp V _{Rm,c} [kN]	fnom [-]	exp V _{Rm,c,nom} [kN]
S0a-H-N0-4	0	64,7	4,34	0	69,0	1,08	74,2
S0a-H-N1-5	80	53,8	4,34	0,39	57,7	1,06	61,1
S0a-H-N2-6	160	59,2	4,34	0,98	62,5	1,07	67,0
S0b-H-N0-4	0	67,4	4,34	0	71,7	0,99	70,6
S0b-H-N1-5	80	76,6	4,34	0,60	80,3	0,99	79,1
S0b-H-N2-6	160	66,4	4,34	0,95	69,7	0,97	67,4
S1-H-N0-4	0	71,9	4,34	0	76,2	0,95	72,7
S1-H-N1-5	80	92,5	4,34	0,55	96,2	0,95	91,3
S1-H-N2-6	160	83,8	4,34	1,04	87,0	0,95	82,6
S2-H-N0-4	0	76,2	4,34	0	80,5	0,95	76,8
S2-H-N1-5	80	79,9	4,34	0,21	84,0	0,95	79,7
S2-H-N2-6	160	79,5	4,34	0,49	83,3	0,95	79,0
S3-H-N0-4	0	83,0	4,34	0	87,3	1,05	91,8
S3-H-N1-5	80	93,5	4,34	0,52	97,3	1,05	102,0
S3-H-N2-6	160	99,9	4,34	0,69	103,5	1,04	108,1
S4-H-N0-4 *	0	83,1 (75,5)	4,34	0	87,4 (79,8)	0,94	82,2 (75,2)
S4-H-N1-5 *	80	77,7 (74,7)	4,34	0,49	81,5 (78,5)	0,94	76,6 (74,0)
S4-H-N2-6 *	160	103,3 87,6)	4,34	1,86	105,8 (90,0)	0,94	99,5 (84,8)
S5-H-N0-4	0	73,9	4,34	0	78,2	0,94	73,7
S5-H-N1-5	80	78,9	4,34	0,42	82,7	0,94	77,9
S5-H-N2-6	160	70,8	4,34	0,85	74,3	0,94	69,9
S6-H-N0-4	0	121,4	4,34	0	125,7	0,98	123,3
S6-H-N1-5	80	104,4	4,34	0,88	107,8	0,98	105,6
S6-H-N2-6	160	106,6	4,34	1,36	109,5	0,98	107,4
S7-H-N0-4	0	63,4	4,34	0	67,7	0,97	65,3
S7-H-N1-5	80	73,3	4,34	0,53	77,1	0,97	74,5
S7-H-N2-6	160	76,7	4,34	1,18	79,8	0,97	77,1

Tabelle 5.8: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen.

5.9.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Unabhängig von der Längszugbeanspruchung ist bei allen Versuchskörpern der Serien S8-S9 an Hohlkörperplattenstreifen das Querkraftversagen maßgebend. Unter Längszug bilden sich Trennrisse stets im Querschnitt durch die Hohlkörpermitte, da hier die Betonnettoquerschnittsfläche ihr Minimum erreicht. Eine Beeinflussung der Trennrissbildung durch die Querbewehrungsstäbe, die zur Lagesicherung während des Betoniervorganges eingebaut wurden, konnte nicht festgestellt werden. Infolge der größeren Querschnittsschwächung im Gegensatz zu Plattenstreifen mit integrierten Leitungen treten in der Nähe von Trennrissen einige Sekundärrisse an den Bauteiloberflächen auf, die von dort ausgehend schräg zur Hohlkörpermitte an den Trennriss verlaufen. Im Unterschied zu Massivdecken bildet der obere und untere Betondeckenspiegel bei Hohlkörperdecken den wesentlichen Wirkungsbereich der Bewehrung, vergleichbar mit der Querschnittsfläche A_{c,eff} nach DIN EN 1992-1-1, 7.3.2 und DIN EN 1992-1-1/NA.

Bei allen Versuchen bilden sich unter Querbelastung Schrägrisse durch die einzelnen Hohlkörper, aus denen sich ein maßgebender Schubriss entwickelt. Analog zu nahezu allen in diesem Programm durchgeführten Querkraftversuchen kreuzen die Schrägrisse die Trennrisse aus dem Beanspruchungszustand 1.



Abbildung 5.23: Fotoaufnahme des Versuchskörpers V-Q-S8-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Eco-Line im Bruchzustand.



Abbildung 5.24: Fotoaufnahme des Versuchskörpers V-Q-S9-H-N2-6 mit integrierten Hohlkörpern vom Typ Cobiax Slim-Line im Bruchzustand.

Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern der Firma Cobiax im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.

Versuchskörper	Längszugkraft	experimentelle Querkraft- tragfähigkeit aus Prüflast	Querkraft aus Eigenge- wicht (Probekörper + Lasteinleitung)	Querkraft aus Längszug- kraft nach Theorie II. Ordnung	experimentelle Querkraft- tragfähigkeit (exp V _{Rmc.*} + AV _{EG} - AV _N)	Normierungsfaktor $f_{clk}=30\ N/mm^2$ $b_w=40\ cm$	normierte, experimentelle Querkrafttragfähigkeit
[-]	N _{Ek2} [kN]	exp V _{Rm,c,Prüf} [kN]	ΔV _{G1+G2} [kN]	ΔV _{NEk2} [kN]	exp V _{Rm,c} [kN]	fnom [-]	exp V _{Rm,c,nom} [kN]
S8-H-N0-4	0	60,3	3,44	0	63,8	1,07	68,1
S8-H-N1-5	80	63,2	3,44	0,41	66,2	1,12	74,3
S8-H-N2-6	160	71,6	3,44	1,18	73,9	1,11	82,3
S9-H-N0-4	0	94,0	6,02	0	100,0	0,67	66,7
S9-H-N1-5	140	93,0	6,02	0,71	98,3	0,68	67,1
S9-H-N2-6	280	87,8	6,02	0,68	93,1	0,68	63,6

Tabelle 5.9: Zusammenstellung der Querkrafttragfähigkeiten für die Versuche an Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern.
5.10 Versuchsauswertung

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit entspricht der Querkrafttragfähigkeit nach GI. (5.5) dieses Berichtes und somit dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$. Sofern nicht explizit angegeben, bezieht sich die Längsspannung σ_{cp} auf die Netto-Querschnittsfläche des Versuchskörpers im maßgebenden, geschwächten Querschnitt im Schubfeld.

Für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen aus Stahlbeton gilt:

$$V_{Rm,c} = \left[C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$

$$mit$$
(5.10)

 $C_{Rm,c} = 0,20 \quad f \ddot{u} r \ den \ Mittelwert \ der \ Querkrafttragfähigkeit$ $C_{Rm,c} = 0,15 \quad f \ddot{u} r \ den \ charakteristischen \ Wert \ der \ Querkrafttragfähigkeit$ $f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$ $k_I = 0,12$ $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek2}}{A_c}$

Für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen gilt:

$$V_{Rm,c} = \left[k_o \cdot C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$
(5.11)

mit

- *C_{Rm,c}* = 0,20 *für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit*
- *C_{Rm,c}* = 0,15 *für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit*
- $f_{1ck} = 0.95 \cdot (f_{cm,zyl} 4)$

$$k_1 = 0, 12$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek2}}{A_{c,netto}}$$

Für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Hohlkörpern gilt:

$$V_{Rm,c} = \left[f \cdot C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{1ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$
(5.12)

mit

- $C_{Rm,c} = 0,20$ für den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit
- *C_{Rm,c}* = 0,15 *für den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit*

$$f_{1ck} = 0.95 \cdot (f_{cm,zyl} - 4)$$

 $k_1 = 0, 12$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ek2}}{A_{c,netto}}$$

Die Berücksichtigung einer Längszugspannung ist bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken in den Zulassungen (*Z*-15.1-282) und (*Z*-15.1-307) nicht geregelt. Für die Auswertung der Versuche mit Längszug wird dieser Ansatz entsprechend den Regelungen für Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen nach Abschnitt 6.2.2 in (*DAfStb 600*) ergänzt. Dabei bezieht sich der Abminderungsfaktor f bzw. k_o nicht auf die Traglastminderung $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ infolge einer Längszugspannung.

Zur Auswertung der Versuchsergebnisse wird der Begriff "Modellsicherheit" eingeführt. Die Modellsicherheit berechnet sich nach Gl. (5.13).

$$\gamma_{Mod} = \frac{exp \, V_{Rm,c}}{cal \, V_{Rm,c}} \tag{5.13}$$

Dabei ist

 γ_{Mod} der Modellsicherheitswert [-]

exp V_{Rm,c} die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit [kN]

cal V_{Rm,c} der Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit [kN]

5.10.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen

Die Versuche zur Querkrafttragfähigkeit an massiven Plattenstreifen haben gezeigt, dass eine Längszugbeanspruchung einen ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Analog zu den Feststellungen in *(Ehmann 2003)* ist die Traglastminderung auf niedrigem Zugkraftniveau ($\sigma_{cp} = 0,67 \text{ MN/m}^2$) ausgeprägter als auf hohem Zugkraftniveau ($\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MN/m}^2$). Insgesamt liegen die experimentellen Querkrafttragfähigkeiten im Mittel ungefähr 12% über den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Das 5%-Quantil der Versuchswerte liegt ungefähr 28% über dem 5%-Quantil der rechnerischen, charakteristischen Querkrafttragfähigkeiten, so dass ein ausreichendes Sicherheitsniveau des Bemessungskonzeptes nach *(DIN EN 1992-1-1)* in Verbindung mit *(DIN EN 1992-1-1/NA)* besteht.

Die Streuung der Versuchswerte ist mit einer Standardabweichung von σ = 0,11 relativ gering, insbesondere vor dem Hintergrund der kombinierten Beanspruchung aus Quer- und Zuglast.

Die berechneten Daten sind in Tabelle 5.10 dokumentiert.

Versuchskörper	Hohlraumdurchmesser d _o bzw. Hohlraumhöhe d _o	Abminderungsfaktor f. Querkrafttragfähigkeit	Vorfaktor f. Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der Querkraft- tragähigkeit (C _{km.c} = 0,20)	Modellsicherheitswert	charakteristischer Wert der Querkrafttragfähig- keit $(C_{kkc} = 0, 15)$	Modellsicherheitswert
[-]	d _o [mm]	k _o bzw. f [-]	k1 [-]	σ _{cp} [MN/m²]	exp V _{Rm,c} [kN]	cal V _{Rm,c} [kN]	үмод [-]	cal V _{Rk,c} [kN]	үмод [-]
S0a-M-N0-1	0	0	0,12	0	111,8	111,8	1,11	75,3	1,48
S0a-M-N1-2	0	0	0,12	1,33	118,9	118,9	1,39	59,2	1,98
S0a-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	90,0	90,0	1,07	57,8	1,53
S0b-M-N0-1	0	0	0,12	0	122,8	122,8	1,12	82,2	1,49
S0b-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	118,5	118,5	1,18	73,0	1,62
S0b-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	112,1	112,1	1,22	64,5	1,74
S1-M-N0-1	0	0	0,12	0	118,0	118,0	1,06	83,3	1,42
S1-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	108,5	108,5	1,06	74,5	1,46
S1-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	97,3	97,3	1,04	66,0	1,48
S2-M-N0-1	0	0	0,12	0	134,1	134,1	1,18	84,9	1,58
S2-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	105,2	105,2	1,03	74,5	1,41
S2-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	102,9	102,9	1,10	66,0	1,56
S3-M-N0-1	0	0	0,12	0	106,9	106,9	1,04	77,1	1,39
S3-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	97,9	97,9	1,06	67,3	1,45
S3-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	114,9	114,9	1,37	58,7	1,96
S4-M-N0-1	0	0	0,12	0	114,2	114,2	1,01	85,2	1,34
S4-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	100,2	100,2	0,95	76,6	1,31
S4-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	103,2	103,2	1,07	68,0	1,52
S5-M-N0-1	0	0	0,12	0	136,1	136,1	1,19	85,7	1,59
S5-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	110,5	110,5	1,05	77,1	1,43
S5-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	106,4	106,4	1,10	68,3	1,56
S6-M-N0-1	0	0	0,12	0	121,0	121,0	1,10	82,2	1,47
S6-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	105,5	105,5	1,04	73,6	1,43
S6-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	111,9	111,9	1,21	65,0	1,72
S7-M-N0-1	0	0	0,12	0	120,8	120,8	1,08	83,9	1,44
S7-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	105,9	105,9	1,03	75,3	1,41
S7-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	102,2	102,2	1,08	66,6	1,53
S8-M-N0-1	0	0	0,12	0	125,0	125,0	1,25	75,2	1,66
S8-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	103,1	103,1	1,11	67,3	1,53
S8-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	102,2	102,2	1,28	55,6	1,84
S9-M-N0-1	0	0	0,12	0	111,6	111,6	1,21	69,4	1,61
S9-M-N1-2	0	0	0,12	0,67	92,1	92,1	1,07	62,4	1,48
S9-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	105,7	105,7	1,37	53,8	1,97
Mittelwert µ							1,13		1,56
Standardabwei	chung s						0,11		0,17
Variationskoeff	izient v						0,09		0,11
5%-Quantil $p_{0,0}$	05						1,01		1,36

Tabelle 5.10: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen aus Stahlbeton unter Längszugbeanspruchung.



Abbildung 5.25: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).



Abbildung 5.26: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (rechts).

Trotz der ausreichend großen Gesamtsicherheit in den Versuchen kann gegenüber dem Bemessungskonzept nach Abschnitt 6.2.2 (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) ein deutlich ungünstigerer Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit von Massivdecken festgestellt werden.

Für eine geeignete Darstellung der Problematik wird die experimentelle, normierte Querkraftreduktion exp $\Delta V_{Rm,c,nom}$ infolge Längszug eingeführt. Diese berechnet sich aus der Differenz der normierten, experimentellen Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen unter Längszug und dem Mittelwert der normierten, experimentellen Querkrafttragfähigkeiten von Plattenstreifen ohne Längszug.

$$exp \ \Delta V_{Rm,c,nom} = \frac{\sum_{i=1}^{n} exp \ V_{Rm,c,nom,i}(\sigma_{cp} = 0)}{n} - exp \ V_{Rm,c,nom,i}$$
(5.14)

Dabei ist

 $exp \Delta V_{Rm,c,nom} \qquad die experimentell bestimmte, normierte Minderung der$ Querkrafttragfähigkeit mit Längszug [kN] $<math display="block">\frac{\sum_{i=1}^{n} exp V_{Rm,c,nom,i}(\sigma_{cp} = 0)}{n} \qquad der Mittelwert der experimentell bestimmten, normierten$ Querkrafttragfähigkeit ohne Längszug [kN] $exp V_{Rm,c,nom,i} \qquad die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit$ Längszug [kN]

Die Querkraftgleichung 6.2a nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) wurde in (*Reineck 1999*) über den Vorfaktor C_{Rk,c} für charakteristische Werte der Festigkeiten anhand der experimentell bestimmten Querkrafttragfähigkeit ausgewählter Versuche ohne Längszug kalibriert. Die Auswahl der Versuche wurde dabei anhand von eindeutig festgelegten Auswahlkriterien vorgenommen. Bei dem Vorfaktor k_1 hingegen handelt es sich um einen Mittelwert, mit dem die tatsächliche Traglastreduktion über eine lineare Beziehung in Abhängigkeit der Längszugspannung beschrieben wird. Die Berücksichtigung des Mittelwertes der Querkraftminderung bei der Berechnung der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit, die selbst dem 5%-Quantil der mittleren Querkrafttragfähigkeit entspricht, kann vertreten werden. Aus diesem Grund sind die Vorfaktoren k_1 und $V_{R,c}$ in der Bemessungsgleichung unabhängig voneinander. Die Anrechnung des 95%-Quantils der Querkraftminderung auf den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit würde zu einem überproportionalen Sicherheitsniveau für nicht querkraftbewehrte Stahlbetonbauteile unter Längszug im Vergleich zu Bauteilen ohne Längszug führen. Diese Vorgehensweise würde die Einführung von Vorfaktoren k_{1k} und k_{1m} bedingen, die näherungsweise im Verhältnis $C_{Rk,c} / C_{Rm,c}$ zueinander stehen müssten.

Für die Bestimmung der Vorfaktoren k1 wird folgende analytische Beziehung verwendet:

$$exp \ \Delta V_{Rm,c,nom} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_{w,nom} \cdot d \tag{5.15}$$

$$\Leftrightarrow \qquad \frac{exp \ \Delta V_{Rm,c}}{b_{w,nom} \cdot d} = k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

$$\Leftrightarrow \qquad exp \ \Delta v_{Rm,c,nom} = \ k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ \Leftrightarrow \qquad k_1 = \frac{exp \ \Delta v_{Rm,c,nom}}{\sigma_{cp}} \\ mit \\ exp \ \Delta v_{Rm,c,nom} \qquad Differenz \ der \ Bruchschubspannung \ [MN/m^2]$$

Die Streuungen der berechneten Traglastdifferenzen von Plattenstreifen unter Längszug unterscheiden sich nur unwesentlich von der natürlichen Streuung der Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen ohne Längszug. Diese Tatsache stützt die Anrechnung einer mittleren Traglastminderung in Bezug auf den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit. Die Auswertung der Versuche an massiven Plattenstreifen ergibt folgende Mittelwerte für den Vorfaktor k₁:

$$k_{1} = \begin{cases} k_{1} = 0.225 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -0.67 \text{ MN/m}^{2} \\ k_{1} = 0.095 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cn} = -1.33 \text{ MN/m}^{2} \end{cases}$$
(5.16)



Abbildung 5.27: Beziehung zwischen experimenteller Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,nom}$ und der Längszugspannung σ_{cp} für die Versuche an massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszug.

Für Zugspannungen in Höhe von 50% der zentrischen Zugfestigkeit ($\sigma_{cp} = 0.5 \cdot f_{ctm}$) wird die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit im Mittel mit einem Vorfaktor $k_1 \approx 0,10$ zutreffend erfasst. Das Bemessungskonzept nach Abschnitt 6.2.2 (*DIN EN 1992-1-1*) und (*DIN EN 1992-1-1/NA*) bietet mit einem Vorfaktor $k_1 = 0,12$ eine ausreichende Sicherheit. Für Zugspannungen in Höhe von 25% der zentrischen Zugfestigkeit ($\sigma_{cp} = 0,25 \cdot f_{ctm}$) liegt der Abminderungsfaktor mit $k_1 \approx 0,23$ deutlich über dem normativen Wert. Für diese Zugbeanspruchung zeit sich ein deutliches Sicherheitsdefizit des bestehenden Bemessungskonzeptes. Besonders kritisch zu beurteilen ist diese Feststellung dadurch, dass Längszugspannungen in einem Bereich $0 < \sigma_{cp} \le 0.25 \cdot f_{ctm}$ praktisch in jeder eingebauten Hochbaudecke auch ohne Längszugkräfte aus direkten Einwirkungen permanent vorhanden sind. Ein Teil der Zugspannungen aus Zwangsbeanspruchungen verbleibt auch nach entlastender Trennrissbildung im Betonquerschnitt, da die zugversteifende Wirkung des Betons über die gesamte Trägerlänge bis zum lokalen Erreichen der Stahlspannung an der Plastizitätsgrenze erhalten bleibt. Die Nichtberücksichtigung einer Längszugkraft infolge einer Zwangsbeanspruchung bei der Bemessung der Querkrafttragfähigkeit nach Gl. 6.2a (*DIN EN 1992-1-1*) ist unter diesem Gesichtspunkt nicht nachzuvollziehen.

5.10.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die Versuche zur Querkrafttragfähigkeit an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen haben gezeigt, dass der an Massivdecken festgestellte, ungünstige Einfluss einer Längszugbeanspruchung deutlich zurückgeht. Für einige Hohlraumkonstellationen konnte sogar ein günstiger Einfluss der Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden.

Im Gegensatz zu den Versuchen an massiven Plattenstreifen, weisen die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug ein deutlich größeres Vermögen auf, nach Schrägrissbildung weitere Querlasten aufzunehmen. Diese Eigenschaft könnte auf frühe Spannungsumlagerungen zurückzuführen sein, die sich im querschnittgeschwächten Schubfeld nach Rissbildung ergeben. Sofern der Verbund zwischen Bewehrung und Beton nicht ungünstig durch die Öffnung beeinflusst wird, ist die Bogen-Zugband- oder Sprengwerktragwirkung bei Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen, die im überwiegend zugbeanspruchten Querschnittsbereich liegen, nicht zwangsläufig geringer als in massiven Plattenstreifen.

Insgesamt liegen die experimentellen Querkrafttragfähigkeiten im Mittel ungefähr 80% über den Mittelwerten der abgeminderten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach Gl. 6.2a (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit den Regelungen in (*DAfStb 600*). Eine derart große Sicherheit ist insofern plausibel, als dass die Abminderungsfaktoren in (*Thiele 2010*) keine Mittelwerte, sondern untere Grenzwerte (0%-Quantil) darstellen und die experimentelle Varianz der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen größer ist als bei Massivdecken. Zudem wurden auch Bauteile mit Hohlräumen und Hohlraumlagen geprüft, deren geometrische Eigenschaften außerhalb der Anwendungsgrenzen nach des Konzeptes nach (*DAfStb 600*) liegen. Das 5%-Quantil der Modellsicherheit bezogen auf die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit liegt bei p_{0,05} = 1,04 und entspricht damit näherungsweise dem festgelegten Sicherheitsniveau für Stahlbetonbauteile mit integrierten Leitungen.

Die berechneten Daten sind in Tabelle 5.11 dokumentiert.

Seite 79 von 272

Versuchskörper	Hohlraumdurchmesser d _o bzw. Hohlraumhöhe d _o	Abminderungsfaktor f. Querkrafttragfähigkeit	Vorfaktor f. Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der Querkraft- tragfähigkeit (C _{lon.c} = 0,20)	Modellsicherheitswert	charakteristischer Wert der Querkrafttragfähig- keit (C _{Rkc} = 0,15)	Modellsicherheitswert
[-]	b。/ d。 [mm]	ko bzw. f [-]	k1 [-]	σ _{cp} [MN/m²]	exp V _{Rm,c} [kN]	cal V _{Rm,c} [kN]	үмод [-]	cal V _{Rk,c} [kN]	YMod [-]
S0a-H-N0-4 S0a-H-N1-5 S0a-H-N2-6 S0b-H-N0-4 S0b-H-N1-5 S0b-H-N2-6 S1-H-N0-4 S1-H-N1-5 S1-H-N2-6 S2-H-N0-4 S2-H-N1-5 S2-H-N2-6 S3-H-N0-4 S3-H-N1-5 S4-H-N2-6 S5-H-N0-4 S5-H-N1-5 S5-H-N2-6 S6-H-N0-4 S6-H-N1-5 S6-H-N2-6 S7-H-N0-4 S7-H-N1-5	0 / 140 0 / 140 0 / 140 0 / 140 0 / 140 0 / 90 0 / 90 425/25 425/25 425/25 425/50 425/50 50 50 50 50 280 / 70 280 / 70	0,48 0,48 0,48 0,48 0,48 0,66 0,66 0,66 0,66 0,66 0,76 0,76 0,76 0,76 0,76 0,76 0,68 0,68 0,68 0,43 0,43 0,43 0,43 0,43 0,83 0,83 0,83 0,37 0,37	0,12 0,12	$egin{array}{c} 0 \ 1,25 \ 2,50 \ 0 \ 1,25 \ 2,50 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,95 \ 1,90 \ 0 \ 0,80 \ 1,60 \ 0 \ 0,80 \ 1,60 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0,87 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ $	69,0 57,7 62,5 71,7 80,3 69,7 76,2 96,2 87,0 80,5 84,0 83,3 87,3 97,3 103,5 87,4(79,8) 81,5(78,5) 105,8(90,0) 78,2 82,7 74,3 125,7 107,8 109,5 67,7 77,1	47,9 32,6 15,9 52,2 36,2 21,2 75,1 63,3 51,1 75,1 63,3 51,1 78,5 66,4 54,5 77,5 68,2 58,9 48,9 38,7 28,5 91,0 80,8 70,4 41,1 29,9	1,44 1,77 3,93 1,37 2,22 3,29 1,01 1,52 1,70 1,07 1,33 1,63 1,11 1,46 1,90 1,03 1,15 1,53 1,60 2,14 2,61 1,38 1,33 1,56 1,65 2,58	35,9 20,4 3,9 39,2 23,1 7,8 56,3 44,4 32,2 56,3 44,4 32,2 58,8 46,8 34,7 58,1 48,8 39,5 36,7 26,5 16,2 68,2 58,0 47,7 30,8 19,6	1,92 2,83 16,04 1,83 3,47 8,88 1,35 2,17 2,70 1,43 1,89 2,59 1,48 2,08 2,98 1,37 1,61 2,28 2,13 3,12 4,58 1,84 1,86 2,30 2,20 3,93
S7-H-N2-6 Mittelwert μ Standardabweic Variationskoeffi 5%-Quantil p _{0,0}	280 / 70 chung s izient v s	0,37	0,12	1,74	79,8	18,7	4,27 1,84 0,82 0,45 1,04	8,4	9,45 3,35 3,16 0,94 1,39

Tabelle 5.11: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszugbeanspruchung.



Abbildung 5.28: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).



Abbildung 5.29: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).

Durch die unterschiedlichen Querschnittschwächungen entstehen für eine Längszugbeanspruchung unterschiedliche Längszugspannungen im Querschnitt. Die Versuchsergebnisse lassen die Vermutung zu, dass ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Längszugspannung, Querschnittschwächung und Querkrafttragfähigkeit existiert. Bei differenzierter Betrachtung kann festgestellt werden, dass mit zunehmender Querschnittschwächung und zunehmender Längszugspannung der ungünstige Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit zurückgeht. Ein konstanter Vorfaktor k_1 wie im Bemessungskonzept nach Abschnitt 6.2.2 in (*DIN EN 1992-1-1*) und (*DIN EN 1992-1-1/NA*) kann somit kein geeigneter Funktionswert zur Erfassung des Einflusses einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen sein.





Der Vollständigkeit halber werden die berechneten Werte für den Vorfaktor k₁ analog zu den Berechnungen für massive Plattenstreifen nach Gl. (5.14) und Gl. (5.15) nachfolgend dokumentiert. Abweichend bezieht sich die Traglastminderung hier jedoch immer auf die experimentelle, normierte Querkrafttragfähigkeit des Plattenstreifens mit integrierten Leitungen ohne Längszug aus der jeweiligen Versuchsserie, da aufgrund der unterschiedlichen Hohlraumparameter kein einheitlicher Referenzwert für alle Versuchsserien existiert.

Für Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug ist im Mittel kein ungünstiger Einfluss durch eine Längszugbeanspruchung festzustellen, so dass sich ein Vorfaktor $k_1 \approx -0,04$ ergibt. Die festgestellte Traglastminderung in den Versuchen ist insgesamt deutlich geringer, als die rechnerische Traglastminderung nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*). Trotzdem existieren einzelne Versuche, für die ein ungünstiger Einfluss der Längszugbeanspruchung existiert, so dass der 95%-Quantilwert bei $k_1 = 0,16$ liegt. Entsprechend der Theorie, dass der Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Querschnittsschwächung abnimmt, treten die größten Traglastminderungen bei Versuchskörpern auf, die mit Leitungsdurchmessern $d_0 = 0,2 \cdot d$ eine vergleichsweise geringe Querschnittschwächung aufweisen und damit massiven Plattenstreifen ähneln.



Abbildung 5.31: Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung $\Delta v_{Rm,c,nom}$ und dem Mittelwert der Längszugspannung σ_{cp} für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit Längszug.

5.10.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern haben gezeigt, dass der ungünstige Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu Massivdecken deutlich zurückgeht. Die Längszugbeanspruchung hat bei Hohlkörperplattenstreifen Typ Cobiax Eco-Line zu einer geringfügigen Steigerung der Querkrafttragfähigkeit und bei Hohlkörperplattenstreifen Typ Cobiax Slim-Line zu einer geringfügigen Minderung der Querkrafttragfähigkeit geführt. Die Versuchsergebnisse der Hohlkörperplattenstreifen ohne Längszug liegen im Mittel 25% über dem Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Damit entspricht die Querkrafttragfähigkeit in ihrer Größenordnung qualitativ den experimentellen und numerischen Ergebnissen der Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Cobiax Hohlkörperdecken in (Aldejohann 2008), (Cobiax 2008a), (Cobiax 2008b), (Cobiax 2008c) und (Cobiax 2011). Erwartungsgemäß ist die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke Typ Cobiax Eco-Line geringfügig größer als die Querkrafttragfähigkeit der Hohlkörperdecke Typ Cobiax Slim-Line. Diese Tendenz entspricht ebenfalls den Erfahrungen aus vorangegangenen Querkraftversuchen an beiden Deckensystemen und steht im Einklang mit der größeren Querschnittsreduktion durch die ellipsoidförmigen Hohlkörper Typ Cobiax Slim-Line.

Eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass der rechnerische Ansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken unter Längszug mit einer linearen Abminderungsfunktion nach GI. (5.12) in Anlehnung an die konzeptionelle Regelung nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) keine realistischen Ergebnisse liefert. Im Vergleich zu Plattenstreifen mit integrierten Leitungen ist die rechnerische Abminderung, die sich aufgrund der hohen Längszugspannung in dem erheblich reduzierten Betonquerschnitt in der Hohlkörperachse ergibt, deutlich größer. Die Varianz der experimentellen und rechnerischen Ergebnisse steigt daher mit zunehmender Längszugbeanspruchung. Der charakteristische Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken tendiert mit einer Längszugbeanspruchung in Höhe der zentrischen Zugfestigkeit ($\sigma_{cp} = 1,0 \cdot f_{ctm}$) näherungsweise gegen Null.

Das bestehende Konzept nach (Z-15.1-282) und (Z-15.1-307) liefert für eine kombinierte Beanspruchung aus Querlast und Längszug realitätsferne und sehr unwirtschaftliche Ergebnisse. In den Zulassungen der Deckensysteme ist der traglastmindernde Einfluss einer Längszugspannung nicht berücksichtigt, da die Hohlkörperdecken planmäßig nicht durch Längszugkräfte aus direkten Einwirkungen belastet werden dürfen. Auf Basis der vorliegenden Versuchsergebnisse kann diese Regelung nicht begründet werden. Das 5%-Quantil der experimentellen Querkrafttragfähigkeit liegt 66% über dem charakteristischen Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit.

Die berechneten Daten sind in Tabelle 5.12 dokumentiert.

Versuchskörper	Cobiax Hohlkörper Typ	Abminderungsfaktor f. Querkrafttragfähigkeit	Vorfaktor f. Längszugspamnung	Längszugspamung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der Querkrafttrag- fähigkeit ($C_{Rnc} = 0, 20$)	Modellsicherheitswert	charakteristischer Wert der Querkrafttragfähigkeit (C _{Rkc} = 0,15)	Modellsicherheitswert
<i>[-]</i>	do [mm]	ko bzw. f [-]	k1 [-]	σ_{cp} [MN/m ²]	exp V _{Rm,c} [kN]	cal V _{Rm,c} [kN]	үмод [-]	cal V _{Rk,c} [kN]	?Mod [-]
S8-H-N0-4	E-180	0.5	0.12	0	63.8	50.5	1.26	37.9	1.68
S8-H-N1-5	E-180	0.5	0.12	1.16	66.2	33.2	1.99	21.2	3.12
S8-H-N2-6	E-180	0.5	0,12	2,32	73,9	18,8	3,94	6,7	11,11
S9-H-N0-4	S-180	0,5	0,12	0	100,0	80,9	1,24	60,7	1,65
S9-H-N1-5	S-180	0,5	0,12	1,28	98,3	50,2	1,96	30,4	3,23
S9-H-N2-6	S-180	0,5	0,12	2,57	93,1	21,3	4,36	1,6	58,98
Mittelwert u							2.46		13.30
Standardahweichung s						1.24		20.69	
Variationskoafficient u							0.50		1 56
5%-Quantil $p_{0.05}$							1,24		1,66

Tabelle 5.12: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Cobiax Hohlkörpern unter Längszugbeanspruchung.

In Abbildung 5.32 sind die Modellsicherheitswerte von insgesamt 26 Querkraftversuchen an Cobiax Hohlkörperdecken ohne Korbmodule mit und ohne Längszug im Vergleich zu den Modellsicherheitswerten von 506 Querkraftversuchen an Massivdecken dargestellt. Im ungünstigsten Fall beträgt die Querkrafttragfähigkeit einer Hohlkörperdecke 50% der Querkrafttragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke. Dies gilt nach den Erkenntnissen dieser Forschungsarbeit auch für Cobiax Hohlkörperdecken unter Längszug.



Abbildung 5.32: Beziehung zwischen Modellsicherheit der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit und dem Längsbewehrungsgrad für Querkraftversuche an 506 Massivdecken, 22 Cobiax Hohlkörperdecken ohne Längszug und 4 Cobiax Hohlkörperdecken mit Längszug.



Abbildung 5.33: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der Querkrafttragfähigkeit (rechts).



Abbildung 5.34: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung für rechnerische Mittelwerte der normierten Querkrafttragfähigkeit (links) und für charakteristische Werte der normierten Querkrafttragfähigkeit (rechts).



Abbildung 5.35: Beziehung zwischen experimenteller Differenz der Bruchschubspannung $\Delta v_{Rm,c,nom}$ und dem Mittelwert der Längszugspannung σ_{cp} für die Versuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit Längszug.

6 Finite-Elemente-Simulationen

Mit einer FE-Parameterstudie soll im zweiten Projektteil die aus dem experimentellen Versuchsprogramm gewonnene Datenbasis abgesichert und vergrößert werden. Im Vordergrund stehen zunächst der Entwurf und die Validierung eines geeigneten Modells zur Beschreibung des Querkraftproblems. Anhand der Versuchsdaten zum Querkrafttragverhalten von Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen unter Längszug ist die Funktionalität des Modells hinsichtlich der Erfassbarkeit dieser erweiterten Problemstellung zu überprüfen.

6.1 Allgemeines

Für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen existiert kein analytisches Rechenverfahren, mit dem eine kombinierte Beanspruchung aus Quer- und Längslast und darüber hinaus eine Kombination mit integrierten Hohlräumen theoretisch bestimmt werden kann. Theoretische Näherungsverfahren für diese Problemstellung sind numerische Verfahren, die in diesem Umfang ausschließlich computergestützt genutzt werden können. Die meisten strukturmechanischen Probleme der Festigkeitslehre können mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) näherungsweise beschrieben werden, sofern realitätsnahe Materialgesetze und Randbedingungen formuliert sind. Die FEM zerlegt die Gesamtstruktur in einzelne, diskrete Elemente, die an den Elementrändern über Elementknoten miteinander verbunden sind und an diesen Stellen identische Kraft- und Weggrößen besitzen. Die Eigenschaften und Randbedingungen für die Elemente werden problem- und dimensionsabhängig definiert. Für jedes Element kann eine Elementsteifigkeitsmatrix aufgestellt werden, die in Verbindung mit allen anderen Steifigkeitsmatrizen der Elemente die Gesamtsteifigkeitsmatrix bilden. Durch diese Koppelung der Steifigkeitsbeziehungen stehen alle inneren Knotenverformungen, -verdrehungen und -kräfte miteinander in Verbindung. Für linear elastische, zweidimensionale Probleme gilt die grundsätzliche Beziehung

$K \cdot u = f$		(6.1)
Dabei ist		
K	die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems	
u	der unbekannte Vektor der Knotenverschiebungen bzw. Kno- tenverdrehungen	
f	der zugehörige Vektor der resultierenden Knotenkräfte	

Eine Näherungslösung ist ein hinreichend genauer Gleichgewichtszustand zwischen äußeren Kräften und inneren Knotenkräften in einem Belastungsschritt. Eine Lösung wird akzeptiert, wenn für ein oder mehrere Konvergenzkriterien eine definierte Konvergenzgenauigkeit erreicht ist. Diese Lösungen beinhalten alle berechneten Informationen in den Integrationspunkten der einzelnen Elemente wie Dehnungen und Spannungen, die über eine grafische Schnittstelle an der untersuchten Geometrie visualisiert werden können. Die bruchmechanischen Vorgänge im Beton sind nichtlinear und voneinander abhängig, so dass eine realitätsnahe Formulierung des Materialverhaltens komplex ist. Zusätzlich liefert die Heterogenität des Betons, die aufgrund der Zusammensetzung und der Herstellung gegeben ist, eine Streuung der Eigenschaften im Bauteil, die eine identische Abbildung der gerissenen Struktur aufgrund des Informationsmangels unmöglich macht. Bei der Beschreibung des Querkraftversagens von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen ist dieses Problem relevant, weil hier die Zugtragwirkung des Betons unmittelbar Einfluss auf die Rissbildung, den Rissverlauf und damit insgesamt auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Auch aus diesem Grund ist das genormte Bemessungsverfahren in Abschnitt 6.2.2 nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*) zwar auf einer mechanischen Grundlage aufgebaut, der charakteristische Wert der Querkrafttragfähigkeit wurde jedoch über einen empirisch ermittelten Vorfaktor linear eingestellt.

In dieser Forschungsarbeit wird das Programm DIANA (DIsplacement ANAlyzer) des Entwicklers TNO DIANA BV (*DIANA 2014*) in der Softwareversion 9.6 eingesetzt. Das Programm ist ein nicht fachspezifisches Finite-Elemente-Programm, mit dem geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnungen an zwei- und dreidimensionalen Strukturen durchgeführt werden können. Das Programm bietet in der eingesetzten Version umfangreiche Material- und Elementbibliotheken, die grundsätzlich den Anforderungen entsprechen.

6.2 Finite Elemente

6.2.1 Strukturelemente

Für die numerischen Berechnungen werden unterschiedliche Finite-Elemente-Modelle eingesetzt. Ein wesentlicher Unterschied besteht zwischen den zweidimensionalen Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit und ohne integrierte Leitungen und den dreidimensionalen Modellen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken. Im Versuch sind alle Plattenstreifen ohne Querdehnungsbehinderung eingebaut, so dass sich aufgrund der Lagerungsbedingungen keine mehraxialen Spannungszustände ergeben. Im Hinblick auf die innere Struktur einer Hohlkörperdecke, bei der die Betonquerschnitte periodisch variieren, entstehen jedoch räumliche Spannungszustände unabhängig von den Lagerungsbedingungen. Für die Hohlkörperdecken existiert kein äquivalenter Deckenquerschnitt, für den in einem zweidimensionalen Modell die räumlichen Spannungszustände korrekt erfasst werden können. Für die Hohlkörperdecke muss ein Modell aus Volumenelementen³ entwickelt werden. Die Plattenstreifen mit und ohne integrierte Leitungen können hingegen in einem zweidimensionalen Modell mit Scheibenelementen⁴ abgebildet werden. Dabei bildet das Modell seinerseits nur einen dünnen Streifen des gesamten Plattenstreifens ab, damit die Theorie des ebenen Spannungszustandes anwendbar ist.

³ solid elements

⁴ plane stress elements, membrane elements



Abbildung 6.1: Scheibenelement allgemein (links oben), Volumenelement allgemein (rechts oben), 8-Knoten-Scheibenelement CQ16M (links unten) und 20-Knoten-Volumenelement (rechts unten) aus (DIANA 2014).

Für nichtlineare Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode werden Elemente mit guadratischen Ansatzfunktionen verwendet, um das Problem einer ungewollten Schubversteifung⁵ in Elementen im Grundsatz zu vermeiden. Die Ansatzfunktionen werden für Formbildung und Verschiebung gleichermaßen verwendet, die Elemente sind also isoparametrisch. Die Schubversteifung kann bei der Integration von biegebeanspruchten Elementen mit linearen Ansatzfunktionen auftreten, also bei der geraden Verbindung von Elementeckknoten, und zu einem ungewollt schubsteifen Modellverhalten führen. Im Resultat führt das Problem zur Erhöhung der Gesamtsteifigkeit des Systems, die sich auf die Verformungsund Traglastberechnung auswirkt. Bei geringer Ausprägung kann eine Identifizierung des Problems jedoch nicht grundsätzlich erwartet werden. Die Elementkanten der verwendeten zweidimensionalen Elemente "CQ16M" und der dreidimensionalen Elemente "CHX60" nach Abbildung 6.1 besitzen einen Zwischenknoten und eine zugehörige quadratische Ansatzfunktion. Mit der Wahl dieser Elemente wird der Empfehlung des Softwareentwicklers gefolgt.⁶ Als Volumenelemente stehen neben den guaderförmigen Elementen auch tetraederförmige Elemente zur Verfügung, mit denen eine zeitsparende, automatisierte Netzgenerierung möglich ist. Nachteilig wirkt sich die Automatisierung durch die Generierung von schlanken Tetraedern in komplexen Geometrien, wie sie bei der Hohlkörperdecke anzutreffen sind, aus. Die eingeschlossenen Winkel zwischen den Elementkanten können derart klein sein, dass bei der Berechnung Konvergenzprobleme auftreten und sich an diesen Knoten Singularitäten bilden. Gegenüber einer automatisierten Vernetzung mit tetraederförmigen Elementen ist der Aufwand bei der Vorbereitung der geometrischen Struktur für eine Vernetzung mit quaderförmigen Elementen ungleich größer, da die Knotenanzahl von gegenüberliegenden Kanten in einem Körper identisch sein muss. In vergleichenden Berechnungen konnte häufig ein biege- und schubversteifender Einfluss durch die tetraederförmigen Elemente festgestellt werden, so dass in den Modellen ausschließlich die rechteckigen bzw. quaderförmigen Elemente nach Abbildung 6.1 eingesetzt werden.

⁵ shear locking

⁶ DIANA 9.6 User's Manual, Analyses Procedures, 12.2, p. 183

Bewehrungselemente 6.2.2

Für die Abbildung der eingelegten Bewehrung in einem Stahlbetonbauteil stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung. Die Bewehrung kann über diskrete Bewehrungselemente als Teil der Finite-Elemente-Struktur oder nicht diskret über die Einbettung in bestehende Strukturelemente erfasst werden. Grundsätzlich lassen sich folgende Elementtypen unterscheiden:

- Stabelemente⁷
- Balkenelemente⁸ (Klasse I: ohne Schubverformungen, Klasse II: mit Schubverformungen) •
- Scheibenelemente⁹
- Volumenelemente¹⁰ •

In den überwiegenden Fällen werden Stab- und Balkenelemente in die Strukturelemente eingebettet.¹¹ Dadurch kann die Bewehrung relativ unabhängig von der Elementierung als zusammenhängender Stababschnitt eingelegt werden. In dreidimensionalen Modellen bietet sich zusätzlich die Möglichkeit an, die Bewehrung anstelle von einzelnen Stäben durch ein Bewehrungsnetz mit einer äguivalenten Dicke darzustellen. Die erforderlichen Integrationspunkte im Element und die Lagepunkte auf den Elementkanten werden anhand des Stab- oder Netzverlaufes automatisch bestimmt, wodurch sich eine elementweise Definition vermeiden lässt. Die Bewehrung bleibt jedoch nicht diskret erhalten, sondern wird zur Berechnung mit dem Strukturelement verschmolzen. Die Materialeigenschaften der Strukturelemente werden in Abhängigkeit des mechanischen Bewehrungsgrades mit denen der Bewehrung überlagert, so dass ein gemeinsames Materialgesetz entsteht. Die zugversteifende Wirkung des Betons aus den Strukturelementen wird hier in das Materialgesetz der Bewehrung implementiert.¹² Es entstehen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Betonstahl, die denen nach (DAfStb 600), (MC 1990) und (MC 2010) qualitativ gleichen.



element node location point \triangle integration point



Abbildung 6.2: Topologie eines sektionalen, eingebetteten Bewehrungsstabes in einem Scheibenelement (links) und in einem Volumenelement (rechts) aus (DIANA 2014).

¹¹ embedded reinforcements

⁷ truss elements

⁸ beam elements (class I: without shear deformation, class II: with shear deformation)

⁹ plane stress elements

solid elements

¹² tension stiffening

6.2.3 Schnittstellenelemente

In einem Stahlbetonbauteil wird die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton durch einen Verbund beider Werkstoffe ermöglicht. Die Verbundeigenschaften sind einerseits material- und formabhängig und andererseits belastungsabhängig. Der Verbund wird im Allgemeinen über eine Beziehung zwischen der Verbundspannung $\tau(x)$ und dem dazugehörigen Schlupf der Bewehrung s(x) erfasst. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton steht unter Längsdehnung mit dem Schlupf anfänglich in einem linearen Zusammenhang. Für die Simulation des Querkraftversagens von Stahlbetonbauteilen mit entsprechend hohem Längsbewehrungsgrad und moderaten Längsdehnungen ist in der Regel nur dieser Bereich relevant. In diesen Fällen ist die Formulierung von nichtlinearen Verbundeigenschaften nicht erforderlich, so dass mit der Annahme eines idealen Verbundes zwischen Bewehrung und Beton realitätsnahe Berechnungsergebnisse erzielt werden können. In anderen Fällen mit hohen Längsdehnungen, die sich beispielsweise in Bauteilen mit relativ geringem Bewehrungsgrad oder in Bauteilen unter Längszugbeanspruchung einstellen können, kann das nichtlineare Verbundverhalten nicht vernachlässigt werden. In einem Finite-Elemente-Modell kann die Beziehung zwischen Strukturelementen, hier beispielsweise die Verbundbeziehung in normaler und tangentialer Richtung, über Schnittstellenelemente¹³ beschrieben werden. Die hier eingesetzten Schnittstellenelemente werden als Interface-Elemente bezeichnet.



Abbildung 6.3: Topologie der Interface-Elemente. Ebenes Interface-Element "CL12I" (links) und räumliches Interface-Element "CQ48I" (rechts) aus (DIANA 2014).

In Voruntersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit hat sich herausgestellt, dass mit einer Elementnetzdichte von 6 Divisions zufriedenstellende Ergebnisse erzielt werden. Bei einem Elementnetz mit 2 Divisions sind die Ergebnisse bei ansonsten einheitlichen Randbedingungen deutlich von den Lösungen mit größerer Netzdichte entfernt. Insbesondere im Bereich der Bruchlasten und bei gravierenden Steifigkeitsänderungen ist eine plausible Annäherung an das Referenzverhältnis zwischen Kraft und Weg aus dem Versuch nicht gegeben. Die Abweichungen zwischen den Berechnungen mit unterschiedlicher Elementnetzdichte sind in Abbildung 9 dargestellt. Bei einer Netzdichte von 8 Divisions können teilweise geringfügige Abweichungen zu den Ergebnissen mit 6 Divisions festgestellt werden, die Berechnungszeit wird jedoch mehr als verdoppelt, so dass hier die praktische Durchführung prioritär behandelt wird.

¹³ interface elements

6.3 Lösungsverfahren

6.3.1 Lösungsalgorithmen

Bei der Traglastuntersuchung von Stahlbetonbauteilen steht das physikalisch nichtlineare Tragverhalten von Beton im Vordergrund. Der Zusammenhang zwischen Kraft und Weg ist bei physikalischen Nichtlinearitäten ebenfalls nichtlinear. Der Zusammenhang zwischen Last und Verformung muss für das Bauteil in mehreren Last- oder Wegschritten inkrementell bestimmt werden. Die Gesamtsteifigkeitsmatrix ändert sich mit dem nichtlinearen Materialverhalten unter zunehmender Belastung. Selbst für einen Belastungsinkrement kann das numerische Lösungsverfahren im gerissenen Zustand nur selten in einem Berechnungsschritt die zugehörige Lösung finden, sondern muss diese iterativ bestimmen. Die eingesetzte Iterationsmethode ist die "Standard-Newton-Raphson"-Methode. Im Vergleich zu anderen Methoden verspricht diese eine hohe Lösungsgenauigkeit, da die Steifigkeitsmatrix nicht nur zu Beginn, sondern auch während dem Iterationsprozess angepasst wird. Die Schätzwerte für den Knotenverschiebungsvektor u im i-ten Iterationsschritt basieren immer auf der Steifigkeitsmatrix aus dem i-ten Iterationsschritt. Gleichbedeutend ist diese Vorgehensweise mit einem erhöhten Rechenaufwand für die Neuerstellung der Steifigkeitsmatrizen, im Umkehrschluss aber mit einer geringeren Anzahl an notwendigen Iterationsschritten verbunden, weil die Methode im Nahbereich der Lösung quadratisch konvergiert. Das "Standard-Newton-Raphson"-Methode wird für alle numerischen Berechnungen als Lösungsverfahren verwendet.

$$K_i = \frac{\delta g}{\delta \Delta u}$$
(6.2)Dabei ist K_i K_i tangentiale Steifigkeitsmatrix als linearisierte Funktion zwi-
schen Kraft- und Verschiebungsvektor im i-ten Iterations-
schritt δg Kraftzuwachs zwischen Iterationsschritt i und i+1 $\delta \Delta u$ Verschiebungszuwachs zwischen Iterationsschritt i und i+1



Abbildung 6.4: Grafische Darstellung des Zusammenhanges zwischen linearer Steifigkeit und den Kraft- und Verschiebungsgrößen bei der "Standard-Newton-Raphson"-Methode aus (DIANA 2014).

Durch die ausgeprägte Nichtlinearität des Betontragverhaltens können die Prognosen für den Verschiebungsvektor im Verlauf des iterativen Lösungsprozesses so ungenau werden, dass keine konvergente Lösung gefunden werden kann. Dieses Problem ist zudem abhängig von der definierten Konvergenzgenauigkeit. Eine Methode zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens ist die "Line-Search"-Methode, die auf der linearen Korrektur des Verschiebungszuwachses basiert und damit das Energiepotenzial reduziert. Diese Methode wird für alle numerischen Berechnungen zur Verbesserung des Konvergenzverhaltens verwendet.

$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \eta \cdot \delta u_{i+1}$		(6.3)
Dabei ist		
Δu_{i+1}	Verschiebungszuwachs zwischen Lastschritt i und i+1	
Δu_i	Verschiebungszuwachs zwischen Lastschritt 0 und i	
η	Korrekturfaktor zur Abminderung des Verschiebungszuwach- ses im Iterationsschritt i+1	
δu_{i+1}	<i>Verschiebungszuwachs im Iterationsschritt i+1</i>	



Abbildung 6.5: Grafische Darstellung der "Line-Search"-Methode zur iterativen Anpassung des Verschiebungsvektors während dem Iterationsprozess aus (DIANA 2014).

6.3.2 Lösungskriterien

Bei der Verwendung von numerischen Verfahren muss die Genauigkeit einer Lösung im Vorfeld definiert werden. Eine konvergente Lösung liegt vor, wenn eine oder mehrere der zu überprüfenden Konvergenzkriterien erfüllt sind. Eine divergente Lösung liegt vor, wenn innerhalb des festgelegten Iterationsraumes keines der Konvergenzkriterien erfüllt ist. Ein Abbruchkriterium kann neben einem Konvergenzkriterium auch eine maximale Anzahl an Iterationsschritten sein, um unendliche Iterationsläufe zu vermeiden, die sich insbesondere bei der Rissbildung im Beton mit großen Steifigkeitsänderungen ergeben können. In Abhängigkeit des zu berechnenden Problems kann auch eine divergente Lösung in Nähe der Konvergenzgrenze akzeptiert werden, sofern die nächsten Lösungen wieder konvergieren oder ebenfalls unweit der Konvergenzgrenzen liegen. Die Güte der Berechnungsergebnisse muss bei divergenten Lösungen kontrolliert und bewertet werden.

Als Konvergenzkriterium wird bei den Berechnungen das Energiekriterium verwendet. Die Energie ist hierbei die Arbeit, die durch die inneren Kräfte und die zugehörigen relativen Verschiebungszuwächse verrichtet wird. Das Kriterium benötigt daher immer mindestens zwei Berechnungsschritte um die Konvergenzprüfung durchzuführen.

Energy norm ratio =
$$\left| \frac{\delta u_i^T \cdot (f_{int,i+1} + f_{int,i})}{\Delta u_0^T \cdot (f_{int,1} + f_{int,0})} \right|$$
 (6.4)

Dabei ist

δuitransponierter Vektor der inneren Knotenverschiebungen imIterationsschritt i

*f*_{int.i+1} *Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt i+1*

f _{int,i}	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt i
$\varDelta u_0^T$	transponierter Vektor der inneren Knotenverschiebungen im Iterationsschritt 0
f _{int,1}	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 1
f _{int,0}	Vektor der inneren Knotenkräfte im Iterationsschritt 0



Abbildung 6.6:Grafische Darstellung des Energiekriteriums als Konvergenzgrenze in einem numerischen, iterativen Lösungsprozess aus (DIANA 2014).

Die Wahl der Lösungsgenauigkeit wirkt sich auf die Güte der Berechnungsergebnisse aus. Die Genauigkeit kann jedoch nicht unabhängig von dem zu beschreibenden Problem und der Modelldiskretisierung gewählt werden. Für jedes Problem existiert eine individuelle Grenzgenauigkeit, nach deren Überschreitung der Rechenaufwand überproportional und die Genauigkeit aber nur unterproportional ansteigen. Die Berechnungen werden dann mit zunehmender Genauigkeit zunehmend unwirtschaftlich. Bei der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbauteilen handelt es sich um ein makroskopisch zu beschreibendes Problem. Für die gewählte Diskretisierung des Modells mit vornehmlich quadratischen bzw. kubischen Elementen (Kantenlänge I \approx h/30) können mit der folgende Konvergenzgenauigkeit hinreichend genaue Ergebnisse erzielt werden.

Energy norm ratio $\leq |10^{-3}|$



Abbildung 6.7: Exemplarischer Verlauf der Konvergenzgenauigkeit für eine physikalisch nichtlineare Berechnung des Querkraftversagens an einem Plattenstreifen aus Stahlbeton mit der Finite-Elemente-Methode.

6.4 Materialmodelle

6.4.1 Allgemeines

Zur realitätsnahen Abbildung des nichtlinearen Tragverhaltens von Stahlbeton müssen geeignete Materialmodelle eingesetzt werden. Besondere Bedeutung hat bei der Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Bauteilen das Nachbruchverhalten nach Rissbildung. Daher sind erwartungsgemäß die realitätsnahe Beschreibung der Rissbildung und des damit verbundenen Steifigkeitsverlaufes die wesentlichen Problemstellungen bei der numerischen Simulation des Querkraftproblems. Die Materialmodelle müssen zudem mit Funktionen erweitert werden, mit denen die Einflüsse mehraxialer Spannungszustände auf das Materialverhalten sinnvoll erfasst werden können.

6.4.2 Rissmodell

Ein bekanntes Rissmodell für die wirklichkeitsnahe Modellierung von Beton unter Last ist das "Total Strain Crack Model", dass auf der "Modified Compression-Field Theory" (Vecchio & Collins 1986) zur Beschreibung des nichtlinearen Materialverhaltens von Betonscheiben unter Druck, Zug und Schubbeanspruchung basiert. Die dreidimensionale Erweiterung für dieses Modell basiert auf den Formulierungen in (Selby & Vecchio 1993). Das grundlegende Konzept des Rissmodells ist die Substitution von diskreten Rissen durch Dehnungen. Ein Riss mit einer bestimmten Rissweite kann demnach als Dehnung einer endlichen Abschnittsbreite, dem sogenannten Rissband, abgebildet werden. Die Rissbandtheorie geht auf die grundlegenden Arbeiten von Bazant zurück, der erstmalig mit der FEM eine "verschmierte" Rissbildung über Dehnungen beschrieben hat (Bazant & Oh 1983). Für alle "Smeared Crack Models", zu denen auch das "Total Strain Crack Model" zählt, gilt die Beziehung

$w_c = \varepsilon_c \cdot h$		(6.5)
Dabei ist		
W _c	reale Rissweite [mm]	
$\mathcal{E}_{\mathcal{C}}$	Betondehnung des Rissbandes [mm/m]	
h	Rissbandbreite [mm]	

Die Definition des Rissbandes selbst hat ihren Ursprung in der Beschreibung der Rissvorgänge unterschiedlicher Materialien im Hinblick auf Maßstabseffekte in der nichtlinearen Bruchmechanik. Im direkten Vergleich zwischen zugbelasteten Stahl- und Betonquerschnitten konzentriert sich die Nichtlinearität im Stahlgefüge auf einen geometrisch relativ kleinen Bereich, während sich eine Nichtlinearität im Betongefüge über einen relativ großen Bereich, die Bruchprozesszone, erstreckt. In einem Betonquerschnitt entsteht demnach immer ein geschädigter Bereich aus Mikro- und Makrorissen, die sich über ein Rissband erstrecken. Die Rissbandbreite in einem Finite-Elemente-Modell ist immer abhängig von dem Abstand der Integrationspunkte und von der Anzahl der gerissenen Elemente orthogonal zur Rissrichtung, auch wenn die Rissbandbreite netzunabhängig festgelegt wird. Diese Abhängigkeit ist sehr bedeutend und wird in den Berechnungen kritisch beurteilt.



Abbildung 6.8: Qualitative, bildliche Darstellung der unterschiedlichen Bruchprozesszonen für einen Keilspaltversuch an einer Stahlprobe (links) und an einer Betonprobe (rechts).

Das "Total Strain Crack Model" kann mit fester Rissrichtung als "Fixed Crack Model" oder mit rotierender Rissrichtung als "Rotated Crack Model" eingesetzt werden. Nach Rissbildung im Beton sind die sich verzahnenden Rissufer bis zu einer Grenzrissweite grundsätzlich in der Lage, in tangentialer Richtung Schubspannungen zu übertragen. Voraussetzung dafür ist, dass ein gegenseitiger Versatz der Rissufer eintritt. In biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen ist dieser Effekt bei lotrechten Biegerissen irrelevant, bei einem gekrümmten Schubrissverlauf mit entsprechender Risskinematik jedoch von Bedeutung. Das grundlegende Modelle zur Rissuferverzahnung in Betonstrukturen wurde in (Walraven 1980) entwickelt. Für die verschmierten Rissmodelle existieren vielzählige Ersatzmodelle zur Erfassung einer Schubsteifigkeit im gerissenen Zustand. Werden im "Fixed Crack Model" Schubspannungen im Riss funktionsabhängig aufgebaut, verändert sich die Orientierung der Hauptspannungen zur ursprünglichen Orientierung bei Rissbildung. Durch diesen Mechanismus können in der Theorie gekrümmte Rissverläufe entstehen. Das "Rotated Crack Model" bietet tangential zum Riss keine Schubsteifigkeit nach Rissbildung an, dafür können die Risse ersatzweise rotieren und grundsätzlich den gleichen Hauptspannungszustand aus dem "Fixed Crack Model" beschreiben. In Abhängigkeit der Funktion zur Erfassung der Rissuferverzahnung können die Berechnungen mit beiden Modellen ähnliche Ergebnisse erzielen. In den meisten Fällen unterscheiden sich die Ergebnisse jedoch, wobei die Gesamtsteifigkeit des "Fixed Crack Models" in der Tendenz realitätsnäher ist, der Rissverlauf aber durch das "Rotated Crack Model" zutreffender erfasst wird. In dieser Forschungsarbeit werden die Rissmodelle erstmalig miteinander verknüpft und gemeinsam in einem Finite-Elemente-Modell eingesetzt.

6.4.3 Beton unter Druckbeanspruchung

Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung kann mit dem Materialmodell von (*Thorenfeldt et al. 1987*) zutreffend beschrieben werden. Die Funktion wurde für hochfeste Betone hergeleitet, liefert für normalfeste Betone jedoch ähnliche Werte wie die Spannungs-Dehnungs-Linie für Verformungsberechnungen nach Abschnitt 3.1.5 in (*DIN EN 1992-1-1*).



Abbildung 6.9: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einaxial druckbeanspruchte Würfelund Zylinder aus Normalbeton C25/30 nach (Thorenfeldt et al. 1987) und nach (DIN EN 1992-1-1).

$$f = -f_p \cdot \frac{\alpha}{\alpha_p} \cdot \left(\frac{n}{n - \left(1 - \left(\frac{\alpha}{\alpha_p}\right)^{nk}\right)} \right)$$

mit

$$n = 0,80 + \frac{f_{cc}}{17}$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{if } \alpha_p < \alpha < 0\\\\ 0,67 + \frac{f_{cc}}{62} & \text{if } \alpha \le \alpha_p \end{cases}$$

(6.6)

Bei der Verwendung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach (*Thorenfeldt et al. 1987*) in den numerischen Berechnungen ist zu beachten, dass Prüfwerte der Betondruckfestigkeit, die an würfeloder zylinderförmigen Proben bestimmt wurden, nicht der einaxialen Druckfestigkeit entsprechen. In (*Reineck 1999*) und (*DAfStb 597*) ist eindeutig dargelegt, dass die einaxiale Prismendruckfestigkeit nicht der Zylinderdruckfestigkeit entspricht. Der Beiwert α_{cc} nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit beinhaltet neben diesem Einfluss auch die Umrechnung auf die einaxiale Druckfestigkeit.

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot f_{ck,zyl}$$
(6.7)
Dabei ist

$$f_{1ck} \qquad die \ einaxiale \ Druckfestigkeit \ eines \ schlanken \ Betonprismas \ [MN/m^2]$$

$$f_{ck,zyl} \qquad die \ einaxiale \ Druckfestigkeit \ eines \ Betonzylinders \ [MN/m^2]$$

$$\alpha_{cc} = \alpha_{cc,1} \cdot \alpha_{cc,2}$$

$$Dabei ist$$

$$\alpha_{cc} = 0.85 \qquad der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA)$$

$$\alpha_{cc,1} = 0.95 \qquad der Beiwert zur Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit in die einaxiale Prismendruckfestigkeit$$

$$\alpha_{cc,1} = 0.90 \qquad der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betondruckfestigkeit$$

Wie in Abschnitt 5.5.4 dieser Arbeit dargelegt wird für die Umrechnung zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeiten folgende Beziehung in Anlehnung an *(Albrecht 2014)* verwendet:

$$f_{cm,zyl} = (0,7953 + 0,0003 \cdot f_{cm,cube}) \cdot f_{cm,cube}$$

Diese Beziehung entspricht näherungsweise der Formulierung in (DAfStb 597) mit

$$f_{cm,zyl} = \frac{0.75}{0.95} \cdot f_{cm,cube} \approx 0.789 \cdot f_{cm,cube}$$

Das Betontragverhalten unter mehraxialer Belastung wird über additive Funktionen berücksichtigt. In (*Kupfer et al. 1973*), (*DAfStb 229*) und (*Gerstle 1981a*) wurde von Kupfer und Gerstle eine Steigerung der Druckfestigkeit unter zweiaxialer Druckbeanspruchung festgestellt und eine entsprechende Formulierung vorgeschlagen. Dieser Effekt ist bei dreiaxialer Beanspruchung im hydrostatischen Druckzustand noch stärker ausgeprägt (*Gerstle 1981b*). Im "Total Strain Model" wird die Steigerung der Druckfestigkeit von Beton unter mehraxialer Belastung durch ein vierparametrisches Schädigungsmodell, dem Hsieh-Ting-Chen-Kriterium beschrieben, bei dem die Druckfestigkeit von dem Maß der äußeren Halterung abhängig ist.

$$f = 2,0108 \cdot \frac{J_2}{f_{cc}^2} + 09714 \cdot \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cc}} + 9,1412 \cdot \frac{f_{c1}}{f_{cc}} + 0,2312 \cdot \frac{I_1}{f_{cc}} - 1 = 0$$
(6.9)

mit

$$J_{2} = \frac{1}{6} \cdot ((\sigma_{c1} - \sigma_{c2})^{2} + (\sigma_{c2} - \sigma_{c3})^{2} + (\sigma_{c3} - \sigma_{c1})^{2})$$

$$I_{1} = \sigma_{c1} + \sigma_{c2} + \sigma_{c3}$$

$$f_{c1} = max \ (\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3})$$

$$f_{c3} = s \cdot min \ (\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3})$$

$$f_{cf} = -f_{c3}$$

$$K_{\sigma} = \frac{f_{cf}}{f_{cc}} \ge 1$$

$$K_{\varepsilon} = K_{\sigma}$$

Der lineare Spannungsvektor σ wird über eine Konstante s derart linear kalibriert, dass die Bedingung in Gl. (6.9) erfüllt wird.

 $\sigma = s \cdot E \cdot \varepsilon_{nst}$

Die maximale Druckfestigkeit f_{cf} entspricht dann dem s-fachen, negativen Wert der größten Hauptdruckspannung im betrachteten Zustand. Mit diesem Wert kann die verwendete Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gl. (6.6) entsprechend angepasst werden.

$$f_{cf} = -f_{c3} = -s \cdot min \ (\sigma_{c1}, \sigma_{c2}, \sigma_{c3})$$

Zugspannungen senkrecht zur Ebene der Druckspannung führen umgekehrt zu einer Verringerung der Druckfestigkeit. Die äußeren Zugspannungen verringern dabei die aufnehmbaren Zugspannungen infolge der Querdehnung senkrecht zur Druckspannungsrichtung. Im Total-Strain-Konzept wird dieser Effekt durch ein Modell von (*Vecchio & Collins 1993*) berücksichtigt, das an einer Vielzahl von Versuchen verifiziert wurde. Über den Faktor $\beta_{\sigma cr}$ wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gl. (6.6) modifiziert.

$$\beta_{\sigma_{cr}} = \frac{1}{1 + K_c} \le 1$$
(6.10)
mit
$$K_c = 0.27 \cdot \left(-\frac{\alpha_{lat}}{\varepsilon_0} - 0.37 \right)$$

$$\alpha_{lat} = \sqrt{\alpha_{l,1}^2 + \alpha_{l,2}^2}$$
mit
$$\alpha_{lat} \qquad Dehnung in Richtung der (Quer)Zugbeanspruchung [mm/m]$$

$$\varepsilon_0 \qquad Dehnung (Stauchung) bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit [mm/m]$$



Abbildung 6.10: Funktion zur Abminderung der Druckfestigkeit gerissener Betonquerschnitte unter gleichzeitiger Beanspruchung aus Druck und Zug aus (Vecchio & Collins 1993).

Einhergehend mit dem Grad der Rissschädigung eines Betonquerschnitts unter Zugbeanspruchung wird das bestehende Gesetz der Volumentreue aufgelöst. Eine Zugbeanspruchung orthogonal zum Rissverlauf verursacht keine oder eine nur geringe Querkontraktion in Rissrichtung. Dieser Effekt wurde in *(Selby & Vecchio 1993)* experimentell festgestellt und eine passende Formulierung für den dreidimensionalen Dehnungsvektor vorgeschlagen. Für ein gerissenes Element werden im "Total Strain Model" die Elastizitätsmoduln, die Schubmoduln und die Querdehnzahlen in der Steifigkeitsmatrix angepasst.

6.4.4 Beton unter Zugbeanspruchung

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung ist bis zum Erreichen der Zugfestigkeit nahezu linear. Beim Erreichen der Zugfestigkeit entsteht ein Trennriss im Querschnitt, der eine nichtlineare Entfestigung mit zunehmender Rissöffnung einleitet. Die Energie, die aufgebracht werden muss, um die Rissufer vollständig voneinander zu separieren, wird als Bruchenergie bezeichnet. Mathematisch ist die Bruchenergie das Integral der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung von der Rissöffnung bei Erreichen der Zugfestigkeit bis zur Rissöffnung, bei der keine Zugspannungen mehr übertragen werden können. Dieses Tragverhalten ist unbeeinflusst nur in zentrischen Zugversuchen zu beobachten. In anderen Versuchsanordnungen treten nicht konstante Zugspannungsverläufe über den Querschnitt auf, wodurch sich Maßstabseffekte ergeben. Daher kann die zentrische Zugfestigkeit beispielsweise mit guter Übereinstimmung nach (*DIN EN 1992-1-1*) aus der Spaltzugfestigkeit abgeleitet werden, jedoch nicht aus der Biegezugfestigkeit. Umfassende Versuche an zentrisch belasteten Zugproben aus Beton wurden unter anderem in (*DAfStb 419*), (*DAfStb 444*) und (*DAfStb 477*) durchgeführt und analysiert.



Abbildung 6.11: Qualitative Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung und der Rissbildung im Querschnitt für eine zentrisch belastete Zugprobe aus Beton aus (DAfStb 419).

Zur realitätsnahen Erfassung der nichtlinearen Entfestigung¹⁴ von Beton muss die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung im "Total Strain Model" in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung überführt werden. Für alle Berechnungen in dieser Forschungsarbeit wird das Modell nach *(Hordijk 1991)* verwendet. Das Modell besteht aus einer nichtlinearen Entfestigungsfunktion, die den Zusammenhang zwischen Zugspannung und Dehnung definiert. Über die Bruchenergie G_f wird in dem Modell die Grenzrissdehnung ε_{ult} bestimmt, bei der die aufnehmbare Zugspannung im Element den Wert Null annimmt.

¹⁴ tension softening

Seite 104 von 272

$$\begin{split} \varepsilon_{nn,ult}^{cr} &= \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{G_{f}^{l}}{h \cdot f_{t}} \end{split} \tag{6.11} \\ mit \\ \varepsilon_{nn,ult}^{cr} & \text{die Grenzrissdehnung, bei der die aufnehmbare Zugspannung den Wert Null annimmt [mm/m]} \\ \frac{1}{\alpha} & \text{eine Integrationskonstante zur Bestimmung der Völligkeit der abfallenden Spannungs-Dehnungs-Linie [-]} \\ G_{f}^{l} & \text{die Bruchenergie des Betons [N/mm]} \\ h & \text{die Rissbandbreite [mm]} \\ f_{t} & \text{die zentrische Zugfestigkeit [N/mm^{2}]} \end{split}$$

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

$$\frac{\sigma_{nn}^{cr}\left(\varepsilon_{nn}^{cr}\right)}{f_{t}} = \begin{cases} \left(1 + \left(c_{1} \cdot \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}}\right)^{3}\right) exp\left(-c_{2} \cdot \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}}\right) & \text{für } 0 < \varepsilon_{nn}^{cr} < \varepsilon_{nn,ult}^{cr} \\ - \frac{\varepsilon_{nn}^{cr}}{\varepsilon_{nn,ult}^{cr}} \cdot (1 + c_{1}^{3}) exp(-c_{2}) \\ 0 & \text{für } \varepsilon_{nn,ult}^{cr} < \varepsilon_{nn}^{cr} < \infty \end{cases}$$
(6.12)

mit

$$c_1 = 3$$

 $c_2 = 6,93$

Die Grenzrissdehnung beträgt dabei

$$\varepsilon_{nn,ult}^{cr} = \frac{1}{0,195} \cdot \frac{G_f^I}{h \cdot f_t} = 5,136 \cdot \frac{G_f^I}{h \cdot f_t}$$
(6.13)



Abbildung 6.12: Nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die zentrische Zugbeanspruchung eines Betonquerschnitts nach dem Modell von (Hordijk 1991) aus (DIANA 2014).

Die Bruchenergie G_f ist eine Materialkonstante, deren Größe im Wesentlichen von der Betonfestigkeit und der Gesteinskörnung bestimmt wird. Die experimentelle Bestimmung der Bruchenergie ist sehr aufwändig, so dass hier geeignete theoretische Beziehungen zur Abschätzung der Bruchenergie gewählt werden müssen. In einer vergleichenden Gegenüberstellung der berechneten Werte für die Bruchenergie mit den Versuchsergebnissen aus (*DAfStb 444*) kann festgestellt werden, dass die Formulierung für die Bruchenergie nach (*MC 2010*) eine sehr gute Übereinstimmung aufweist.

$$G_{f} = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0,18}$$

$$Dabei ist$$

$$f_{cm,zyl} \qquad der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit [MN/m2]$$

$$G_{f} \qquad die Bruchenergie [Nmm/mm2]$$
(6.14)



Abbildung 6.13: Gegenüberstellung der Modellsicherheit als Quotient aus experimentell ermittelter und rechnerischer Bruchenergie für die Formulierungen in (MC 1990), (MC 2010) und (DAfStb 444).

In Abbildung 6.14 ist das Ergebnis einer numerischen Simulation an einem zweidimensionalen Modell des Zugversuches K4 aus (*DAfStb 444*) dargestellt. Dabei ist neben dem Entfestigungsmodell nach GI. (6.12) ein bilineares Entfestigungsmodell nach (*MC 2010*) getestet worden. Die Bruchenergie wurde nach GI. (6.14) berechnet, die Rissbandbreite gleicht mit h = 10 mm dem Abstand der Integrationspunkte der verwendeten Elemente. Mit den gewählten Modellparametern kann eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Simulation und Realität erzielt werden.


Abbildung 6.14: Darstellung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung für den Zugversuch K4 aus (DAfStb 444) und für die numerische Berechnung mit dem bilinearen Entfestigungsmodell nach (MC 2010) und dem nichtlinearen Modell nach (Hordijk 1991).

Zur Überführung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung muss die Rissbandbreite h definiert werden. Die tatsächliche Bruchprozesszone korreliert für einen Normalbeton nach (*Bazant & Oh 1983*) mit dem dreifachen Durchmesser des Größtkorns und liegt daher für Stahlbetonbauteilen häufig bei näherungsweise

$$h = 3 \cdot d_G = 3 \cdot 16 = 48 \ mm \approx 50 \ mm$$

1

Die Rissbandbreite kann als Bruchprozesszone in Richtung der Hauptzugspannung verstanden werden und kann für die numerischen Berechnungen netzunabhängig vorgegeben oder netzabhängig berechnet werden. Die Problematik bei der Definition der Rissbandbreite liegt in der unbekannten Ausbreitung eines Risses im Finite-Elemente-Modell. Ein realer Riss kann sich in Abhängigkeit der Diskretisierung in mehreren gerissenen, nebeneinander liegenden Elementen darstellen. In diesen Fällen ist ein Vielfaches der materialspezifischen Bruchenergie durch die in Reihe geschalteten Risse vorhanden, wodurch eine weniger sprödes Bauteilverhalten erzeugt wird. Dieser Effekt ist bei der Rissentstehung besonders ausgeprägt und führt bei Biegeträgern zu einer Versteifung in der Rissformationsphase. Auf höherem Belastungsniveau verliert sich dieser Effekt, weil durch die aufgewendete Bruchenergie die aufnehmbare Zugspannung im Nachbruchbereich zurückgeht. Mit einer konstanten Rissbandbreite h = konst. kann über die Oberflächenenergie $W_f = G_f / h$ unmittelbar Einfluss auf die Gesamtoberflächenenergie eines gerissenen Bereiches genommen werden. Ein Finite-Elemente-Modell liefert genau dann unabhängig von der Anzahl der gerissenen Elemente ein eindeutiges Ergebnis, wenn für die Rissbandbreite h gilt:

$$n_{cr} \cdot \frac{G_f}{h} \cdot l_{int} = G_f \quad \Rightarrow \quad h = n_{cr} \cdot l_{int} \tag{6.15}$$

Dabei ist

n_{cr} die Anzahl der gerissenen, nebeneinander liegenden Elemente im Modell

l_{int} der Abstand der Integrationspunkte [mm]

Dieser Ansatz ist gleichbedeutend mit einer Abminderung der Bruchenergie um den Faktor n_{cr} bei identischem Abstand l_{int} zwischen den Integrationspunkten, sofern die Anzahl der nebeneinander liegenden Elemente a priori bekannt ist. Dies ist mit Ausnahme einfacher, numerischer Probleme nicht gegeben, so dass für die Anwendung von netzunabhängigen Rissbandbreiten stets Tastberechnungen erforderlich sind. Auch wenn der Übergang in den gerissenen Zustand nicht optimal erfasst wird, liefert die netzabhängige Rissbandbreite in Verbindung mit der realitätsnahen Bruchenergie nach (*MC 2010*) im Bruchzustand zutreffende Rechenergebnisse. Die Rissbandbreite wird in den Berechnung daher netzabhängig bestimmt.

$h = \sqrt{2}$	A für zweidimensionale Elemente	(6.16)
$h = \sqrt[3]{}$	V für dreidimensionale Elemente	(6.17)
Dabei	ist	
А	die Elementfläche von zweidimensionalen Elementen	
V	das Volumen von dreidimensionalen Elementen	

6.4.5 Beton unter Schubbeanspruchung

Die Verzahnung der Rissufer und die übertragbaren Rissreibungskräfte in gerissenen Betonstrukturen wurden in *(Walraven 1980)* eingehend erforscht. Die entworfenen Modelle zur Rissverzahnung¹⁵ sind Stand der Wissenschaft und wurden auch in Bemessungsmodellen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen verwendet, um den Querkrafttraganteil infolge Rissreibung zu beschreiben *(Görtz 2004)*.



Abbildung 6.15: Vereinfachtes Modell zur Beschreibung der Schub- und Normalspannungen zwischen den Rissufern in Abhängigkeit der Rissbreite für Normalbetone mit einem Größtkorndurchmesser $d_G = 16$ mm aus (Walraven 1980).

$$\tau = -\frac{f_{cc}'}{30} + [1.8 \cdot w^{-0.80} + (0.234 \cdot w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_{cc}'] \cdot \Delta \qquad f \ddot{u} r \tau \ge 0$$
(6.18)

$$\sigma = -\frac{f_{cc}'}{20} + [1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,191 \cdot w^{-0,552} - 0,15) \cdot f_{cc}'] \cdot \Delta \quad f \ddot{u} r \sigma \ge 0$$
(6.19)

Dabei ist

w die Rissbreite [mm]

Δ die gegenseitige Rissuferverschiebung

¹⁵ aggregate interlock

 τ die Schubspannung im Riss [MN/m²]

σ die Drucknormalspannung im Riss $[MN/m^2]$

Der Theorie nach wird die Schubsteifigkeit im Riss maßgebend durch die Rissöffnung beeinflusst. Bei Schubrissen in Stahlbetonbauteilen wird der Einfluss der Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit immer noch kontrovers diskutiert. In einem frühen Belastungsstadium ist das Potenzial der Rissreibung groß, da geringe Rissweiten eine gute Verzahnung der Rissflanken ermöglichen. Gleichzeitig sind jedoch die relativen Verschiebungen der Rissufer so klein, dass nur eine geringe Tragwirkung vorhanden sein kann. Bei einem gekrümmten Schubrissverlauf weisen nur die Rissflanken in der Nähe des Rissendes eine gegenseitige Rissuferverschiebung auf, die rechnerisch Schubspannungen übertragen können. Aufgrund dieser Diskussion existieren neben komplexen nichtlinearen Modellen für die Rissreibung auch einfache Annahmen, mit denen die Schubsteifigkeit nach Rissbildung über eine konstante Funktion beschrieben wird. Da im "Total Strain Model" kein diskreter Riss existiert, wird die verbleibende Schubsteifigkeit eines gerissenen Elementes über eine Korrektur des Schubmoduls eingestellt.¹⁶

Mit einer konstanten Abminderungsfunktion über einen Restschubfaktor β kann die verbleibende Schubsteifigkeit als eine mittlere Schubsteifigkeit im Riss definiert werden, die von dem Zeitpunkt der Rissentstehung bis zum Versagen konstant bleibt. Die Schwierigkeit bei der konstanten Reduktion des Schubmoduls ist die Wahl einer zutreffenden Größe für den Restschubfaktor, der wesentlich von der inneren Struktur, der Bauteilhöhe und der Betonfestigkeit beeinflusst wird.



Abbildung 6.16: Modell der konstanten Abminderung des Schubmoduls nach Rissbildung zur Beschreibung des Zusammenhanges von Schubspannung und -gleitung aus (DIANA 2014).

¹⁶ shear retention

In dieser Forschungsarbeit wird eine nichtlineare Abminderungsfunktion verwendet, die schädigungsbasierend den Restschubfaktor analog zur Entfestigungsfunktion nach GI. (6.12) kalibriert. Die Beschreibung der Restschubsteifigkeit ist nur für das "Total Strain Fixed Crack Model" relevant, im "Total Strain Rotated Crack Model" stehen die Hauptzugspannungen stets senkrecht auf der Rissebene.



Abbildung 6.17: Exemplarische Darstellung des Zusammenhang zwischen dem schädigungsbasierten Restschubfaktor β und der Rissdehnung in normaler Richtung analog zur Entfestigungsfunktion nach (Hordijk 1991).

6.4.6 Stahl unter Druck- und Zugbeanspruchung

Für die Bewehrung aus Beton- oder Spannstahl wird ein isotropes Plastizitätsgesetz mit einer Fließbedingung nach von Mises¹⁷ eingesetzt. Die Festigkeitsfunktion wird durch einen Plastizitätszylinder beschrieben, der eine Approximation des Modells von Tresca¹⁸ darstellt. Der grundlegende Vorteil von plastischen gegenüber nichtlinearen Ansätzen ist die zutreffende Beschreibung des Materialverhaltens bei Be- und Entlastung.



Abbildung 6.18: Bildliche Darstellung des isotropen Plastizitätsgesetzes nach Tresca und von Mises aus (DIANA 2014) zur Berücksichtigung eines elastisch-plastischen Werkstoffverhaltens der Bewehrung in Finite-Elemente-Berechnungen.

¹⁷ DIANA, User`s manual, Material Library, 19.1.2

¹⁸ DIANA, User's manual, Material Library, 19.1.1

Die Plastizitätstheorie geht davon aus, dass sich das Verhalten des Stahls unter Belastung in zwei differenzierbare Bereiche aufteilen lässt. Zum einen in den elastischen Bereich, in dem sich der Stahl linear elastisch verhält und zum anderen in den plastischen Bereich, in dem plastische Verzerrungen auftreten, die einen Festigkeitsanstieg bewirken. Die Gesamtdehnung besteht somit aus der Dehnung beider Teile

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{s,pl}$$

Die Fließbedingung bestimmt dabei den Übergang zwischen beiden Bereichen. Ein Querkraftversagen von Stahlbetonbauteilen mit gleichzeitiger Plastizierung der Bewehrung kann nur bei sehr geringen Bewehrungsgraden auftreten und stellt somit einen Sonderfall dar. Der Übergang zwischen Querkraft- und Biegeversagen ist fließend, für diese Versuche kann die Versagensart in der Regel nicht eindeutig definiert werden. Die Versuche in dieser Forschungsarbeit sind so bemessen, dass eine Plastizierung der Bewehrung theoretisch ausgeschlossen ist und lediglich der linear-elastische Lastbereich der Bewehrung ausgenutzt wird.

6.4.7 Verbundgesetze

Die Grundvoraussetzung für eine Balkentragwirkung von Stahlbetonbauteilen ist der Verbund zwischen Bewehrung und Beton. Für eine Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Abschnitt 6.1 *(DIN EN 1992-1-1)* wird daher vorausgesetzt, dass die Dehnungen im Betonstahl gleich denen des umgebenden Betons sind. Diese Annahme ist für geringe Längsdehnungen im Gebrauchszustand ohne Rissbildung gegeben, so dass näherungsweise ein idealer Verbund existiert. Für diese Fälle ist auch die Annahme eines idealen Verbundes der Bewehrung mit der umgebenden Struktur in einem Finite-Elemente-Modell korrekt. Mit zunehmender Längsdehnung und Rissbildung entsteht jedoch ein Schlupf zwischen Bewehrung und Beton. Die Verbundspannungen stehen mit dem Schlupf dann in einem nichtlinearen Zusammenhang, der in vielen Forschungsarbeiten untersucht und beschrieben wurde. Nach *(DAfStb 466)* kann der allgemeine Zusammenhang über eine Exponentialfunktion zutreffend beschrieben werden, die ausdrücklich nur im Gebrauchszustand gilt.

$$\tau(x) = C \cdot s^{\alpha}(x)$$

Dabei ist

α

C eine von Stahlsorte und Beton- bzw. Mörtelfestigkeit abhängige Konstante

eine von Stahlsorte und Verbundqualität abhängige Konstante

(6.20)

Stablanta	Konstante			
Stantsorte	С	α		
Betonstahl	$0,31 \cdot f_{cm,cube}$	0,30		
geripptes Einzelspannglied	$0,21 \cdot f_{bm}$	0,30		
glattes Einzelspannglied	$0,55 \cdot f_{bm}^{1/2}$	0,17		
Litzen	$0,15 \cdot f_{bm}$	0,27		

Tabelle 6.1: Richtwerte für die Konstanten für die Berechnung der Verbundspannung in Abhängigkeit der Stahlsorte und der Beton- bzw. Mörtelfestigkeit

Bezüglich der Funktionen selbst und der Funktionsparameter bestehen zwischen den dokumentierten Verfahren verschiedener Autoren erhebliche Unterschiede. In dieser Forschungsarbeit wird das Verbundmodell von Noakowski nach (*DAfStb 296*), auch als "Power Law" bezeichnet, mit den Konstanten für gerippten Spannstahl nach Tabelle 6.1 verwendet.



Abbildung 6.19: Beziehung zwischen Verbundspannung t_t und Schlupf dt im Verbundgesetz nach Noakowski aus (DIANA 2014).

Der Verbund zwischen Bewehrungs- und Strukturelementen verhält sich vor Rissbildung linear-elastisch. Die Steifigkeit der Verbundelemente beträgt im Zustand I

$$S^{I} = 100 \cdot \frac{E_{c}}{h}$$
 in normaler Richtung (6.22)

$$S^{I} = 10 \cdot \frac{E_{c}}{h}$$
 in tangentialer Richtung (6.23)

6.5 Finite-Elemente-Modell

6.5.1 Modell

Das Finite-Elemente-Modell besteht aus Scheibenelementen (CQ16M) mit eingebetteten Bewehrungsstäben (L4TRU). Die Anzahl der Bewehrungslagen wird den Versuchen entsprechend generiert. In dem Modell werden sowohl das "Rotated Crack Model" als auch das "Fixed Crack Model" eingesetzt. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass sich der Schubriss bei alleiniger Verwendung des "Rotated Crack Model" in die Nähe der Lasteinleitung verschiebt, wodurch die Querkrafttragfähigkeit im Mittel unterschätzt wird. Ausschlaggebend dafür ist die ausgeprägte Risskinematik in dem Modell, die im Bereich großer Biegemomente verstärkt wird. Der tatsächliche Rissbeginn liegt nach (Görtz 2004) in einem Schubfeld, dass sich zwischen dem 0,3fachen bis 0,6fachen des Schubarmes befindet. Durch die Kombination der Modelle kann die Schubrisslage beeinflusst werden. Die Auflager- und Lasteinleitungsplatten haben einen zweischichtigen Aufbau aus einer Schicht mit einem isotropen, linear-elastischen Materialgesetz und einer Kontaktschicht mit einem orthotropen, linear-elastischen Materialgesetz. Die Orthotropie ist derart eingestellt, dass eine biege- und schubversteifende Wirkung für das Bauteil durch die Auflagerbzw. Lastplatten vermieden wird. Zudem werden infolge Querdehnungen keine zusätzlichen Spannungen in der Auflagernähe des Bauteiles aufgebaut, so dass sich relativ gleichmäßige Spannungsverteilungen ohne Singularitäten einstellen. Singularitäten in den Auflager- und Lasteinleitungsbereichen können die Bruchlast maßgeblich beeinflussen. Soweit möglich werden Bauteilsymmetrien zur Verkleinerung des Modells ausgenutzt und über Festhaltungen generiert. Die Last wird als inkrementelle Knotenverschiebung in näherungsweise 100 Schritten bis zum Erreichen der Bruchlast aufgebracht.



Abbildung 6.20: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an massiven Plattenstreifen aus (DAfStb 597).

Tabelle 6.2: Parameter des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversu-
che an massiven Plattenstreifen aus (DAfStb 597).

Nr.	Elementtyp	Materialgesetze	Parameter
1	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Rotated Crack isotrop, nichtlinear	$f_{1cm} = 0.95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0.18}$ $E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm,zyl}/10)^{0.3}$ $h = A^{0.5}$
2	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Fixed Crack isotrop, nichtlinear	$f_{lcm} = 0.95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0.99 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0.18}$ $E_{cm} = 22.000 \cdot (f_{cm,zyl}/10)^{0.3}$ $h = A^{0.5}$ $\beta = damage \ based$
3	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear-elastisch Total Strain Schicht 2: orthotrop, linear- elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm}$ $v = 0,2$ vertikal: $E = E_{cm}$ horizontal: $E = 1$ $G = 1, v = 0$
4	siehe 3	siehe 3	siehe 3
5	L4TRU isoparametrisch (truss)	Embedded Reinforcement Plasticity Model; Von Mises	$f_{sy} = exp f_{sy}$ $E_{sy} = exp E_{sy}$
6			Festhaltung: Knotentranslation horizontal
V			Festhaltung: Knotentranslation vertikal
D			Last: Knotenverschiebung vertikal

6.5.2 Validierung

Auf Basis der vorgestellten Grundlagen zur numerischen Simulation des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung wird ein zweidimensionales Finite-Elemente-Modell erstellt, dessen Güte in einer umfangreichen numerischen Studie validiert werden soll. Das Versuchsprogramm bilden dabei Querkraftversuche, die in Datenbanken *(DAfStb 597)* dokumentiert und ausgewertet wurden. Die zur Verfügung stehende Datenbank¹⁹ umfasst die Daten von 1.008 Großversuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung unter Einzellast.

Die Auswahl der Versuche zur Überprüfung des Finite-Elemente-Modells basiert auf dem Auswahlkriterium KONA2, welches in *(Reineck 1999)* zur Überprüfung der Bemessungsansätze für die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen zusammengestellt wurde. Das Auswahlkriterium KONA2 wird aus den folgenden Auswahlkriterien (KONA) und Einzelkriterien (kon) gebildet:

 $KONA2 = KONA21 \cdot KONA22$

 $KONA21 = KONA0 \cdot kon5 \cdot kon8$ & $KONA22 = KONA0 \cdot kon5 \cdot kon81$

 $KONA0 = kon1 \cdot kon3 \cdot kon4 \cdot kon7 \cdot kon10 \cdot kon11 \cdot kon15$

Kriterium	Bedingung	Erläuterung	Anzahl erfüllt	Anteil [%]
kon1	$f_{1c} \ge 12 \ MN/m^2$	Prismendruckfestigkeit	990	98
kon3	$b_w \ge 50 mm$	Bauteilbreite	972	96
kon4	h > 70 mm	Bauteilhöhe	993	99
kon5	a/d > 2,89	Schubschlankheit	804	80
kon7	$\xi_{tets} \leq 0,50$	Druckzonenhöhe	976	97
kon8	$eta_{flex} = \mu_u / \mu_{flex} < 1,00$	Biegeversagen	841	83
kon81	$1,00 \le \beta_{flex} < 1,10$	Biegeversagen +10%	85	8
kon10	$f_r = r$: gerippt	gerippte Bewehrung	928	92
kon11	$\beta_{lb} = l_{b,erf} / l_{b,vorh} < 1,00$	Verankerungslänge	980	97
kon15	"andbr"	Versagensart	923	92
KONA0	1, 3, 4, 7, 10, 11, 15	Auswahlkriterium	566	56
KONA21	A0, 5, 8	Auswahlkriterium	529	52
KONA22	A0, 5, 81	Auswahlkriterium	37	4

Tabelle 6.3: Einzel -und Auswahlkriterien für die Filterung der Datenbank mit Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Bügel unter Einzellast.

¹⁹ DAfStb Heft 597, Datenbank mit Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Bügel unter Einzellasten, Bezeichnung: "vuct-RC-DK_sl", Stand: 30.10.2012

Die Filterung der Datenbank mit dem Auswahlkriterium KONA2 liefert eine Datenbasis von 566 Querkraftversuchen, die alle Kriterien erfüllen. Davon weisen 60 Versuche eine Profilierung mit b > b_w auf, die nicht berücksichtigt werden. Für die Validierung steht demnach eine Datenbasis mit 506 Querkraftversuchen zur Verfügung.

Für die numerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit cal V_{Rm,c,FEM} und die rechnerische Querkrafttragfähigkeit cal V_{Rm,c,EC2} nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) werden die Modellsicherheiten in Bezug auf die experimentelle Querkrafttragfähigkeit aus den Versuchen exp V_{Rm,c} berechnet.

 $\gamma = \exp V_{Rm,c} / \operatorname{cal} V_{Rm,c,FEM}$

bzw.

 $\gamma = exp V_{Rm,c} / cal V_{Rm,c,EC2}$

Die Anwendung beider Verfahren führt im Mittel zu näherungsweise identischen Ergebnissen. Die Varianz der Ergebnisse ist in beiden Verfahren geringer als die Varianz der zentrischen Betonzugfestigkeit. Die Ergebnisse bestätigen die hohe Qualität beider Prognoseverfahren, wenngleich ein wesentlicher Unterschied deutlich wird. Für Bauteile mit geringem Längsbewehrungsgrad $\rho_l < 0,50$ % zeigt sich eine unterschiedliche mechanische Interpretation durch die Verfahren. Während die rechnerische Querkrafttragfähigkeit nach (*DIN EN 1992-1-1*) die experimentelle Querkrafttragfähigkeit tendenziell überschätzt, wird diese bei der rechnerischen Bestimmung mit der FEM unterschätzt. Die Abweichungen von dem realen Bauteilverhalten können mit der fehlenden Verdübelungswirkung der Längsbewehrung und mit den erhöhten Längsdehnungen der Biegezugbewehrung zusammenhängen, die sich in Bauteilen mit einem geringen geometrischen, aber einem hohen mechanischen Bewehrungsgrad ergeben.



Abbildung 6.21: Beziehung zwischen Modellsicherheit und Längsbewehrungsgrad für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit von 506 Versuchen auf Grundlage der FEM und nach (DIN EN 1992-1-1) in Verbindung mit (DIN EN 1992-1-1/NA).

In Bauteilen mit einem geringen Längsbewehrungsgrad hat die Verdübelung der Längsbewehrung einen großen Traganteil, die jedoch in dem verwendeten Modell mit den Normalkraftstäben theoretisch nicht korrekt erfasst werden kann. Erstaunlicherweise scheint aber die fehlende Verdübelungswirkung für die Traglastberechnung der überwiegenden Versuche mit einem Längsbewehrungsgrad von $\rho_l \ge 0,5$ % unbedeutend zu sein, wenngleich die fehlende Tragwirkung hier möglicherweise durch den idealen Verbund kompensiert werden kann. Durchaus kann diese Erkenntnis auch ein Hinweis auf eine überschätzte Querkrafttragwirkung der Längsbewehrung sein.

Große Längsdehnungen ergeben sich durch den mechanischen Umstand, dass hochfeste Stähle im Allgemeinen den gleichen oder sogar einen geringeren E-Modul als normalfeste Betonstähle aufweisen. In Bauteilen mit einem geringen geometrischen Längsbewehrungsgrad müssen auf Bruchlastniveau höhere Stahlfestigkeiten ausgenutzt werden, um ein Biegeversagen vermeiden zu können. In Realität führt eine höhere Stahlspannung bei gleicher äußerer Belastung jedoch zu einer Verkleinerung der Druckzone und zu einer stärkeren Rissschädigung im zugbeanspruchten Querschnittsbereich. Dadurch reduziert sich die Gesamtsteifigkeit des Bauteiles, was wiederum eine Vergrößerung der Durchbiegung bewirkt. Beim Querkraftversagen reduziert sich letztendlich jedoch die Bruchlast, da die Durchbiegung von Bauteilen mit ansonsten identischen Bauteilparametern im Bruchzustand praktisch nicht variiert.

In dem Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) wird dieser Effekt nicht explizit berücksichtigt, was auch zutreffend auf eine fehlende baupraktische Relevanz zurückzuführen ist. Das Finite-Elemente-Modell reagiert auf hohe Längsdehnungen in der Bewehrung durch den idealen Verbund mit einer überproportionalen Schädigung des zugbeanspruchten Querschnittsbereiches, so dass die Gesamtsteifigkeit unrealistisch stark reduziert wird. Exemplarisch ist dieser Effekt bei der numerischen Simulation eines Querkraftversuches zu erkennen, der einen Längsbewehrungsgrad $\rho_I = 0.25$ % und eine Stahlfestigkeit von $f_y = 1.780$ N/mm² aufweist. Für eine vergleichende Betrachtung sind zudem Berechnungsergebnisse für den gleichen Versuch mit geringeren Stahlfestigkeiten und umgekehrt höheren Längsbewehrungsgraden dargestellt.



Abbildung 6.22: Einfluss der Stahlfestigkeit auf die mit FEM berechnete Steifigkeit und Querkrafttragfähigkeit von einem Stahlbetonbauteilen mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 0,25\%$.

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich eine Erhöhung der Stahldehnungen und -spannungen in der Längsbewehrung im Modell ungünstig auf das Bauteiltragverhalten und die Querkrafttragfähigkeit auswirkt. Dieser Effekt verliert sich mit zunehmendem, geometrischen Längsbewehrungsgrad, so dass im Allgemeinen für Versuche an Bauteilen mit Stahlfestigkeiten von $f_y = 360 - 1.000 \text{ N/mm}^2$ verträgliche Ergebnisse erzielt werden können. Für Versuche an Bauteilen mit Stahlfestigkeiten, die über $f_y = 1.000 \text{ N/mm}^2$ liegen, kann das Finite-Elemente-Modell auf zwei Arten modifiziert werden, um die rechnerisch überproportionale Schädigung auf eine realistisches Maß zu begrenzen.

1. Ansatz eines fiktiven mechanischen Bewehrungsgrades für eine Stahlfestigkeit von $f_y = 1.000 \text{ N/mm}^2$ über eine lineare Korrektur des geometrischen Bewehrungsgrades ρ_I

$$\frac{f_{y,1}}{\rho_{l,1}} = \frac{f_{y,2}}{\rho_{l,2}} = \frac{f_{y,i}}{\rho_{l,i}} = konstant$$

2. Implementierung einer geeigneten, nichtlinearen Verbund-Schlupf-Beziehung zur Reduktion der Verbundsteifigkeit bei hohen Stahllängsdehnungen

6.5.3 Maßstabseffekte

Für die numerische Berechnung der Querkrafttragfähigkeit mit Finite-Elemente-Modellen ist die modellhafte Erfassung von maßstäblichen Effekten für die Querkrafttragfähigkeit von Bedeutung. Der Maßstabseinfluss aus einer nichtlinearen Zugspannungsverteilung in den Rissen wird theoretisch durch die verwendete Rissbandtheorie nach (*Bazant & Oh 1983*) im "Total Strain Model" berücksichtigt. Über mehrere gerissene Elemente eines Biegerisses kann sich eine realistische, nichtlineare Spannungsverteilung einstellen. Die Elementspannungen und -dehnungen folgen dabei der verwendeten Entfestigungsfunktion. Ein gekrümmter Rissverlauf kann sich durch einen sprunghaften Wechsel zwischen Elementen mit gleichen Elementknoten problemlos einstellen. Bei ausreichender Diskretisierung kann ein gleichmäßiger Rissverlauf simuliert werden.

Die Erfassung einer Verdübelungswirkung durch die Längsbewehrung hängt von der Schubsteifigkeit im Schubriss, die den Rissuferversatz bestimmt, und von der Schubsteifigkeit der verwendeten Bewehrungselemente ab. Ein maßstäblicher Einfluss der Netto-Querschnittsbreite auf die Dübeltragwirkung kann nur in dreidimensionalen Modellen erfasst werden. Wie die Versuchsergebnisse in Abschnitt 6.5.2 gezeigt haben, scheint der maßstäbliche Einfluss einer Verdübelungswirkung auf die Querkrafttragfähigkeit eine untergeordnete Rolle zu spielen. Die eigenen Versuchsbeobachtungen zum Einfluss der Dübeltragwirkung im Bruchzustand in Abschnitt 4.2.3 stützen diese Vermutung. Für eine abschließende Beurteilung werden jedoch Modelle mit schubweichen und schubsteifen Bewehrungselementen vergleichend betrachtet.

Für eine Bewertung der modellhaften Abbildung von maßstäblichen Effekten in den Finite-Elemente-Modellen kann in geeigneter Weise die Versuchsreihe von *(Kani 1968)* herangezogen werden. Kani hat an nicht querkraftbewehrten Stahlbetonprobekörpern den Einfluss der Schubschlankheit und der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Neben der Erkenntnis, dass die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter Einzellasten bei Schubschlankheiten kleiner a/d = 3,0 überproportional ansteigt, konnte ein Einfluss der Bauteilhöhe auf die Bruchschubspannung von Bauteilen mit gleicher Festigkeit und gleichem Längsbewehrungsgrad festgestellt werden. Mit diesen Versuchen wurde bewiesen, dass entgegen der damaligen Annahme der Einfluss der Bauteilhöhe auf die relative Querkrafttragfähigkeit auch für Bauteilhöhen über 30 cm besteht.



Abbildung 6.23: Lastanordnung und Querschnitte für die vier Versuchsreihen zur Ermittlung des Einflusses der statischen Höhe auf die Querkrafttragfähigkeit aus (Kani 1968).



Abbildung 6.24: Experimentelle Hauptbruchspannungen τ_{Br} in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a/d für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968).

Für die Untersuchung des Einflusses der Schubsteifigkeit der Bewehrungselemente auf die Querkrafttragfähigkeit werden ein Modell mit eingebetteten Normalkraftstäben und ein Modell mit Scheiben- und Interface-Elementen zur Beschreibung der Verbund-Schlupf-Beziehung eingesetzt.

Das Modell mit Normalkraftstäben als Bewehrung gleicht grundsätzlich dem Modell aus Abschnitt 6.5.1, zur Untersuchung des Maßstabseffektes wird hier jedoch auf eine Kombination der Rissmodelle verzichtet und ausschließlich das "Fixed Crack Model" verwendet. Die Bewehrung ist in eine Strukturelementreihe eingebettet und besitzt ideale Verbundeigenschaften.

Das Modell mit Scheibenelementen als diskrete Bewehrung verhält sich mechanisch wie ein Modell mit eingebetteten Balkenelementen der Klasse I, bei denen nach der Timoshenko-Theorie bei der Integration die Schubverformungen des Querschnittes berücksichtigt werden. Die diskrete Bewehrung hat aufgrund der klaren Trennung zwischen Struktur und Bewehrung im Hinblick auf die Berechnungen mit Längszugbeanspruchung den entscheidenden Vorteil, dass die äußeren Kräfte unmittelbar an der Bewehrung angreifen und über die Verbundelemente in die Struktur eingeleitet werden können. Bei eingebetteter Bewehrung existieren hingegen keine Bewehrungselementknoten, so dass äußere Kräfte stets über die Strukturelemente eingeleitet werden müssen, was letztendlich in diesen Bereichen zu numerischen Instabilitäten führt. Als Verbund-Schlupf-Beziehung wird das "Power-Law" von Noakowski nach Abschnitt 6.4.7 verwendet. Über die Interface-Elemente werden sowohl die Verbund-Schlupf-Beziehung als auch die äquivalente Verbundfläche zwischen Bewehrung und Beton definiert.



Abbildung 6.25: Schematische Darstellung der Modellvarianten mit eingebetteter Bewehrung (oben) und diskreter Bewehrung (unten).

Die Berechnungsergebnisse sind für beide Modelle nahezu identisch. Analog zu den Versuchen steigen die rechnerischen Hauptbruchspannungen mit zunehmender Bauteilhöhe an. Die Erfassung von maßstäblichen Effekten mit den Finite-Elemente-Modellen gilt damit als erwiesen. Dabei sind die Ergebnisse ein weiteres Indiz für die untergeordnete Rolle der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung. Der Theorie nach hätten die Scheibenelemente, die eine der Bewehrung entsprechende Biege- und Schubsteifigkeit aufweisen, zu einer rechnerischen Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit führen müssen. Es ist begründet zu bezweifeln, dass die Dübeltragwirkung im Bruchzustand einen bedeutenden Querkrafttraganteil liefert.

Zudem ist kein traglastrelevanter Einfluss der Verbund-Schlupf-Beziehung auf die Querkrafttragfähigkeit zu erkennen, wenngleich ein großer Einfluss der Längsdehnungen aufgrund des hohen Längsbewehrungsgrades in diesen Versuchsreihen auch nicht zu erwarten ist. Für die Simulation der Versuche mit Längszugbeanspruchung in dieser Forschungsarbeit können sich die Längsdehnungen jedoch ungünstig auswirken, so dass der Ansatz einer nichtlinearen Verbund-Schlupf-Beziehung festgelegt wird.



Abbildung 6.26: Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen σ_u mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a/d für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968).



Abbildung 6.27: Experimentell und rechnerisch bestimmte Hauptbruchspannungen σ_u mit dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a/d für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968).



Abbildung 6.28: Abbildung 6.28: Experimentell und rechnerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit eingebetteter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968).



Abbildung 6.29: Experimentell und rechnerisch bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit dem Finite-Elemente-Modell mit diskreter Bewehrung für vier Versuchsreihen aus (Kani 1968).

6.5.4 Beurteilung

Die Validierung eines Finite-Elemente-Modells an 506 Versuchen hat gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung in guter Übereinstimmung mit experimentell bestimmten Tragfähigkeiten berechnet werden kann. Statistisch liefert das numerische Verfahren Ergebnisse, die mit dem Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) und (*DIN EN 1992-1-1/NA*) vergleichbar sind.

Eine unterschiedliche Abbildung einer Verdübelungswirkung der Längsbewehrung im FE-Modell hat keinen nennenswerten Einfluss auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit. Trotzdem zeigen sich in den numerischen Berechnungen die gewünschten Maßstabseffekte, die im eingesetzten Rissbandmodell auf eine realitätsnahe Erfassung der nichtlinearen Zugspannungsverteilung in den Rissen zurückzuführen sind. Der tatsächliche Einfluss einer Dübeltragwirkung auf die Querkrafttragfähigkeit wird daher angezweifelt. Vielmehr ist eine zutreffende Erfassung der Längsdehnungen im Bauteil entscheidend für die Güte der Berechnung. Diesbezüglich ist insbesondere die Vertraulichkeit von Berechnungen mit geringen Längsbewehrungsgraden und hohen Stahlfestigkeiten kritisch zu überprüfen.

Sowohl das Finite-Elemente-Modell mit in die Strukturelemente eingebetteter Bewehrung und idealem Verbund als auch das Modell mit diskreter Bewehrung und nichtlinearer Verbund-Schlupf-Beziehung können grundsätzlich für die Simulationen eingesetzt werden. Für die in dieser Forschungsarbeit durchgeführten Querkraftversuche mit Zugbeanspruchung, die zum Teil zu hohen Längsdehnungen im Bauteil führen, wird aus diesem Grund eine diskrete Abbildung der Bewehrung mit einer nichtlinearen Verbund-Schlupf-Beziehung bevorzugt.

6.6 Versuchsnachrechnung

Zur Vorbereitung der Parameterstudie werden die 66 durchgeführten Querkraftversuche an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit und ohne integrierte Hohlräume unter Zugbeanspruchung mit den entwickelten Finite-Elemente-Modellen nachgerechnet. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen werden mit den experimentellen und mit den rechnerischen Ergebnissen nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1*/NA) und (*DAfStb 600*) verglichen.

6.6.1 FE-Modelle

Für die massiven Plattenstreifen der Versuchsserien S0 - S9 und für die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen wird ein zweidimensionales Finite-Elemente-Modell aus isoparametrischen Scheibenelementen (CQ16M) eingesetzt. Die obere und untere Bewehrung wird diskret mit Scheibenelementen abgebildet und über Interface-Elemente (CL12I) mit einer nichtlinearen Verbund-Schlupf-Beziehung nach Noakowski (*DAfStb 296*) an die Strukturelemente gekoppelt. Für die massiven Plattenstreifen wird die in Abschnitt 6.5.1 beschriebene Kombination aus *Fixed Crack Model* und *Rotated Crack Model* verwendet. Für die Plattenstreifen mit integrierten Leitungen wird das *Fixed Crack Model* verwendet.

Für die Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern wird ein dreidimensionales Finite-Elemente-Modell aus isoparametrischen, kubischen Volumenelementen (CHX60) eingesetzt. In Bauteilbreite wird die Symmetrie ausgenutzt und ein Viertel des gesamten Plattenstreifens modelliert. Aufgrund der unregelmäßigen Elementformen werden die obere und untere Bewehrungslage als in die Struktur eingebettetes Bewehrungsnetz idealisiert.

Die planmäßige Längszugkraft (Last 1) wird inkrementell in 10 Lastschritten kraftgesteuert aufgebracht. Anschließend wird die Querbelastung (Last 2) über eine vertikale, globale Knotenverschiebung in 50-100 Wegschritten bis in den Bruchzustand gesteigert. Als Iterationsmethode wird die *Standard-Newton-Raphson* - Methode mit maximal 50 Iterationsschritten und einer Konvergenzgenauigkeit von $\sigma = 10^{-3}$ für das Energiekriterium verwendet.



Abbildung 6.30: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an massiven Plattenstreifen ohne integrierte Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S0-S9).



Abbildung 6.31: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S0-S7).



Abbildung 6.32: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S9).



Abbildung 6.33: Schematische Darstellung des Finite-Elemente-Modells für die Nachrechnung der Bauteilversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung der Versuchsserie S9.

Tabelle 6.4: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Querkraftversuche an massiven Plattenstreifen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung der Versuchsserien (S0-S9).

Nr.	Elementtyp	Materialgesetz	Parameter
1	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Rotated Crack isotrop, nichtlinear	$f_{1cm} = 0.95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0.18}$ $E_c = E_{cm}$ $h = A^{0.5}$
2	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Fixed Crack isotrop, nichtlinear	$f_{1cm} = 0.95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0.18}$ $E_c = E_{cm}$ $h = A^{0.5}$ $\beta = damage \ based$
3	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear- elastisch Total Strain	$E = 2 \cdot E_{cm}$ $v = 0,2$ <i>vertikal:</i> $E = E_{cm}$
		Schicht 2: orthotrop, linear- elastisch	horizontal: E = 1 G = 1, v = 0
4	siehe 3	siehe 3	siehe 3
5	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{sy} = f_{sym}$ $E_{sy} = E_{sym}$ $a = 0,21 \cdot f_{cm,cube}$ b = 0,30
V			Festhaltung: Knotentranslation vertikal
D			Last 2: Knotenverschiebung vertikal
Ν			Last 1: Knotenkraft horizontal

Tabelle 6.5: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Querkraftversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung (S0-S7).

Nr.	Elementtyp	Materialgesetze	Parameter
1	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Fixed Crack isotrop, nichtlinear	$f_{1cm} = 0.95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0.18}$ $E_c = E_{cm}$ $h = A^{0.5}$ $\beta = damage \ based$
2	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear- elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm}$ $v = 0, 2$
		Total Strain Schicht 2: orthotrop, linear- elastisch	vertikal: $E = E_{cm}$ horizontal: $E = 1$ G = 1, v = 0
3	siehe 2	siehe 2	siehe 2
4	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Discrete Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Bond-slip (Power Law)	$f_{sy} = f_{sym}$ $E_{sy} = E_{sym}$ $a = 0.21 \cdot f_{cm,cube}$ b = 0.30
V			Festhaltung: Knotentranslation vertikal
D			Last 2: Knotenverschiebung vertikal Festhaltung: Knotentranslation horizontal
N			Last 1: Knotenkraft horizontal

Tabelle 6.6: Parameter des Finite-Elemente-Modells zur Nachrechnung der Querkraftversuche an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern (S8-S9) unter kombinierter Quer- und Längszugbeanspruchung.

Nr.	Elementtyp	Materialgesetze	Parameter
1	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Fixed Crack isotrop, nichtlinear	$f_{1cm} = 0.95 \cdot f_{cm,zyl}$ $f_{ctm} = 0.9 \cdot f_{ct,sp}$ $G_f = 73 \cdot f_{cm,zyl}^{0.18}$ $E_{cm} = E_{cm}$ $h = A^{0.5}$ $\beta = damage \ based$
2	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear- elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm}$ $v = 0, 2$
		Total Strain Schicht 2: orthotrop, linear- elastisch	vertikal: $E = E_{cm}$ horizontal: $E = 1$ G = 1, v = 0
3	siehe 2	siehe 2	siehe 2
4	L4TRU isoparametrisch (truss)	Embedded Reinforcement Plasticity Model: Von Mises Grid	$f_{sy} = f_{sym}$ $E_{sy} = E_{sym}$
5	CQ16M isoparametrisch (plane stress)	Total Strain Schicht 1: isotrop, linear- elastisch	$E = 2 \cdot E_{cm}$ v = 0,2
		Total Strain Schicht 2: orthotrop, linear- elastisch	orthogonal: $E_c = E_{cm}$ parallel: $E = 1$ G = 1, v = 0
V			Festhaltung: Knotentranslation vertikal
D			Last 2: Knotenverschiebung vertikal Festhaltung: Knotentranslation horizontal
Ν			Last 1: Knotenkraft horizontal

6.6.2 Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen

Die numerischen Ergebnisse von massiven Plattenstreifen aus Stahlbeton weisen im Mittel eine gute Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen auf. Eine Längszugbeanspruchung wirkt sich analog zu den Versuchen ungünstig auf die Querkrafttragfähigkeit aus.

Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen bei massiven Stahlbetonplattenstreifen einen ungünstigen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.

Die Streuung der Versuchswerte ist mit einer Standardabweichung von σ = 0,09 relativ gering. Abweichend von den Versuchen steht die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit in einem nahezu linearen Verhältnis mit der Längszugbeanspruchung und weist keine erhöhte Minderung der Querkrafttragfähigkeit bei einer Längszugspannung von σ_{cp} = 0,25 · f_{ctm} auf. Grundsätzlich spricht dies für den normativen Ansatz einer linearen Funktion zur Abminderung der Querkrafttragfähigkeit infolge einer Längszugbeanspruchung.



Abbildung 6.34: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen mit und ohne Längszugbeanspruchung aus den Finite-Elemente-Berechnungen.

Versuchskörper	Hohlraumdurchmesser d _o bzw. Hohlraumhöhe d _o	Abminderungsfaktor f. Querkrafttragfähigkeit	Vorfaktor f. Lángszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der Querkraft- tragfähigkeit (C _{km.c} = 0,20)	Modellsicherheitswert	Mittelwert der Querkraft- tragfähigkeit (FEM)	Modellsicherheitswert
	d_o	k _o bzw. f	k_1	σ_{cp}	$exp V_{Rm,c}$	cal V _{Rm,c}	Ϋ́Mod	cal	₹Mod
[-]	[mm]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN]	[kN]	[-]	V _{Rm,c,FEM} [kN]	[-]
	0	0	0.12					102.0	1.00
S0a-M-N0-1	0	0	0,12	0	111,8	111,8	1,11	102,8	1,09
S0a-M-N1-2	0	0	0,12	1,33	118,9	118,9	1,39	91,1	1,29
50a-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	90,0	90,0	1,07	88,7 104 4	1,00
SOD-M-NU-I	0	0	0,12	0	122,8	122,8	1,12	104,4	1,18
SOD-M-N1-2 SOL M N2 2	0	0	0,12	0,07	110,5	110,5	1,10	90,5	1,20
SUD-MI-N2-5 S1 M NO 1	0	0	0,12	1,35	112,1	112,1	1,22	92,5	1,21
S1-M-N0-1 S1 M N1 2	0	0	0,12	0.67	108.5	108.5	1,00	06.0	1,00
SI = MI = NI = 2	0	0	0,12	1.22	07.2	07.2	1,00	90,9	1,12
S1-M-N2-5	0	0	0,12	1,35	97,5	97,5	1,04	95,4 106.0	1,04
S2-M-NU-1 S2 M NL 2	0	0	0,12	0	154,1	154,1	1,10	100,0	1,27
S2-M-N1-2	0	0	0,12	1.22	103,2	103,2	1,05	90,0	1,10
S2-M-N2-5	0	0	0,12	1,55	102,9	102,9	1,10	97,0 101 A	1,00
S2 M NI 2	0	0	0,12	0.67	07.0	07.0	1,04	07.0	1,05
$S_3 M N_2 3$	0	0	0,12	1.33	97,9 114.0	97,9	1,00	97,0 87.5	1,01
SJ-M-N2-3 SA M NO 1	0	0	0,12	1,55	114,9	114,9	1,57	105.0	1,51
S4 M NI 2	0	0	0,12	0.67	100.2	100.2	0.05	112.0	0.80
S4-M-N1-2 S4 M N2 3	0	0	0,12	1.33	100,2	100,2	1.07	01.6	1 13
S4-M-N2-3	0	0	0,12	1,55	136.1	136.1	1,07	91,0 114 7	1,15
S5 M NI 2	0	0	0,12	0.67	110.5	110.5	1,19	104.0	1,19
S5-M-N2-3	0	0	0,12	1 3 3	106.4	106.4	1,05	03 1	1,00
S6-M-N0-1	0	0	0,12	0	121.0	121.0	1,10	116.1	1,14
S6-M-N1-2	0	0	0.12	0.67	105 5	105 5	1,10	107.0	0.99
S6-M-N2-3	0	0	0.12	1 33	111.9	1119	1 21	95.8	117
S7-M-N0-1	Ő	Ő	0.12	0	120.8	120.8	1.08	107 3	1 13
S7-M-N1-2	Ő	0	0.12	0.67	105.9	105.9	1.03	94.1	1.13
S7-M-N2-3	Ő	0 0	0.12	1 33	102.2	102.2	1.08	89.5	1 14
S8-M-N0-1	Ő	0	0.12	0	125.0	125.0	1,00	101 4	1 23
S8-M-N1-2	Ő	0	0.12	0.67	103.1	103.1	1.11	102.8	1.00
S8-M-N2-3	0	0	0.12	1.33	102.2	102.2	1.28	97.4	1.05
S9-M-N0-1	0	0	0.12	0	111.6	111.6	1.21	94.4	1.18
S9-M-N1-2	0	0	0.12	0.67	92.1	92.1	1.07	86.8	1.06
S9-M-N2-3	0	0	0,12	1,33	105,7	105,7	1,37	91,4	1,16
Mittelwert u							1.13		1.11
Standardahwei	chungs						011		0.09
Variationskoof	Grient 1						0,11		0,09
5%-Quantil n.	1210111 V						1 01		0,00
570 -Quantin $p_{0,0}$	15						1,01		0,22

Tabelle 6.7: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen aus Stahlbeton unter Längszugbeanspruchung aus den FE-Berechnungen.

Die Auswertung der normierten Bruchschubspannungsdifferenzen für die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen nach Gl. (5.14) ergibt folgende Mittelwerte für den Vorfaktor k_1 :

$$k_{1} = \begin{cases} k_{1} = 0,097 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -0,67 \text{ MN/m}^{2} \\ k_{1} = 0,087 & \text{für Längszugspannungen } \sigma_{cp} = -1,33 \text{ MN/m}^{2} \end{cases}$$
(6.24)



Abbildung 6.35: Beziehung zwischen der Differenz der Bruchschubspannung $\Delta v_{Rm,c,nom,FEM}$ und der Längszugspannung σ_{cp} für die Finite-Elemente-Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug.

Die Rissbilder der massiven Plattenstreifen aus den Finite-Elemente-Berechnungen weisen zwei allgemeingültige, qualitative Merkmale auf. Mit zunehmender Längszugspannung vergrößert sich der gerissene Querschnittsbereich und die Druckzone wird messbar kleiner. Eine derartige Veränderung der Spannungs- und Dehnungsverteilung entspricht bei einer intakten Balkentragwirkung mit im Verbund liegender Bewehrung den Erwartungen. Des Weiteren verlaufen Schrägrisse im Schubfeld unter Längszug entsprechend der veränderten Orientierung der Hauptspannungen steiler. Dieses Merkmal resultiert in den Versuchen zwangsläufig aus dem Prüfablauf, da die Biegerisse unter Querbelastung zunächst dem geraden Trennrissverlauf aus dem Beanspruchungszustand 1 folgen. Der maßgebende Schubriss setzt sich in den numerischen Berechnungen häufig aus der Rissspitze eines steilen Schrägrisses zur Lasteinleitung fort. Der zum Versagen führende Schubriss hat in den Versuchen jedoch in der Regel die Trennrisse gekreuzt, indem er deutlich unterhalb der Dehnungsnulllinie schräg aus einem Biegeriss herausgetreten ist.

Qualitativ kann anhand der Rechenergebnisse kein eindeutiger Einfluss des Rissverlaufes auf die Bruchlast festgestellt werden. Ebenso wenig existiert eine einheitliche Abhängigkeit zwischen Bruchlast und Rissverlauf bzw. Rissposition in den Versuchen und den FE-Simulationen.



Abbildung 6.36: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von massiven Plattenstreifen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).

6.6.3 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit aus den Finite-Elemente-Berechnungen an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen weist im Gegensatz zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach *(DIN EN 1992-1-1)* in Verbindung mit *(DIN EN 1992-1-1/NA)* und *(DAfStb 600)* eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit der experimentellen Querkrafttragfähigkeit auf. Eine Längszugbeanspruchung führt jedoch im Gegensatz zu den Versuchen stets zu einer Reduktion der Querkrafttragfähigkeit, wenngleich die Reduktion für geschwächte Querschnitte rechnerisch deutlich geringer ist als für massive Querschnitte.

Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Leitungen im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.

Die Streuung der Versuchswerte liegt mit einer Standardabweichung von σ = 0,17 und einem Variationskoeffizienten v = 0,14 in dem Erwartungsbereich für Querkraftversuche nach *(DAfStb 597)*. Im Gegensatz zu den Versuchen ist der abnehmende Einfluss einer Längszugspannung bei zunehmender Querschnittsschwächung in den numerischen Simulationen weniger deutlich ausgeprägt. Dieser Effekt ist bruchmechanisch nachvollziehbar, weil der ungünstige Einfluss einer Zugspannung auf das Nachrissverhalten senkrecht und auf die Schubsteifigkeit parallel zum Riss im geschwächten Querschnittsbereich an Wirkung verlieren muss.



Abbildung 6.37: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Mittelwerte der Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit und ohne Längszugbeanspruchung aus den Finite-Elemente-Berechnungen.

Tabelle 6.8: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszugbeanspruchung aus den FE-Berechnungen.

Versuchskörper	Hohlraumdurchmesser do bzw. Hohlraumhöhe do	Abminderungsfaktor.f. Querkrafttragfähigkeit	Vorfaktor f. Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der Querkraft- tragfähigkeit (C _{km.c} = 0,20)	Modellsicherheitswert	Mittelwert der Querkraft- tragfähigkeit (FEM)	Modellsicherheitswert
	d_o	k _o bzw. f	<i>k</i> ₁	σ_{cp}	$exp V_{Rm,c}$	cal V _{Rm,c}	Ϋ́Mod	cal	үMod
[-]	[mm]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN]	[kN]	[-]	V _{Rm,c,FEM} [kN]	[-]
S0a-H-N0-4	0 / 140	0,48	0,12	0	69,0	47,9	1,44	57,3	1,20
S0a-H-N1-5	0 / 140	0,48	0,12	1,25	57,7	32,6	1,77	52,7	1,10
S0a-H-N2-6	0 / 140	0,48	0,12	2,50	62,5	15,9	3,93	54,2	1,15
S0b-H-N0-4	0 / 140	0,48	0,12	0	71,7	52,2	1,37	64,4	1,11
S0b-H-N1-5	0 / 140	0,48	0,12	1,25	80,3	36,2	2,22	53,2	1,51
S0b-H-N2-6	0 / 140	0,48	0,12	2,50	69,7	21,2	3,29	52,2	1,34
S1-H-N0-4	0 / 90	0,66	0,12	0	76,2	75,1	1,01	83,3	0,91
S1-H-N1-5	0 / 90	0,66	0,12	0,95	96,2	63,3	1,52	81,4	1,18
S1-H-N2-6	0 / 90	0,66	0,12	1,90	87,0	51,1	1,70	79,5	1,09
S2-H-N0-4	0 / 90	0,66	0,12	0	80,5	75,1	1,07	82,3	0,98
S2-H-N1-5	0 / 90	0,66	0,12	0,95	84,0	63,3	1,33	76,3	1,10
S2-H-N2-6	0 / 90	0,66	0,12	1,90	83,3	51,1	1,63	75,0	1,11
S3-H-N0-4	0 / 90	0,76	0,12	0	87,3	78,5	1,11	90,6	0,96
S3-H-N1-5	0 / 90	0,76	0,12	0,95	97,3	66,4	1,46	82,6	1,18
S3-H-N2-6	0 / 90	0,76	0,12	1,90	103,5	54,5	1,90	68,0	1,52
S4-H-N0-4	425/25	0,68	0,12	0	87,4(79,8)	77,5	1,03	86,2	0,93
S4-H-N1-5	425/25	0,68	0,12	0,73	81,5(78,5)	68,2	1,15	84,6	0,93
S4-H-N2-6	425/25	0,68	0,12	1,45	105,8(90,0)	58,9	1,53	80,3	1,12
S5-H-N0-4	425/50	0,43	0,12	0	78,2	48,9	1,60	72,0	1,09
S5-H-N1-5	425/50	0,43	0,12	0,80	82,7	38,7	2,14	69,4	1,19
S5-H-N2-6	425/50	0,43	0,12	1,60	74,3	28,5	2,61	69,5	1,07
S6-H-N0-4	50	0,83	0,12	0	125,7	91,0	1,38	91,7	1,37
S6-H-N1-5	50	0,83	0,12	0,80	107,8	80,8	1,33	87,4	1,23
S6-H-N2-6	50	0,83	0,12	1,60	109,5	70,4	1,56	76,2	1,44
S7-H-N0-4	280 / 70	0,37	0,12	0	67,7	41,1	1,65	62,7	1,08
S7-H-N1-5	280 / 70	0,37	0,12	0,87	77,1	29,9	2,58	61,7	1,25
S7-H-N2-6	280 / 70	0,37	0,12	1,74	79,8	18,7	4,27	58,0	1,38
Mittelwert µ							1,84		1,18
Standardahwe	ichung s						0.82		0.17
Variationskoet	fizient 1/						0.45		0.14
5%-Quantil p_{0}	.05						1,04		0,93

Die Auswertung der normierten Bruchschubspannungsdifferenzen für die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen nach GI. (5.14) ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,033$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,43 \text{ MN/m}^2$ (6.25)

Im Median kann die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit analog zu Massivdecken über eine lineare Funktion in Abhängigkeit der Längszugspannung hinreichend genau beschrieben werden. Die größten rechnerischen Abweichungen von den linearen Funktionswerten ergeben sich für Probekörper mit vergleichsweise hohen Querkrafttragfähigkeiten, die sich auch in den Versuchen der Querkrafttragfähigkeit von massiven Referenzversuchen angenähert haben. Dieses Merkmal entspricht der Feststellung, dass sich Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit von ungeschwächten Massivdecken deutlicher ungünstiger auswirken.



Abbildung 6.38: Beziehung zwischen der Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,nom,FEM}$ und der mittleren Längszugspannung σ_{cp} für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug.



Abbildung 6.39: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).

6.6.4 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit aus den Finite-Elemente-Berechnungen an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Hohlkörpern weist im Gegensatz zur rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach den Zulassungen der Deckensysteme (Z-15.1-282) und (Z-15.1-307) in Verbindung mit der Ergänzung für die Abminderung einer Längszugspannung nach GI. (5.12) eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit der experimentellen Querkrafttragfähigkeit auf. Eine Längszugbeanspruchung führt im Mittel zu einer geringfügigen Reduktion der Querkrafttragfähigkeit, die in der Größenordnung der rechnerischen Reduktion der Querkrafttragfähigkeit von Decken mit integrierten Leitungen liegt.

Qualitativ kann festgehalten werden, dass Längszugspannungen bei Stahlbetonplattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern im Vergleich zu Massivdecken einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben.

Die statistischen Kenndaten belegen mit einem Mittelwert von μ = 1,00, einer Standardabweichung von σ = 0,08 und einem Variationskoeffizienten v = 0,08 die gute rechnerische Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Im Mittel kann die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit analog zu Massivdecken über eine lineare Funktion in Abhängigkeit der Längszugspannung hinreichend genau beschrieben werden.



Abbildung 6.40: Grafische Darstellung der Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern mit und ohne Längszugbeanspruchung aus den Finite-Elemente-Berechnungen.

Versuchskörper	Cobiax Hohlkörper Typ	Abminderungsfaktor f. Querkrafttragfähigkeit	Vorfaktor f. Längszugspannung	Längszugspannung	experimentelle Querkrafttragfähigkeit	Mittelwert der Querkrafttrag- fähigkeit (C _{huc} = 0,20)	Modellsicherheitswert	Mittelwert der Querkrafttrag- fähigkeit (FEM)	Modellsicherheitswert
	do	k _o bzw. f	<i>k</i> 1	σ_{cp}	exp V _{Rm,c}	cal V _{Rm,c}	YMod	cal	үMod
[-]	[mm]	[-]	[-]	[MN/m²]	[kN]	[kN]	[-]	V _{Rm,c,FEM} [kN]	[-]
S8-H-N0-4	E-180	0,5	0,12	0	63,8	50,5	1,26	73,1	0,87
S8-H-N1-5	E-180	0,5	0,12	1,16	66,2	33,2	1,99	63,0	1,05
S8-H-N2-6	E-180	0,5	0,12	2,32	73,9	18,8	3,94	67,6	1,09
S9-H-N0-4	S-180	0,5	0,12	0	100,0	80,9	1,24	105,4	0,95
S9-H-N1-5	S-180	0,5	0,12	1,28	<i>98,3</i>	50,2	1,96	102,0	0,96
S9-H-N2-6	S-180	0,5	0,12	2,57	93,1	21,3	4,36	84,9	1,10
Mittelwert u							2.46		1.00
Standardabwaic	huna s						1.24		0.08
Variational-	nung s						1,24		0,00
v ariationskoefft	zient v						0,50		0,08
5% -Quantil $p_{0,02}$	5						1,24		0,89

Tabelle 6.9: Berechnete Modellsicherheiten für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Cobiax Hohlkörpern unter Längszugbeanspruchung.

Die Auswertung der normierten Bruchschubspannungsdifferenzen für die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern nach Gl. (5.14) ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k_1 :





Abbildung 6.41: Beziehung zwischen der Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,nom,FEM}$ und der mittleren Längszugspannung σ_{cp} für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug.


Abbildung 6.42: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax E-180 im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).



Abbildung 6.43: Exemplarische Gegenüberstellung der Rissbilder von Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern Cobiax E-180 im Bruchzustand ohne Längszug (oben), mit 50% Längszug (Mitte) und mit 100% Längszug (unten).

6.7 Parameterstudie

Zur Absicherung und Erweiterung der gewonnenen Erkenntnisse aus den Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile mit integrierten Hohlräumen unter Längszug wird eine Parameterstudie durchgeführt, die auf physikalisch nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen basiert. In der Studie werden Hohlraumvarianten untersucht, bei denen die experimentellen Ergebnisse eine hohe Reduktion der Querkrafttragfähigkeit unter Längszug vermuten lassen oder die aufgrund der erzielten Querschnittsschwächung nach *(Thiele 2010)* eine besonders geringe Querkrafttragfähigkeit aufweisen.

6.7.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm besteht aus 5 Versuchsserien mit Plattenstreifen mit integrierten Leitungen und einer Versuchsserie mit massiven Plattenstreifen als Referenz. Die Plattenstreifen werden mit verschiedenen Parameterkonstellationen untersucht, die sich aus den folgenden Parametern zusammensetzen:

- Bauteilhöhe (h = 20 cm, h = 30 cm, h = 40 cm)
- Betonfestigkeit (C25/30, C30/37, C35/45)
- Längsbewehrungsgrad ($\rho_1 = 0.6\%, 1.0\%$)
- Längszugspannung (0 · f_{ctm}, 0,25 · f_{ctm}, 0,50 · f_{ctm})

Das Versuchsprogramm besteht somit insgesamt aus 324 Simulationen, die an zweidimensionalen FE-Modellen durchgeführt werden. Eine Übersicht der untersuchten Hohlraumvarianten ist in Tabelle 6.10 dargestellt.

Serie	Anzahl	Hohlraumvariante	Zuordnung nach 6.2.2 (DAfStb 600)
FE-Q-S0	54	-	-
FE-Q-SI	54	0,2 d (unten)	Fall a
FE-Q-S2	54	0,2 d (oben)	Fall b
FE-Q-S3	54	0,35 d (unten)	Fall a
FE-Q-S4	54	0,35 d (oben)	Fall b
FE-Q-S5	54	0,50 d (mittig)	-
FE-Q-S6	54	$b_o/d_o = 4, \ d/d_o = 4$	Fall d
Summe	324		

Tabelle 6.10: Versuchsprogramm für die FE-Parameterstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug.

Zur Sicherstellung des Querkraftversagens unter Querlast- und Längszugbeanspruchung müssen die Plattenstreifen einen Mindestlängsbewehrungsgrad $\rho_{l,min}$ aufweisen, mit dem ein vorzeitiges Biegeversagen ausgeschlossen wird. Für die Bauteile muss im Bruchzustand das Einzelkriterium *kon8* nach Tabelle 6.3 erfüllt sein, damit diese Bedingung erfüllt ist.

$$\beta_{flex} = \frac{\mu_u}{\mu_{flex}} < 1,0 \tag{6.27}$$

Dabei ist

 μ_u das dimensionslose Biegemoment bei Querkraftversagen μ_{flex} das dimensionslose Biegebruchmoment

Die maßgebende Beanspruchungskombination für die Dimensionierung der Probekörper ergibt sich für einen massiven Plattenstreifen mit geringer Bauteilhöhe unter maximaler Zugbeanspruchung. Das dimensionslose Biegemoment bei Querkraftversagen berechnet sich aus

$$\mu_{u} = \frac{cal V_{Rm,c} \cdot 4 \cdot d}{b \cdot d^{2} \cdot f_{1cm}}$$

$$Dabei ist$$

$$cal V_{Rm,c} \qquad der Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit [kN]$$

$$f_{1cm} \qquad der Mittelwert der rechnerischen Prismendruckfestigkeit [MN/m^{2}]$$

$$(6.28)$$

Das dimensionslose Biegebruchmoment unter Normalkraft lässt sich bei Vernachlässigung der oberen Bewehrungslage mit den folgenden Zusammenhängen berechnen:

$$\mu_{flex} = \overline{\omega}_1 \cdot \zeta - 0.5 \cdot \nu \cdot \left(\frac{h}{d} - \xi\right) \tag{6.29}$$

Dabei ist

$$\kappa_{c} = 1 - \frac{f_{1cm}}{250} \qquad Beiwert \ f\ddot{u}r \ den \ Druckspannungsblock \ nach \ (MC \ 1990) \ analog \ zu (6.30)$$

$$\varpi_{1} = \frac{A_{s} \cdot f_{sy}}{b \cdot d \cdot f_{1cm}} \qquad mechanischer \ Längsbewehrungsgrad \ f\ddot{u}r \ Betonstahl/Spannstahl (6.31)$$

$$\nu = \frac{N}{b \cdot d \cdot f_{1cm}} \qquad die \ dimensionslose \ Normalkraft \qquad (6.32)$$

$\xi = \frac{\varpi_1 - \nu}{\kappa_c}$	Beiwert für den Hebelarm der inneren Kräfte	(6.33)
$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi$	Beiwert für die Druckzonenhöhe	(6.34)

Die Dimensionierung ergibt bei einer Stahlzugfestigkeit der Bewehrung von $f_{sym} = 850 \text{ N/mm}^2$ einen Mindestlängsbewehrungsgrad von $\rho_{l,1} = 0,6 \%$ mit dem für alle Bauteile ein Biegeversagen rechnerisch ausgeschlossen ist. Darüber hinaus werden alle Bauteile ergänzend für einen Längsbewehrungsgrad von $\rho_{l,2} = 1,0 \%$ hinsichtlich ihrer Querkrafttragfähigkeit untersucht.

Die Längszugbeanspruchung wird in Abhängigkeit der zentrischen Betonzugfestigkeit bestimmt, wodurch ein konstantes Verhältnis zwischen Längszugspannung und Betonzugfestigkeit erzeugt wird. Es werden folgende Längszugkraftniveaus festgelegt:

$$N0 = 0 \cdot f_{ctm} \cdot A_c$$
$$N1 = 0.25 \cdot f_{ctm} \cdot A_c$$
$$N2 = 0.50 \cdot f_{ctm} \cdot A_c$$

Wie sich in den Versuchen gezeigt hat, ist ein ungünstiger Einfluss einer Längszugbeanspruchung nicht alleine von der Höhe der Beanspruchung abhängig, sondern offensichtlich von der Kombination aus Quer- und Zugbeanspruchung. Mit zunehmender Querkrafttragfähigkeit wirkt sich eine Längszugspannung auch zunehmend ungünstig aus. Auch die Kombination aus Längszug und Längsbewehrungsgrad scheint nicht unbedeutend zu sein, da in den eigenen Versuchen mit deutlich geringeren Längszugspannungen und Längsbewehrungsgraden ein ungünstigerer Einfluss als bei den zusammengestellten Versuchen von (*Ehmann 2003*) gezeigt werden konnte. Diese Ergebnisse werden zumindest für Massivdecken unter Längszug von der Theorie der "kritischen Längsdehnung" von Stahlbetonbauteilen nach (*Muttoni 2003*) gestützt. Die Grundlage des Verfahrens bildet die anhand von Versuchsergebnissen festgestellte Korrelation zwischen der Längsdehnung im kritischen Bereich (0,5 d vom Auflager und 0,6 d von der Bauteiloberkante) und der Querkrafttragfähigkeit. Die "kritische Längsdehnung" stellt sich durch den sukzessiven Ausfall der Betontragmechanismen zwischen den Schubrissufern ein und leitet den Umlagerungs- oder Bruchprozess ein.

Mit der Versuchsserie FE-Q-S0 werden Referenzwerte für die Querkrafttragfähigkeit ermittelt, auf die alle mit der FEM berechneten Werte von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen bezogen werden. Somit wird sichergestellt, dass modellbedingte Abweichungen von der rechnerischen Tragfähigkeit, die sich infolge der Parametervariationen einstellen können, weitestgehend vermieden werden. Die unterschiedlichen Rechenwerte der Querkrafttragfähigkeit werden folgendermaßen bezeichnet:

exp V _{Rm,c,ref}	die rechnerische Referenz-Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen aus den FE-Simulationen (FEM)
exp V _{Rm,c}	die rechnerische Querkrafttragfähigkeit aus den FE-Simulationen (FEM)
cal V _{Rm,c}	<i>der Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach</i> (DIN EN 1992-1-1) <i>in Verbindung mit</i> (DIN EN 1992-1-1/NA) <i>und</i> (DAfStb 600)

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit wird an FE-Modellen von Plattenstreifen im 4-Punkt-Biegeversuch unter Einzellasten bestimmt. Die Schubschlankheit beträgt in allen Versuchen a/d = 4,0. Der Abstand zwischen den Lasteinleitungen beträgt in allen Versuchen c = 2,0 d. Die effektive Spannweite zwischen den Auflagern beträgt somit I_{eff} = 10 d. Die Öffnungen werden in Bauteillängsrichtung analog zu den Versuchen mittig im Schubfeld positioniert. Die Betondruckfestigkeit entspricht in den Berechnungen dem Mittelwert der einaxialen Prismendruckfestigkeit, der sich aus der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit ermitteln lässt.

 $f_{1cm} = 0,95 \cdot f_{cm,zvl} = f_{ck,zvl} + 0,95 \cdot 4$

Die eingesetzten FE-Modelle entsprechen hinsichtlich ihres Aufbaus und der Konzepte zur Erfassung der physikalischen Nichtlinearitäten den Modellen in Abschnitt 6.6.1.

6.7.2 Versuchsserie FE-Q-S0

Die Versuchsserie FE-Q-S0 besteht aus massiven Plattenstreifen ohne integrierte Leitungen, an denen die Referenz-Querkrafttragfähigkeiten für die Studie bestimmt werden.

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c,ref} für die massiven Plattenstreifen weisen mit einem Mittelwert μ = 1,04 und einem Variationskoeffizienten v = 0,06 eine sehr gute Übereinstimmung mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit cal V_{Rm,c} auf. Der Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c} in der Studie mit den Referenzwerten exp V_{Rm,c,ref} entspricht damit nahezu einem Vergleich mit den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit V_{Rm,c} nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und (*DAfStb 600*).



Abbildung 6.44 Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen der Serie FE-Q-S0 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zu den Mittelwerten der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die berechnete Querkrafttragfähigkeit von massiven Plattenstreifen der Serie FE-Q-S0 ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0.072$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cn} = -1.09 MN/m^2$ (6.35)

Damit ergibt sich eine ähnliche Größenordnung für den Vorfaktor k_1 wie bei den Nachrechnungen der Versuche an massiven Plattenstreifen in Abschnitt 6.6. Der rechnerische Einfluss einer Längszugspannung ist insgesamt deutlich kleiner als der im Bemessungskonzept verankerte Einfluss mit einem Vorfaktor $k_1 = 0,12$ nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*), aber deutlich größer als der mittlere Einfluss mit $k_1 = 0,045$, der für die dokumentierten Versuche in (*Ehmann 2003*) ermittelt wurde. Tendenziell verstärkt sich der ungünstige Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Massivdecken mit zunehmender Bauteilhöhe.



Abbildung 6.45: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an massiven Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S0.

6.7.3 Versuchsserie FE-Q-S1

Die Versuchsserie FE-Q-S1 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser von $d_o = 0,2 d$, die in einem Abstand von $c_{nom} = 25 mm$ über der unteren Längsbewehrung eingebaut werden. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall a nach 6.2.2 (*DAfStb 600*), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen mit $0,2 \le d_o / d \le 0,35$ im gezogenen Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der rechnerische Abminderungsfaktor k_0 beträgt für diese Hohlraumvariante

$k_{o} = 0,80$

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c} liegen im Mittel bei 88 % der Referenz-Querkrafttragfähigkeit (exp $k_{o,50} = 0.88$). Der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse liegt bei v = 0,09. Der 5%-Quantilwert des resultierenden Abminderungsfaktors exp k_o beträgt für diese Hohlraumvariante



Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S1 aus den FE-Simulationen ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,064$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,32 \text{ MN/m}^2$ (6.36)

Der berechnete Vorfaktor $k_1 = 0,064$ ist erwartungsgemäß kleiner als der Vorfaktor $k_1 = 0,072$ für die Referenzversuche, obwohl die Längszugspannung im geschwächten Querschnittsbereich ungefähr 20% höher ist. Zudem ist ein Zusammenhang zwischen der Traglastreduktion infolge Längszug und der statischen Bauteilhöhe zu erkennen. Mit zunehmender Bauteilhöhe verliert sich hier die ungünstige Wirkung einer Längszugspannung.



Abbildung 6.47: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S1.

6.7.4 Versuchsserie FE-Q-S2

Die Versuchsserie FE-Q-S2 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser von d_o = 0,2 d, die in einem Abstand von c_{nom} = 25 mm unter der oberen Längsbewehrung eingebaut werden. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall b nach 6.2.2 (*DAfStb 600*), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen mit 0,2 \leq d_o / d \leq 0,35 im teilweise überdrückten Querschnittsbereich auf die Quer-krafttragfähigkeit geregelt ist. Der rechnerische Abminderungsfaktor k₀ beträgt für diese Hohlraumvariante

$k_{o} = 0,90$

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp $V_{Rm,c}$ liegen im Mittel bei 93 % der Referenz-Querkrafttragfähigkeit ($k_{o,50}$ = 0,93). Der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse liegt bei v = 0,08. Der 5%-Quantilwert des resultierenden Abminderungsfaktors exp k_o beträgt für diese Hohlraumvariante



k_{o,5} = 0,82

Abbildung 6.48: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S2 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S2 aus den FE-Simulationen ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,083$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,32 \text{ MN/m}^2$ (6.37)

Der berechnete Vorfaktor $k_1 = 0,083$ ist damit erwartungsgemäß größer als der Vorfaktor $k_1 = 0,064$ für die Plattenstreifen mit unten liegender Öffnung gleichen Querschnitts im Zugbereich. Zudem verliert sich ein deutlicher Zusammenhang zwischen der Traglastreduktion infolge Längszug und der statischen Bauteilhöhe. Die Plattenstreifen nähern sich bruchmechanisch offensichtlich den massiven Plattenstreifen an, was letztendlich auch durch die geringe Abminderung der Querkrafttragfähigkeit mit $k_0 = 0,9$ nach *(Thiele 2010)* eindeutig ist.



Abbildung 6.49: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S2.

6.7.5 Versuchsserie FE-Q-S3

Die Versuchsserie FE-Q-S3 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser von $d_o = 0,35 d$, die in einem Abstand von $c_{nom} = 25 mm$ über der unteren Längsbewehrung eingebaut werden. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall a nach 6.2.2 *(DAfStb 600)*, mit dem der Einfluss von runden Öffnungen mit 0,2 $\leq d_o / d \leq 0,35$ im gezogenen Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der rechnerische Abminderungsfaktor k_0 beträgt für diese Hohlraumvariante

k_o = 0,65

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c} liegen im Mittel bei 72% der Referenz-Querkrafttragfähigkeit ($k_{o,50} = 0,72$). Der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse liegt bei v = 0,11. Der 5%-Quantilwert des resultierenden Abminderungsfaktors exp k_o beträgt für diese Hohlraumvariante





Abbildung 6.50: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S3 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die berechnete Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S3 ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,071$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,58 \text{ MN}/m^2$ (6.38)

Der Vorfaktor $k_1 = 0,071$ liegt nur unwesentlich über dem Vorfaktor $k_1 = 0,064$ für die Serie FE-Q-S1 mit kleineren Hohlräumen $d_o = 0,2$ d im Zugbereich, obwohl die Längszugspannungen ungefähr um 20% gegenüber denen in Serie FE-Q-S1 erhöht sind.



Abbildung 6.51: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S3.

6.7.6 Versuchsserie FE-Q-S4

Die Versuchsserie FE-Q-S4 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser von $d_o = 0.35$ d, die in einem Abstand von $c_{nom} = 25$ mm unter der oberen Längsbewehrung eingebaut werden. Damit entspricht diese Versuchsserie dem Fall b nach 6.2.2 (*DAfStb 600*), mit dem der Einfluss von runden Öffnungen mit $0.2 \le d_o / d \le 0.35$ im teilweise überdrückten Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der rechnerische Abminderungsfaktor k_0 beträgt für diese Hohlraumvariante

$k_{o} = 0,75$

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c} liegen im Mittel bei 81% der Referenz-Querkrafttragfähigkeit ($k_{o,50} = 0,81$). Der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse liegt bei v = 0,10. Der 5%-Quantilwert des resultierenden Abminderungsfaktors exp k_o beträgt für diese Hohlraumvariante



 $k_{0,5} = 0,68$

Abbildung 6.52: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S4 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die berechnete Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S4 ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,070$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,58 \text{ MN}/m^2$ (6.39)

Der Vorfaktor k_1 ist näherungsweise gleich dem Vorfaktor k_1 der Serie FE-Q-S3 mit der gleichen Hohlraumvariante im Zugbereich. Bezüglich der Wirkung einer Längszugspannung zeigt sich hier kein Einfluss durch die Hohlraumlage in Bauteilhöhe.



Abbildung 6.53: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S4.

6.7.7 Versuchsserie FE-Q-S5

Die Versuchsserie FE-Q-S5 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten Leitungen mit einem Durchmesser von $d_o = 0,5 d$, die mittig im Querschnitt eingebaut werden. Für diese Hohlraumvariante existiert keine Bemessungsregel, wird jedoch dem Fall a nach 6.2.2 *(DAfStb 600)*, mit dem der Einfluss von runden Öffnungen mit $0,2 \le d_o / d \le 0,35$ im gezogenen Querschnittsbereich auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist, zugeordnet. Der rechnerische Abminderungsfaktor k_0 beträgt für diese Hohlraumvariante

$k_{o} = 0,60$

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c} liegen im Mittel bei 65% der Referenz-Querkrafttragfähigkeit ($k_{o,50}$ = 0,65). Der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse liegt bei v = 0,18. Der 5%-Quantilwert des resultierenden Abminderungsfaktors exp k_o beträgt für diese Hohlraumvariante





Abbildung 6.54: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S5 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die berechnete Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S5 ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,055$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,96 \text{ MN}/m^2$ (6.40)

Der Vorfaktor $k_1 = 0,055$ ist trotz zunehmender Längszugspannung durch die erhöhte Querschnittsschwächung geringer als in den Versuchsserien FE-Q-S1 bis FE-Q-S4. Die ungünstige Wirkung einer Längszugspannung hat sich mit der erhöhten Querschnittsschwächung reduziert.



Abbildung 6.55: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S5.

6.7.8 Versuchsserie FE-Q-S6

Die Versuchsserie FE-Q-S6 beinhaltet Plattenstreifen mit integrierten, rechteckigen Leitungen mit den Abmessungen $b_o / d_o = 4,0$ und d / $d_o = 4,0$ die mittig im Querschnitt eingebaut werden. Diese Hohlraumvariante entspricht dem Fall d nach 6.2.2 (*DAfStb 600*), mit dem der Einfluss von rechteckigen Öffnungen mit den maximalen Abmessungen $b_o / d_o \le 4,0$ und d / $d_o \ge 4,0$ auf die Querkrafttragfähigkeit geregelt ist. Der rechnerische Abminderungsfaktor k_0 beträgt für diese Hohlraumvariante

$k_{o} = 0,40$

Die mit der FEM berechneten Querkrafttragfähigkeiten exp V_{Rm,c} liegen im Mittel bei 55% der Referenz-Querkrafttragfähigkeit ($k_{o,50}$ = 0,55). Der Variationskoeffizient der Versuchsergebnisse liegt bei v = 0,10. Der 5%-Quantilwert des resultierenden Abminderungsfaktors exp k_o beträgt für diese Hohlraumvariante



$$k_{0.5} = 0,53$$

Abbildung 6.56: Modellsicherheit für die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S6 mit und ohne Längszug aus den FE-Simulationen im Vergleich zur rechnerischen und zur Referenz-Querkrafttragfähigkeit.

Die Auswertung der Bruchschubspannungsdifferenzen $\Delta v_{Rm,c,ref}$ infolge Längszug für die berechnete Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen der Serie FE-Q-S6 ergibt folgenden Mittelwert für den Vorfaktor k₁:

$$k_1 = 0,030$$
 für eine mittlere Längszugspannung $\sigma_{cp} = -1,40 \text{ MN/m}^2$ (6.41)

Der Vorfaktor $k_1 = 0,030$ offenbart, dass die ungünstige Wirkung einer Längszugspannung für Plattenstreifen mit rechteckigen Hohlräumen sehr gering ausfällt. Da die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit durch die große Querschnittsschwächung für diese Hohlraumvariante sehr hoch ausfällt, zeigt sich wiederholt ein Zusammenhang zwischen dem Einfluss einer Längszugspannung und der Querschnittsschwächung.



Abbildung 6.57: Bruchschubspannungsdifferenz $\Delta v_{Rm,c,ref}$ in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} (links) und der statischen Bauteilhöhe (rechts) für die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Längszug der Serie FE-Q-S6.

6.8 Fazit

Zur numerischen Simulation des Querkrafttragverhaltens von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug wurden Finite-Elemente-Modelle erstellt, deren Funktion an 506 Querkraftversuchen an massiven Plattenstreifen aus (*DAfStb 597*) validiert wurde. Die numerischen Berechnungen weisen mit einem Mittelwert von $\mu = 1,003$ und einem Variationskoeffizienten v = 0,029 eine sehr gute Übereinstimmung mit den experimentellen Versuchsdaten auf. Die Vergleichsberechnungen belegen gleichzeitig eine gute Übereinstimmung mit dem Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*). Lediglich für Bauteile mit sehr geringen Längsbewehrungsgraden und hohen Stahlspannungen wird die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit mit dem genormten Verfahren überschätzt, während diese mit den FE-Berechnungen unterschätzt wird.

Die Nachrechnung der Querkraftversuche an massiven Plattenstreifen unter Längszug zeigt, dass die mechanische Wirkung einer Längszugspannung im FE-Modell und in dem genormten Bemessungskonzept mechanisch gleichwertig interpretiert wird. Dabei kann für die geprüften, massiven Plattenstreifen in guter Übereinstimmung eine lineare Reduktion der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Längszugspannung bestätigt werden, wenngleich diese quantitativ etwas geringer ausfällt. Für eine Längszugspannung $\sigma_{co} \approx 0,50 \cdot f_{ctm}$ liegen die Vorfaktoren k₁ bei

> $k_1 = 0,095$ (experimentell) $k_1 = 0,087$ (numerisch)

Insgesamt ist der einheitlich festgestellte, ungünstige Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Massivdecken jedoch deutlich größer als der in *(Ehmann 2003)* dokumentierte Einfluss, der im Mittel mit einem Vorfaktor $k_1 = 0,045$ erfasst wird.

In den Versuchen an massiven Plattenstreifen konnte ein besonders ungünstiger Einfluss einer Längszugspannung für vergleichsweise geringe Längszugspannungen in Höhe von $\sigma_{cp} \approx 0.25 \cdot f_{ctm}$ festgestellt werden, so dass der Vorfaktor hier im Mittel k₁ = 0.225 beträgt. Auch wenn in diesen Fällen die Traglastreduktion besonders ungünstig von der mittleren Reduktion bei höheren Längszugspannungen abweicht, liegt die experimentell bestimmte Querkrafttragfähigkeit stets deutlich über dem charakteristischen Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit. Ursächlich dafür ist die Unabhängigkeit der Abminderungsfunktion infolge Längszug von der linearen Verschiebung zwischen dem charakteristischen Wert und dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit über den Vorfaktor C_{R,c}.

Die Nachrechnung der Querkraftversuche an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug bestätigt die festgestellte, deutlich geringere Abminderung der Querkrafttragfähigkeit infolge einer Längszugbeanspruchung. Die experimentell festgestellte, vollständige Aufhebung der traglastmindernden Wirkung durch eine Längszugspannung konnte in den FE-Berechnungen nicht simuliert werden. Trotzdem ist die Güte der Berechnungen im Vergleich mit den Versuchsergebnissen wesentlich besser als die Güte der Rechenergebnisse, die mit dem Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und (*DAfStb 600*) erzielt wird. Der normative Ansatz mit einer linearen Abminderungsfunktion in Abhängigkeit der Längszugspannung beschreibt das Problem unpassend und liefert unwirtschaftliche Ergebnisse. Sowohl die experimentellen als auch die numerischen Ergebnisse aus den FE-Simulationen lassen einen Zusammenhang zwischen der Traglastminderung infolge Längszug und der Querschnittsschwächung vermuten.

In Analogie zu den Plattenstreifen mit integrierten Leitungen kann für Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern der experimentell bestimmte, geringe Einfluss einer Längszugbeanspruchung mit den FE-Berechnungen bestätigt werden. Die Traglastminderung ist hier wie für Plattenstreifen mit integrierten Leitungen rechnerisch größer als im Versuch und lässt sich im Mittel über einen Vorfaktor

 $k_1 = 0,000 \ (experimentell)$

 $k_1 = 0,030 (numerisch)$

beschreiben. Ein ähnlich geringer Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken wurde bereits in *(Cobiax 2008c)* festgestellt.

In der Parameterstudie konnte der Einfluss einer Längszugbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Leitungen genauer verifiziert werden. Die Vorfaktoren ergeben sich aus FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit Materialeigenschaften nach (*DIN EN 1992-1-1*) für unterschiedliche Festigkeitsklassen, Bauteilhöhen, Bewehrungsgrade und Längszugspannungen. Abweichungen von den experimentell und in den zugehörigen Nachrechnungen bestimmten Vorfaktoren sind daher kalkulierbar. Zudem ergeben sich in den Versuchen durch die natürliche Streuung der Werkund Baustoffeigenschaften abweichende Verhältnisse im Bauteil. Exemplarisch dafür stehen die gegen-über Rechenwerten deutlich geringeren Prüfwerte der Elastizitätsmoduln.

Für massive Plattenstreifen liegt die Traglastminderung durch eine Längszugspannung im Mittel bei

$$k_1 = 0,072$$
 (*numerisch*)

Für Plattenstreifen mit integrierten Leitungen konnte ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Traglastminderung und der Längszugspannung im Bruchzustand nachgewiesen werden. Die Gesamtauswertung von 270 FE-Simulationen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen offenbart einen Zusammenhang zwischen der Traglastminderung und der Querschnittsschwächung, der stellvertretend als Zusammenhang zwischen den jeweiligen Vorfaktoren k₁ und den zugehörigen Abminderungsfaktoren k₀ nach Abschnitt 6.2.2 (*DAfStb 600*) dargestellt werden kann.

$$k_1 = 0,072 \cdot k_o$$

Der Einfluss der Traglastreduktion infolge Querschnittsschwächung auf die Traglastreduktion infolge Längszug ist in dieser Form systemkonsistent, da mit einem Faktor $k_o = 1$ ein fließender Übergang zur konventionellen Querkraftbemessung von Massivdecken gegeben ist.



Abbildung 6.58: Zusammenhang zwischen dem Vorfaktor k_1 und dem Abminderungsfaktor k_o für 270 FE-Berechnungen an Plattenstreifen aus Stahlbeton mit integrierten Leitungen unter Längszug.

Die Berücksichtigung des festgestellten Zusammenhanges zwischen den Vorfaktoren k_1 und k_0 führt zu folgendem modifizierten Ansatz für die Mittelwerte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen:

$$V_{Rm,c,mod} = k_o \cdot \left(C_{Rm,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$
(6.42)

$$V_{Rk,c,mod} = k_o \cdot \left(C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$
(6.43)

Dabei ist

k_o der Vorfaktor nach 6.2.2 (DAfStb 600) zur Berücksichtigung einer Traglastminderung infolge Querschnittsschwächung
 k₁ der Vorfaktor für die Berechnung der Traglastminderung infolge einer Längszugspannung nach Gl. 6.2a, 6.2.2 (DIN EN 1992-1-1/NA)
 k₁ = 0,12

Die unveränderte Übernahme des Vorfaktors $k_1 = 0,12$ nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*) wird mit einer in den aktuellen Konzepten unberücksichtigten Längszugspannung infolge Zwang begründet, die nicht nachvollzogen werden kann. Die Zugspannungen im Beton reduzieren sich zwar infolge einer Rissbildung und der damit verbundenen Umlagerung in die Längsbewehrung, jedoch verbleibt eine nennenswerte Restzugspannung auch nach abgeschlossener Rissbildung im Beton. Dieser Betontraganteil hängt rechnerisch von dem Verhältnis der E-Moduln und dem Bewehrungsgrad sowie von vielfältigen Dauerstandeffekten ab und kann bis zu 40 % der gesamten Schnittgröße betragen. Die tatsächliche Größe der verblei-

Seite 165 von 272

benden Zugspannung ist zudem von dem tatsächlich auf Zug mitwirkenden Betonquerschnitt abhängig, der in der Rissformationsphase nach *(DAfStb 466)* zwischen der Netto-Betonfläche und der effektiven Betonfläche schwankt.

Ein Vergleich der numerisch berechneten Querkrafttragfähigkeiten und den Mittelwerten der modifizierten Querkrafttragfähigkeit nach GI. (6.42) zeigt die mechanisch wesentlich bessere Übereinstimmung des Bemessungsmodells mit den FE-Berechnungen. Die Abminderungsfaktoren k_o des ursprünglichen Bemessungskonzeptes wurden in *(Thiele 2010)* für das 0%-Quantil bezogen auf die Mittelwerte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit bestimmt. Damit weicht das Konzept erheblich von der Vorgehensweise in *(Reineck 1999)* ab, bei der die charakteristische Querkrafttragfähigkeit dem 5%-Quantil der experimentellen Tragfähigkeit entspricht. Obwohl die Vorgehensweise in *(Thiele 2010)* aufgrund der geringen statistischen Masse an Versuchsdaten vertreten werden kann, wird das modifizierte Bemessungskonzept mit einem 5%-Quantilwert von $p_{0,05} = 1,33$ bezogen auf den charakteristischen Wert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach GI. (6.43) mit einer günstigen mittleren Abweichung von 33% gegenüber massiven Stahlbetondecken als ausreichend sicher betrachtet.



Abbildung 6.59: Modellsicherheit für die numerisch bestimmten Querkrafttragfähigkeiten von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug in Bezug auf die Mittelwerte (links) und die charakteristischen Werte der modifizierten, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit (rechts).

7 Bemessungskonzepte

7.1 Stahlbetondecken ohne integrierte Leitungen

Die Querkrafttragfähigkeit von massiven Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung wird aktuell mit Gl. 6.2a nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) berechnet. Der Bemessungswert der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ berechnet sich zu

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$

$$mit$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.15}{\gamma_c}$$
(7.1)

Eine Minderung der Querkrafttragfähigkeit $\Delta V_{Rd,c}$ infolge Längszug erfolgt dabei über einen linearen Ansatz in Abhängigkeit der Längszugspannung σ_{cp} .

$$\Delta V_{Rd,c} = k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$
(7.2)

mit

 $k_1 = 0,12$
 $k_1 = 0,12$ (DIN EN 1992-1-1/NA zu 6.2.2)

 $k_1 = 0,15$ (DIN EN 1992-1-1, 6.2.2, Gl. 6.2a)

 $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}$

Die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche und FE-Berechnungen an massiven Plattenstreifen haben gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit durch eine Längszugbeanspruchung abgemindert wird. Die Traglastreduktion wird mit dem aktuellen Vorfaktor $k_1 = 0,12$ für Längszugspannungen, die mehr als 50% der zentrischen Zugfestigkeit ($\sigma_{cp} = 0,50 \cdot f_{ctm}$) betragen nach den eigenen Untersuchungen um ungefähr 30% überschätzt. Zusätzlich ergibt sich ein weiteres Sicherheitsniveau in Höhe von ungefähr 25% durch den Bezug der mittleren Traglastminderung auf den charakteristischen Wert der Querkrafttragfähigkeit ($C_{Rk,c} / C_{Rm,c} \approx 0,75$).

Demgegenüber wird die Traglastminderung bei niedrigen Längszugspannungen in Höhe von ungefähr 25% der zentrischen Zugfestigkeit ($\sigma_{cp} = 0.25 \cdot f_{ctm}$) in den Versuchen um näherungsweise 50% unterschätzt. Diese Versuchsergebnisse sind im Hinblick auf die nicht berücksichtigten Restzugspannungen nach Rissbildung infolge einer Zwangbeanspruchung kritisch zu beurteilen, weil die Größenordnung für alle Hochbaudecken von praktischer Bedeutung ist. Diese besonders ungünstige Wirkung einer Längszugspannung konnte mit den numerischen FE-Simulationen nicht belegt werden. Der Mittelwert der experimentell bestimmten Traglastreduktion kann in guter Näherung mit einem Vorfaktor k₁ = 0,15 erfasst werden, der somit der Empfehlung nach (*DIN EN 1992-1-1*) entspricht

Es wird empfohlen, das bestehende Bemessungskonzept für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter, massiver Stahlbetondecken ohne integrierte Hohlräume mit einem Vorfaktor $k_1 = 0,15$ für Längszugspannungen konform mit *(DIN EN 1992-1-1)* zu verwenden und den national festgelegten Parameter $k_1 = 0,12$ ausschließlich für die günstige Wirkung von Längsdruckspannungen zu verwenden.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$

$$mit$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.15}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$(7.3)$$

7.2 Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungen wird aktuell mit Gl. 6.2a nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und Abminderungsfaktoren k_o nach den nationalen Erläuterungen zu EC2 (*DAfStb 600*) berechnet. Der Bemessungswert der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit V_{Rd,c} berechnet sich zu

$$V_{Rd,c} = \left[k_o \cdot C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$$
(7.4)

mit

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$$

$$k_o = 1,0 \cdot d_o / d$$

$$Fall a (runde Öffnung im gezogenen Quer-schnittsbereich)$$

$$0,2 \le d_o / d \le 0,35 \text{ und Achsabstände } a_o \ge 3 d_o$$

$$1,1 \cdot d_o / d$$

$$Fall b (runde Öffnung, deren Achse um mehr als$$

$$0,2 d_o oberhalb der Querschnittsschwerlinie$$

$$des Bauteils liegt$$

$$0,2 \le do / d \le 0,35 \text{ und Achsabstände } a_o \ge 3 do$$

$$1,2 \cdot 2 d_o / d$$

$$Fall c (runde Öffnung)$$

$$0,1 \le do / d < 0,2 \text{ und Achsabstände } a_o \ge 4 do$$

$$0,95 \cdot d_o / d \cdot (d_o / d - 0,03) \cdot \ln (b_o / d_o)$$

$$Fall d (rechteckige Öffnung)$$

$$b_o / d_o < 4 \text{ und } d_o \le d / 4$$

 $k_1 = 0,12$

Die in dieser Arbeit durchgeführten Versuche und FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Leitungen unter Längszug haben gezeigt, dass sich der ungünstige Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit der Bauteile mit zunehmender Querschnittsschwächung verliert. Das bestehende Konzept führt zu einer unwirtschaftlichen und mechanisch nicht zutreffenden Bemessung von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug. Zur Sicherstellung eines konsistenten Bemessungsverfahrens für massive und querschnittsgeschwächte Stahlbetondecken wird die Traglastminderung infolge Längszug mit dem Abminderungsfaktor k_o zur Berücksichtigung einer Traglastminderung infolge der Querschnittsschwächung nach Gl. (7.4) verknüpft. Für Massivdecken ohne Querschnittsschwächung mit $k_o = 1$ entspricht das Verfahren exakt dem Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*).

Es wird empfohlen, dass bestehende Bemessungskonzept nach Gl. 6.2a (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) und (*DAfStb 600*) durch die nachstehende Gleichung zu ersetzen.

$$V_{Rd,c} = k_o \cdot \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$
(7.5)

Eine Gesamtauswertung aller durchgeführten Versuche und Simulationen zur Problemstellung ergeben eine ausreichend hohe Sicherheit und eine deutlich geringere Varianz der Ergebnisse für alle beschriebenen Hohlraumvarianten nach (*DAfStb 600*) und Gl. (7.4).



Abbildung 7.1: Grafische Übersicht zur resultierenden Abminderung im modifizierten Bemessungskonzept von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug für die Mittelwerte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit.



Abbildung 7.2: Grafische Übersicht zur resultierenden Abminderung im modifizierten Bemessungskonzept von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug für die charakteristischen Werte der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit.

7.3 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlkörpern

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Hohlkörpern der Firma Cobiax kann aktuell nach den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Z-15.1-282) und (Z-15.1-307) bemessen werden. Das zugelassene Verfahren basiert auf dem Verfahren nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) ohne Berücksichtigung des Einflusses einer Längsspannung. Die Querkrafttragfähigkeit der Cobiax Hohlkörperdecke beträgt dabei 45-50% der Tragfähigkeit einer vergleichbaren Massivdecke. Die Cobiax Hohlkörperdecken können im bestehenden Konzept nicht für eine planmäßige, direkte Zugkraft bemessen werden. Diese Regelung kann jetzt vor dem Hintergrund der erzielten Ergebnisse erweitert werden. Der Bemessungswert der charakteristischen Querkrafttragfähigkeit V_{Rd,c,cobiax} berechnet sich zu

$$V_{Rd,c,cobiax} = f \cdot \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d$$
(7.6)

mit

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c}$$

$$f = 0,50$$
für Hohlkörper Cobiax Eco-Line mit der Höhe $h < 45$ cm $f = 0,50$ für Hohlkörper Cobiax Slim-Line mit der Höhe $h \le 18$ cm $f = 0,45$ für Hohlkörper Cobiax Eco-Line mit der Höhe $h \ge 45$ cm $f = 0,45$ für Hohlkörper Cobiax Slim-Line mit der Höhe $h > 18$ cm

Die Querkraftversuche und die FE-Berechnungen an Plattenstreifen mit integrierten Hohlkörpern unter Längszug haben gezeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit durch eine Längszugspannung nur geringfügig reduziert wird. In den Versuchen konnte im Mittel kein ungünstiger Einfluss festgestellt werden. In den FE-Simulationen hat sich eine Traglastminderung infolge Längszug eingestellt, die lediglich 3% der Längszugspannung beträgt. Die Ergebnisse entsprechen damit insgesamt den Erwartungen, die sich aus dem Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit integrierten Leitungen ergeben haben, bei denen sich mit zunehmender Querschnittsschwächung die Traglastminderung infolge Längszug verliert.

Da Maßnahmen zur Rissbreitenbeschränkung für Cobiax Hohlkörperdecken eindeutig geregelt sind, gibt es keine sicherheitsrelevanten Bedenken im Hinblick auf eine kombinierte Beanspruchung durch Querund Horizontallasten. Es wird empfohlen, das bestehende Bemessungskonzept für Cobiax Hohlkörperdecken in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Z-15.1-282) und (Z-15.1-307) durch die nachstehende Gleichung zu ersetzen.

$$V_{Rd,c,cobiax} = f \cdot \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d$$

$$mit$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.15}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 0.12$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$$

$$(7.7)$$

Der Einfluss einer Längsdruckspannung auf die Querkrafttragfähigkeit einer Cobiax Hohlkörperdecke ist bisher nicht erforscht. Der Bemessungsansatz gilt daher ausdrücklich nur für den rechnerisch ungünstigen Einfluss einer Längszugspannung.

8 Zusammenfassung & Ausblick

Mit dem Forschungsvorhaben wurde die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Hohlräume unter Längszugbeanspruchung experimentell und theoretisch untersucht. Für massive Stahlbetondecken ist der traglastmindernde Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit bekannt (*DAfStb 275*), (*Mattock 1969*), (*Ehmann 2003*) und wird im Bemessungskonzept nach (*DIN EN 1992-1-1*) in Verbindung mit (*DIN EN 1992-1-1/NA*) berücksichtigt. Der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen ist jedoch weitestgehend unerforscht. Die Forschungsarbeit wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesministeriums für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.

In der Baupraxis werden Hochbaudecken zunehmend als Installationsraum für die horizontale Verteilung der Gebäudetechnik genutzt, wodurch der Deckenquerschnitt lokal geschwächt wird. Der wesentliche Grund für diesen Umstand ist der zunehmende Einsatz energieeffizienter Gebäudetechnik und die fortschreitende Gebäudeautomation, die mit einem wachsenden Raumbedarf für die Trassierung einhergehen. An der TU Kaiserslautern wurden in den vergangenen Jahren umfassende experimentelle und theoretische Forschungsarbeiten zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen durchgeführt. Die sicherheitsrelevanten Ergebnisse dieser Arbeiten stehen der Baupraxis als Bemessungskonzept in den nationalen Erläuterungen zu EC2 (*DAfStb 600*) zur Verfügung. Eine ähnliche Problematik besteht für Hohlkörperdecken, deren Querschnittsschwächung eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit um bis zu 50% gegenüber einer vergleichbaren Massivdecke bewirkt. Das Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken der Firma Cobaix wurde in den vergangenen Jahren an der TU Kaiserslautern und an der Hochschule Bochum eingehend erforscht. Auf Basis der Forschungsergebnisse konnten für die Cobiax Hohlkörperdecken allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen durch das DIBt erteilt werden.

Zur Erforschung des Einflusses einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetondecken mit und ohne integrierte Hohlräume wurde ein Versuchsprogramm bestehend aus 66 Querkraftversuchen bearbeitet, mit dem ein breites Spektrum an Hohlraumvarianten und Längszugspannungen untersucht werden konnte. Die Versuche wurden an einfeldrigen Plattenstreifen aus Stahlbeton unter Einzellast durchgeführt.

Für massive Stahlbetondecken kann der ungünstige Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit qualitativ bestätigt werden. Für geringe Längszugspannungen in Höhe von ungefähr 25% der zentrischen Zugfestigkeit ergeben sich jedoch im Vergleich zum Ansatz im Bemessungsmodell deutlich höhere Traglastreduktionen. Insgesamt liegt die mittlere experimentelle Abminderung der Querkrafttragfähigkeit in einer Größenordnung, die mit dem Vorfaktor $k_1 = 0,15$ nach (*DIN EN 1992-1-1*) zutreffender beschrieben wird als mit dem nationalen Vorfaktor $k_1 = 0,12$ nach (*DIN EN 1992-1-1/NA*). Für Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Hohlkörpern zeigt sich ein nichtlinearer Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit. Mit zunehmender Querschnittsschwächung und damit auch zunehmender Längszugspannung verliert sich der ungünstige Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, so dass vereinzelt auch eine Zunahme der Querkrafttragfähigkeit festgestellt werden konnte. Bruchmechanisch kann dieses Tragverhalten auf die untergeordnete Bedeutung der Bruchenergie und der Rissreibung in geschwächten Betonquerschnitten zurückgeführt werden, welche in massiven Querschnitten einen bedeutenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit haben und durch Längszug hier ungünstig beeinflusst werden. Gleichzeitig kann sich eine Längszugkraft im Öffnungsquerschnitt günstig auf die Druckspannungsverteilung in der Druckzone auswirken.

Zur theoretischen Untersuchung der Problemstellung wurden Finite-Elemente-Modelle entwickelt, mit denen das nichtlineare Tragverhalten der Plattenstreifen simuliert werden konnte. Das Modell wurde im Vorfeld an 506 Versuchen aus der Versuchsdatensammlung in (DAfStb 597) validiert. Die Versuche wurden bewusst nach dem gleichen Kriterium ausgewählt, welches auch für die empirische Ermittlung der Vorfaktoren des genormten Bemessungskonzeptes angesetzt wurde. Mit dem Modell können die Bruchlasten der Versuche im Mittel exakt nachgerechnet werden. Die Varianz ist dabei deutlich geringer als die natürliche Varianz der Betonzugfestigkeit. Die eigenen Versuche dieser Forschungsarbeit können mit dem FE-Modell im Vergleich zu den jeweiligen Bemessungskonzepten wesentlich zutreffender nachgerechnet werden. Die numerischen Berechnungen belegen für massive Plattenstreifen die ungünstige Wirkung von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit. In guter Übereinstimmung mit den Versuchen zeigt sich ein linearer Zusammenhang zwischen Längszugspannung und Traglastminderung. Der besonders kritische Einfluss von geringen Längszugspannungen zeigt sich in den FE-Berechnungen nicht. Für Plattenstreifen mit integrierten Hohlräumen kann der deutlich geringere Einfluss von Längszugspannungen auf die Querkrafttragfähigkeit in den FE-Simulationen eindeutig nachvollzogen werden. Die experimentellen und numerischen Ergebnisse lassen den begründeten Verdacht zu, dass die bestehenden Bemessungskonzepte für Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen und Hohlkörpern das Tragverhalten der Decken unter Längszug mechanisch unzureichend beschreiben.

In einer FE-Parameterstudie werden die gewonnenen Erkenntnisse an weiteren 324 Simulationen ausgeweitet. Mit der Studie wird der Einfluss von Längszug auf die Querkrafttragfähigkeit von Plattenstreifen mit integrierten Leitungen für unterschiedliche Betonfestigkeiten, Längsbewehrungsgrade, Bauteilhöhen und Hohlraumvarianten untersucht. Die untergeordnete Bedeutung von Längszugspannungen für die Querkrafttragfähigkeit von querschnittsgeschwächten Plattenstreifen kann mit der Studie belegt werden. Auf Grundlage einer statistischen Analyse der Ergebnisse konnten die Einflüsse einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit plausibel und zuverlässig verifiziert werden. Mechanisch existiert eine Korrelation zwischen der Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge der Querschnittsschwächung und dem Einfluss einer Längszugspannung.

Für nicht querkraftbewehrte Stahlbetondecken mit und ohne Hohlräume können geeignete Vorschläge zur Anpassung der Bemessungskonzepte unterbreitet werden. In dem Bemessungskonzept für Massivdecken ist es sicherheitstheoretisch empfehlenswert, die Traglastminderung infolge einer Längszugspannung mit dem Vorfaktor $k_1 = 0,15$ nach (*DIN EN 1992-1-1*) zu berechnen.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen unter Längszug kann zutreffend erfasst werden, wenn die rechnerische Traglastminderung infolge Längszug mit dem Abminderungsfaktor k_o für die Traglastminderung infolge der Querschnittsschwächung reduziert wird. Durch diese Formulierung bleibt der fließende Übergang des Bemessungskonzeptes für Bauteile mit und ohne integrierte Leitungen erhalten.

$$V_{Rd,c} = k_o \cdot \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Das Querkrafttragverhalten von Cobiax Hohlkörperdecken unter Längszug ist mit dem Tragverhalten von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen vergleichbar. Daher wird einerseits die Möglichkeit der planmäßigen Aufnahme einer Zugbeanspruchung im Bemessungskonzept eingeführt und andererseits

auch der geringe Einfluss einer Längszugspannung auf die Querkrafttragfähigkeit konzeptionell berücksichtigt.

$$V_{Rd,c,cobiax} = f \cdot \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d$$

Die Ziele der Forschungsarbeit wurden somit erreicht. Im Zusammenhang mit den sicherheitsrelevanten Erkenntnissen aus der Forschungsarbeit haben jedoch Längszugspannungen aus indirekten Einwirkungen für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken an Bedeutung gewonnen. Im eingebauten Zustand sind Stahlbetondecken praktisch immer einer Längszugbeanspruchung aus Zwang ausgesetzt. Auch nach entlastender Rissbildung verbleibt im Gebrauchszustand ein Anteil der Zwangkraft in der Stahlbetondecke. Daher sollte eine bemessungsrelevante Größenordnung für diese Längszugspannungen erarbeitet und ein entsprechender Vorschlag zur Anpassung und Erweiterung der Bemessungskonzepte unterbreitet werden.

9 Literatur

Cobiax 2008a	Albert, A.; Nitsch, A.: Bericht zu Querkraftversuchen an Hohlkörperde- cken. Bericht Nr. B08-01, Bochum, 2008.
Cobiax 2008c	Albert, A.; Nitsch, A.: <i>Stellungnahme für eine Zustimmung im Einzelfall für die Verwendung von Hohlkörperelementen der Fa. Cobiax. Bericht Nr. G08-02,</i> Bochum, 2008.
Albrecht 2014	Albrecht, C.: Bemessung von Stahlbetondecken mit abgeflachten rotati- onssymmetrischen Hohlkörpern und ein Beitrag zum besseren Verständ- nis der Querkrafttragfähigkeit. Dissertation, TU Kaiserslautern, Fachge- biet Massivbau und Baukonstruktion, 2014.
Aldejohann 2008	Aldejohann, M.: <i>Zum Querkrafttragverhalten von Hohlkörperdecken mit zweiachsiger Lastabtragung.</i> Dissertation, Universität Duisburg-Essen, Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Abteilung Bauwissenschaften, 2008.
DAfStb 210	Baumann, T.; Rüsch, H.: Versuche zum Studium der Verdübelungswir- kung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens - DAfStb Heft 210, Berlin, Ernst & Sohn KG, 1970.
Bazant 1983	Bazant, Z. P.: Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal, in: <i>Journal of Engineering Mechanics</i> 110, 1983, 4, S. 518–535.
Bazant & Kazemi 1991	Bazant, Z. P.; Kazemi, M. T.: Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups, in: <i>ACI Structural Journal,</i> 1991, 88, S. 268–276.
Bazant & Kim 1984	Bazant, Z. P.; Kim, JK.: Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams, in: <i>ACI Journal,</i> 1984, 81, S. 456–468.
Bazant & Oh 1983	Bazant, Z. P.; Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete, in: <i>Materiaux et Constructions</i> 16, 1983, 93.
MC 1990	CEB-FIP, MC 1990: <i>Model Code for Concrete Structures 1990,</i> Lausanne, International Federation for Structural Concrete (fib).
MC 2010	CEB-FIP, MC 2010: <i>Model Code for Concrete Structures 2010,</i> Lausanne, 2012, International Federation for Structural Concrete (fib).
Cobiax 2011	Cobiax Technologies GmbH, Cobiax 2011: <i>Technologiehandbuch,</i> De- zember 2011.
Collins et al. 1996	Collins, M. P.; Adebar, P.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement, in: <i>Canadian Journal of Civil Engineering,</i> 1996, 23 (1), S. 30–41.
DAfStb 600	DAfStb: <i>Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA - DAfStb Heft 600,</i> Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2012.
Z-15.1-282	DIBt, Z-15.1-282: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Hohlkörper- decke System "COBIAX", Berlin, DIBt, 2010.

Z-15.1-307	DIBt, Z-15.1-307: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Hohlkörper- decke System "COBIAX SLIM-LINE", Berlin, DIBt, 2013.
DIN EN 1992-1-1/NA	DIN EN 1992-1-1/NA:2011: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH.
DIN EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1:2011: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemes- sungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992- 1-1:2004 + AC:2010, Berlin, Beuth Verlag GmbH.
DAfStb 419	Duda, H.: <i>Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung - DAfStb Heft 419,</i> Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1991.
Ehmann 2003	Ehmann, J.: <i>Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken.</i> Dissertation, Universität Stuttgart, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, 2003.
Gerstle 1981a	Gerstle, K. H.: Simple formulation of biaxial concrete behavior, in: <i>ACI Journal</i> 78, 1981, 1, S. 62–68.
Gerstle 1981b	Gerstle, K. H.: Simple formulation of triaxial concrete behavior, in: <i>ACI Journal</i> 78, 1981, 5, S. 382–387.
Görtz 2004	Görtz, S.: <i>Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbal-</i> <i>ken aus Normal- und Hochleistungsbeton.</i> Dissertation, RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2004.
DAfStb 477	Grimm, R.: <i>Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone - DAfStb Heft 477,</i> Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1997.
Hegger & Siburg 2012	Hegger, Josef; Siburg, Carsten: <i>Experimentelle Untersuchungen zur An-</i> <i>ordnung von horizontalen Leitungen im Bereich von Innenstützen.</i> RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau -IMB Bauforschungsbe- richt, RWTH Aachen, Stuttgart, 2012.
Hillerborg et al. 1976	Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P. E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Fini- te Elements, in: <i>Cement and Concrete Research</i> , 1976, 6, S. 773–782.
Hordijk 1991	Hordijk, D. A.: <i>Local Approach to Fatigue of Concrete.</i> PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
Kani 1966	Kani, G. N. J.: Basic Facts Concerning Shear Failure, in: <i>Journal of the American Concrete Institute,</i> 1966, 06.
Kani 1968	Kani, G. N. J.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit?, in: <i>Der Bauingenieur</i> 43, 1968, 5, S. 167–174.

Seite 177 von 272

DAfStb 466	König, G.; Tue, N. V.: <i>Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbrei-</i> <i>tenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton - DAfStb Heft 466,</i> Ber- lin, Beuth Verlag GmbH, 1996.
DAfStb 364	Kordina, B.; Blume, F.: <i>Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der</i> <i>Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente - DAfStb Heft 364,</i> Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1985.
DAfStb 229	Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelas- tung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspru- chung - DAfStb Heft 229, Berlin, Ernst & Sohn KG, 1973.
Kupfer et al. 1973	Kupfer, H. B.; Gerstle, K. H.: Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses, in: <i>Journal Engineering Mechanics Division ASCE</i> EM4, 1973, 99.
DAfStb 275	Leonhardt, F.; Rostasy, F.; MacGregor, J.; Patzak, M.: <i>Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug - DAfStb Heft 275,</i> Berlin, Ernst & Sohn KG, 1977.
Mattock 1969	Mattock, A. H.: Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Forces, in: <i>Journal of the Structural Division ASCE</i> No. ST9, 1969, Vol. 95, S. 1887–1900.
Muttoni 2003	Muttoni, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Quer- kraftbewehrung, in: <i>Beton- und Stahlbetonbau</i> 98, 2003, 2, S. 74–84.
DAfStb 296	Noakowski, P.: <i>Die Bewehrung von Stahlbetonscheiben bei Zwangsbe-</i> <i>anspruchung infolge Temperatur - DAfStb Heft 296,</i> Berlin, Ernst & Sohn KG, 1978.
Reineck 1999	Reineck, KH.: <i>Teilbericht (Kapitel 3.1) zum Abschlußbericht für das</i> <i>DIBt-Forschungsvorhaben IV 1-5-876 / 98: Überprüfung und Vereinheitli-</i> <i>chung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton-</i> <i>und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Betonen nach</i> <i>DIN 1045-1,</i> Berlin, DIBt, 1999.
DAfStb 597	Reineck, KH.; Kuchma, D.; Fitik, B.: <i>Erweiterte Datenbanken zur Über-</i> <i>prüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und</i> <i>ohne Bügel - DAfStb Heft 597,</i> Berlin, Beuth Verlag GmbH, 2012.
DAfStb 444	Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hoch- festem Beton - DAfStb Heft 444, Berlin, Beuth Verlag GmbH, 1994.
Cobiax 2011	Schnell, J.; Albrecht, C.: Querkraftversuche für die Hohlkörperdecken System "cobiax Slim-Line". Bericht Nr. 11031AL/530, Bochum, 2011.
Schnell & Thiele 2010	Schnell, J.; Thiele, C.: Anwendungsgrenzen für Leitungsführungen senk- recht zur Tragrichtung in Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung, in: <i>DIBt Bauforschung</i> , 2010, Band T 3232.
Schnell & Thiele 2011b	Schnell, J.; Thiele, C.: Bemessung von Stahlbetondecken ohne Quer- kraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen, in: <i>DIBt Mitteilungen</i> , 2011, 4/2011, S. 119–123.

Schnell & Thiele 2011a	Schnell, J.; Thiele, C.: <i>Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit inte-</i> <i>grierten Elektroleerrohren - Forschungsbericht</i> . TU Kaiserslautern, Fach- gebiet Massivbau und Baukonstruktion, Kaiserslautern, April 2011.
Selby & Vecchio 1993	Selby, R. G.; Vecchio, F. J.: Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, in: <i>Tech. Rep. Univ. Toronto, dept. Civil Eng</i> 93-02, 1993.
Thiele 2010	Thiele, C.: Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbe- wehrung mit integrierten Leitungsführungen. Dissertation, TU Kaiserslau- tern, Fach, 2010.
Thorenfeldt et al. 1987	Thorenfeldt, E.; Tomaszewicz, A.; Jensen, J. J.: <i>Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design,</i> Trondheim, 1987.
DIANA 2014	TNO DIANA BV: <i>DIANA Finite Element Analysis - User`s Manual,</i> TNO DIANA BV, Delft (NED), 2014.
Cobiax 2008b	TU Darmstadt - Institut für Massivbau: Querkrafttragfähigkeit von Cobiax Hohlkörperdecken ohne Fixierungskörbe - Bauteilversuche im Rahmen der Beantragung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Bericht Nr. 091.01.08, Darmstadt, 2008.
Vecchio & Collins 1986	Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, in: <i>ACI Journal</i> 83, 1986, 22, S. 219–231.
Vecchio & Collins 1993	Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: Compression Response of Cracked Rein- forced Concrete, in: <i>Journal of Structural Engineering (ASCE),</i> N° 119, 1993, 12, S. 3590–3610.
Walraven 1980	Walraven, J.: Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analy- sis. Doctoral Thesis, TH Delft, 1980.
Zink 2000	Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleis- tungsbeton mit und ohne Vorspannung, Leipzig, B. G. Teubner, 2000.
Anhang A Versuchsergebnisse

Seite 180 von 272

	V-Q-50-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3 **	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
əi.	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
metr	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Geo	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
ßen	Querkraft links	V_{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
tgröj	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnit	Querkraft rechts / Querkraft links	V_{re} / V_{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	36	41	34	36	42	37
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	29,4	30,4	29,0	29,4	30,6	29,6
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f _{1cm,prism}	[MN/m ²]	27,9	28,9	27,6	27,9	29,1	28,1
-	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	24,1	25,1	23,8	24,1	25,3	24,3
leton	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	I _{ct,sp}	[MN/m ²]	2,77	2,89	2,72	2,77	2,91	2,79
P	Millelwert d. zenir. Zugjesligkeli $(0,9 \times J_{ct,sp})$ Millelwert d. Elestizitätsmoduls	L _{etm}	[MN/m ²]	2,49	2,00	2,45	2,49	2,02	2,51
	Milletwert d. Elastizitätsmodulis Mittelwert d. Elastizitätsmodulis (alle Serien)	E E	[MN/m ²]	22.974	22.974	22.974	22.974	22.374	22.974
	Bruchenergie (MC 2010)	E _c	[Nmm/mm ²]	0 134	0.135	0 134	0 134	0.135	0 134
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m ²]	7,83	8,09	7,72	7,83	8,14	7,88
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	ns	[-]	8	8	8	8	8	8
itahl	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
S	Streckgrenze	f _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	$\mathbf{f}_{y,m}$	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	r ₁	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N_{Ed}^2	[kN]	0	160	160	0	80	160
	Vorfaktor	\mathbf{k}_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-1,33	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	<i>Öffnung im Zugbereich</i> $0,2 \le d_o/d \le 0,35$	d _o	mm				140	140	140
ψî		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48
erkra	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
δn		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	<i>Offnungsgruppe</i> $0, 1 \le d_o/d \le 0, 2 / a_0 \ge 4d_0$	d _o	mm						
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4 \ (d_o \le d/4)$	b _o	mm						
		d _o	mm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	res Abminderungsfaktor	k s	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
		K ₀	L J	1,00	1,00	1,00	0,40	0,40	0,40
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	V _{Rm,c,cal}	[kN]	100,4	84,6	82,8	47,9	40,0	30,9
	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp,Zylinder}	[kN]	197,7	210,9	157,6	119,1	99,0	108,8
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	Fexp,Eigengewicht,PK	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
uch	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	Fexp,Eigengewicht,LE	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
versı	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	111,8	118,9	90,0	69,0	58,1	63,4
-	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	1,6	1,4	0,0	0,4	1,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	111,8	117,4	88,6	69,0	57,7	62,4
	Verhältnis $V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[-]	1,11	1,39	1,07	1,44	1,44	2,02

* Zugkraft N1 = 160 kN anstatt N2 = 80 kN

Seite 181 von 272

	V-Q-S0b-			M-N0-1	M-NI-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
trie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
ome	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Geo	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
len	Querkraft links	V _{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
gröf	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
hnitu	Querkraft rechts / Querkraft links	V_{re} / V_{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	17	16	16	17	17	20
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	37,0	36,3	36,3	37,0	37,0	39,0
	char. Prismendruckfestigkeit	$f_{1ck,prism}$	[MN/m ²]	31,4	30,7	30,7	31,4	31,4	33,3
и	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	$f_{ct,sp}$	[MN/m ²]	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
Beto	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit $(0,9 \times f_{ct,sp})$	f_{ctm}	[MN/m ²]	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls	E _c	[MN/m ²]	27.797	27.797	27.797	27.797	27.797	27.797
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E _c	[MN/m ²]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	G_{f}	[Nmm/mm ²]	0,140	0,139	0,139	0,140	0,140	0,141
	Parameter Verbund-Schlupf	а	[MN/m ²]	9,85	9,66	9,66	9,85	9,85	10,38
1	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Stal	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	f _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	$\mathbf{f}_{\mathbf{y},\mathbf{m}}$	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	rı	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ²	[kN]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	\mathbf{k}_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	<i>Öffnung im Zugbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm				140	140	140
ų		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48
erkra	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
\tilde{O}^{me}		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	<i>Öffnungsgruppe 0,1</i> $\leq d_o/d \leq 0,2 / a_0 \geq 4d_0$	d _o	mm						
		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4$ ($d_o \le d/4$)	b _o	mm						
		d _o	mm						
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,48	0,48	0,48
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,cal}	[kN]	109,6	100,2	91,7	52,2	43,7	36,1
	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp,Zylinder}	[kN]	218,0	211,1	200,7	123,9	140,9	122,1
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	Fexp,Eigengewicht.PK	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
Ч	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F _{exp,Eigengewicht,LE}	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
rsuc.	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	122,8	119,1	113,4	71,7	80,9	70,7
Ve.	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,7	1,4	0,0	0,6	1,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	122,8	118,3	112,0	71,7	80,3	69,7
	Verhältnis $V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[-]	1,12	1,18	1,22	1,37	1,84	1,93

Seite 182 von 272



Abbildung 8.1: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung der Versuchskörper V-Q-S0-M.



Abbildung 8.2: Fotoaufnahmen der Versuchskörper V-Q-S0-M nach Versuchsdurchführung.

Seite 183 von 272



Abbildung 8.3: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S0-H.



Abbildung 8.4: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S0-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.5: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S0-M-N0-1.







Abbildung 8.7: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S0-M-N2-3.





Seite 186 von 272



Abbildung 8.9: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S0-H-N1-5.





Seite 187 von 272

	V-Q-51-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
trie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
ome	Abstand d. Auflager	$l_{\rm eff}$	[cm]	230	230	230	230	230	230
G_{e}	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
ßen	Querkraft links	V_{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
'tgröj	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnit	Querkraft rechts / Querkraft links	V _{re} / V _{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	21	20	20	25	26	26
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	38,3	38,1	38,1	40,4	41,0	41,0
	mittl. Prismendruckfestigkeit	$f_{1cm,prism}$	[MN/m ²]	36,4	36,2	36,2	38,4	39,0	39,0
	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	32,6	32,4	32,4	34,6	35,2	35,2
eton	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f _{ct,sp}	[MN/m ²]	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30
В	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit $(0,9 \times f_{ct,sp})$	t _{etm}	[MN/m ²]	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E _c	[MN/m ²]	27.537	27.337	27.337	27.557	27.337	27.537
	Mittelwert a. Elastizitaismoauls (alle Serien)	E _c	[MIN/m ²]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010) Parameter Verbund Schlunf	O _f	[MN/m ²]	10.19	10.141	10.14	10.75	10.91	10.91
	i arameter verbana-schupj	a	[WIN/III]	10,19	10,14	10,14	10,75	10,91	10,91
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
Įų	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Sta	Querschnittsflache d. Langsbewehrung	A _s	[mm*]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Zugfestigkeit	f _{y,m}	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vaulation (Dania Mittaluanta)	C	r 1	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Maßstabsfaktor	C _{Rm,c}	[-]	1.86	1.86	1.86	1.86	1.86	1.86
	Längshewehrungsgrad d Riegezughewehrung	r.	[-] [mm ² /mm ²]	0.0066	0.0066	0.0066	0.0066	0.0066	0.0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastheanspruchung)	N _E ²	[kN]	0,0000	80	160	0,0000	80	160
	Vorfaktor	k ₁	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	(Jep	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
		ocp	. ,				,	,	, i
	<i>Offnung im Zugbereich</i> $0,2 \le d_o/d \le 0,35$	do	mm	4.00	4.00	4.00	90	90	90
raft	\ddot{a}	K _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66
uerk	Offnung im Druckbereich $0, 2 \le a_0/a \le 0, 55$	u _o	11111 []	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0	\ddot{O} ffnungagggunga $0.1 \le d/d \le 0.2/a > 4d$	K _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Officing sgruppe $0, 1 \le u_0/u \le 0, 2 \neq u_0 \ge 4u_0$	u _o k	[-]	1 00	1 00	1 00	1.00	1 00	1.00
	rechteckige Einzelöffnung h_/d_ < 4 (d_ <d 4)<="" td=""><td>b.</td><td>mm</td><td>2,00</td><td>1,00</td><td>1,00</td><td>2,00</td><td>1,00</td><td>1,00</td></d>	b.	mm	2,00	1,00	1,00	2,00	1,00	1,00
		d _o	mm						
		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66
	Mittelwert d. rechn Querkrafttraafähiakeit (evn fcm)	V	[kN]	111.0	102.2	93.7	75.1	66.9	58.4
	neemen u. reenn. guern ujurugjunigken (exp JCM)	* Rm,c,cal	[KIN]	111,0	102,2	,,,	10,1	00,7	50,4
	Zylinderkraft im Bruchzustand	Fexp,Zylinder	[kN]	209,3	192,9	173,1	132,3	170,2	154,2
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
ch	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
ersu	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	118,0	109,2	98,4	76,2	96,8	88,1
Υ.	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV^{N}_{Rm}	[kN]	0,0	0,6	1,1	0,0	0,6	1,0
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	118,0	108,5	97,3	76,2	96,2	87,0
	Verhältnis V _{Rm,c,exp} / V _{Rm,c,cal}	-	[-]	1,06	1,06	1,04	1,01	1,44	1,49

Seite 188 von 272



Abbildung 8.11: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V- Q-S1-M.



Abbildung 8.12: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S1-M nach Versuchsdurchführung.

Seite 189 von 272



Abbildung 8.13: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S1-H.



Abbildung 8.14: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S1-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.15: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S1-M-N0-1.







Abbildung 8.17: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S1-M-N2-3.







Abbildung 8.19: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S1-H-N1-5.





Seite 193 von 272

	V-Q-52-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
trie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
ome	Abstand d. Auflager	$l_{\rm eff}$	[cm]	230	230	230	230	230	230
Ge	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
ßen	Querkraft links	V _{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
ttgrö	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnii	Querkraft rechts / Querkraft links	V _{re} / V _{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
S	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	25	21	20	25	26	26
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	40,4	38,1	38,1	40,4	41,0	41,0
ис	mittl. Prismendruckfestigkeit	f _{1cm,prism}	[MN/m ²]	38,4	36,2	36,2	38,4	39,0	39,0
Beta	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	34,6	32,4	32,4	34,6	35,2	35,2
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f _{ct,sp}	[MN/m ²]	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30
	Mittelwert d. Zentr. Zugfestigkeit (0,9 x J _{ct.sp}) Mittelwert d. Electizitätemodule (Tangontanmodul)	I _{ctm}	[MN/m ²]	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97	2,97
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (ille Serien)	E E	[MN/m ²]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
	Bruchenergie (MC 2010)	Ge	[Nmm/mm ²]	0 142	0 141	0 141	0 142	0 142	0.142
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m ²]	10,75	10,14	10,14	10,75	10,91	10,91
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
stahl	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
01	Streckgrenze	f _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	$\mathbf{f}_{y,m}$	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	r _l	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N_{Ed}^2	[kN]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	<i>Öffnung im Zugbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm				90	90	90
θţ		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	0,66	0,66	0,66
erkra	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
δ^n		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	<i>Öffnungsgruppe</i> $0, 1 \le d_o/d \le 0, 2 / a_0 \ge 4d_0$	d _o	mm						
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4$ ($d_o \le d/4$)	b _o	mm						
		u _o k		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	res Ahminderungsfaktor	k	[-]	1,00	1.00	1.00	0.66	0.66	0.66
	res. nominaer angsjandor	R ₀	L J	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	V _{Rm,c,cal}	[kN]	113,2	102,2	93,7	75,1	67,0	58,4
	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp,Zylinder}	[kN]	238,8	186,2	182,4	140,3	147,1	146,3
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
ich	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{\text{exp,Eigengewicht,LE}}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
verst	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	134,1	105,5	103,4	80,5	84,2	83,8
1	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,3	0,6	0,0	0,2	0,5
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ¹⁸ Rm,c,exp	[kN]	134,1	105,2	102,8	80,5	84,0	83,3
	Verhältnis V _{Rm,c,exp} / V _{Rm,c,cal}	-	[-]	1,18	1,03	1,10	1,07	1,25	1,43

Seite 194 von 272



Abbildung 8.21: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S2-M.



Abbildung 8.22: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S2-M nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.23: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S2-H.



Abbildung 8.24: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S2-H nach Versuchsdurchführung.

Seite 196 von 272



Abbildung 8.25: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S2-M-N0-1.







Abbildung 8.27: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S2-M-N2-3.







Abbildung 8.29: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S2-H-N1-5.





Seite 199 von 272

	V-Q-53-			M-N0-1 *	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6 *
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
rie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
omet	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Gea	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
uə	Querkraft links	V _{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
größ	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
hnittg	Querkraft rechts / Querkraft links	V_{re} / V_{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Scl	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	25	21	20	25	26	27
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	31,2	30,0	29,9	31,2	31,4	31,7
и	mittl. Prismendruckfestigkeit	$f_{1cm,prism}$	[MN/m ²]	29,6	28,5	28,4	29,6	29,8	30,1
Beta	char. Prismendruckfestigkeit	$f_{1ck,prism}$	[MN/m ²]	25,8	24,7	24,6	25,8	26,0	26,3
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f _{ct,sp}	[MN/m ²]	3,15	2,91	2,91	3,15	3,15	3,15
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit $(0,9 \times f_{ct,sp})$	f _{etm}	[MN/m ²]	2,84	2,62	2,62	2,84	2,84	2,84
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E _c	[MN/m ²]	24.470	24.470	24.470	24.470	24.470	24.470
	Bruchanaraja (MC 2010)	E _c	[MIN/IIF]	0.136	0.135	0.135	0.136	0.136	0.136
	Parameter Verbund-Schlunf	O _f	[MN/m ²]	8 30	7.98	7.96	8 30	8 36	8 44
	i arameter verbana-sentapj	a	[within]	0,50	7,70	7,50	8,50	0,50	0,44
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	d _s	[mm]	15	15	15	15	15	15
Įų	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Sta	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	As	[mm²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Streckgrenze	I _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
	Lugjesugken	1 _{y,m}	[N/IIIII]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	rı	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ²	[kN]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	\mathbf{k}_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	<i>Öffnung im Zugbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
ıft		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
erkra	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm				90	90	90
δ^m		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	0,76	0,76	0,76
	$\ddot{O}ffnungsgruppe \ 0, 1 \le d_o/d \le 0, 2 / a_0 \ge 4d_0$	d _o	mm						
		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4 \ (d_o \le d/4)$	b _o	mm						
		d _o	mm	4.00			4.00		4.00
		Ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,76	0,76	0,76
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	V _{Rm,c,cal}	[kN]	102,7	92,7	84,0	78,5	70,1	61,8
	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp,Zylinder}	[kN]	224,8	173,1	206,0	152,8	172,1	218,9
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
ch	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
ersu	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	106,9	98,4	116,3	87,3	97,8	104,2
2	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV^{N}_{Rm}	[kN]	0,0	0,5	1,5	0,0	0,6	0,7
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	106,9	97,9	114,8	87,3	97,2	103,4
	$Verhältnis V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[-]	1,04	1,06	1,37	1,11	1,39	1,67

* Querkraftversagen auf der geringer beanspruchten Bauteilseite (links)





Abbildung 8.31: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S3-M.



Abbildung 8.32: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S3-M nach Versuchsdurchführung.





Abbildung 8.33: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S3-H.



Abbildung 8.34: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S3-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.35: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S3-M-N0-1.







Abbildung 8.37: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S3-M-N2-3.







Abbildung 8.39: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S3-H-N1-5.



Abbildung 8.40: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S3-H-N2-6.

Seite 205 von 272

Bunchble: Bunchbreide Bunchbrei		V-Q-54-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
Basedbrate members Basedbrate bits Basedbrate (model dubus; dubus exclusions) dubus exclus exclus exclus exclusions) dubus exclusions) dubus exclusions)		Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
Page Base Base Manual Application Assume A substituting of Applager relation Assume a Landershaper and Assume a Landershaper		Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
Baueilange		statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
Big Atoma di Audigari Ministeri Latarichima and Audigari rolati Lata Lata <thlata< th=""> <thlata< th=""> Lata</thlata<></thlata<>	ie.	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
Offer Mathematical examples and Adapting rotation Subscreament of Langeview and Adapting rotation is a limit of Langeview and rotation is a limit of Langeview and rotation is a limit of Langeview and rotation is a limit of Langeview and rotation is a limit of Langeview and rotation is a limit of Langeview and rotation i	meti	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Attained = Latisfications and dulager finds. \$u, [m] [125<	Geo	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
Schwackscheinistein finde aufd [-1] 3.9<		Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
Schulschlankeit rechts g.d.d [-] 4.7 <th></th> <td>Schubschlankheit links</td> <td>a1/d</td> <td>[-]</td> <td>3,9</td> <td>3,9</td> <td>3,9</td> <td>3,9</td> <td>3,9</td> <td>3,9</td>		Schubschlankheit links	a1/d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
Oppose Querteryl inits Querteryl inits Querteryl inits Querteryl inits Querteryl inits Dispersive dispersive dispersive dispersive Biggemenene bet Lationlating Vs. Vs. Vs. M [-1] 0.457 0.457 0.457 0.457 0.451 0.451 Popolar Manuser di Zipiandmined/sengleni der Primedrud/sengleni der Sengleni der Primedrud/sengleni der Primedrud/sengleni d		Schubschlankheit rechts	a_2/d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
Open Partial rotati Vm [-1] 0.43 0.551 0.571	len	Querkraft links	V _{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
Open start relation (Jourishigh this) V _m /V _h [-1] 1.190 1.101 1.101 1.101	gröf	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	hnitu	Querkraft rechts / Querkraft links	V_{re} / V_{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Page Prigilater Matelwert 4, Dimeterine/Geingheit (Figure) i [4] 24 24 24 25 25 Matelwert 4, Dimeterine/Geingheit (Figure) $F_{0,0,0}$ [MNW] 3.8.7 3.8.7 3.8.7 3.8.8 3.8	Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
Mitcher J. Spinlachingkingheit Emmit [MNim ²] 40,7 40,7 40,7 40,7 41,7 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,1 1,		Prüfalter	t	[d]	24	24	24	25	25	25
generation function [MNim ²] 38,7 </td <th></th> <td>Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit</td> <td>f_{cm,zyl}</td> <td>[MN/m²]</td> <td>40,7</td> <td>40,7</td> <td>40,7</td> <td>41,7</td> <td>41,7</td> <td>41,7</td>		Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	40,7	40,7	40,7	41,7	41,7	41,7
OP char. Prismental/scitigizeri Eugename [MNim ²] 34,9 34,9 35,8	и	mittl. Prismendruckfestigkeit	$f_{1cm,prism}$	[MN/m ²]	38,7	38,7	38,7	39,6	39,6	39,6
	Beto	char. Prismendruckfestigkeit	$f_{1ck,prism}$	[MN/m ²]	34,9	34,9	34,9	35,8	35,8	35,8
		Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f _{ct,sp}	[MN/m ²]	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46	3,46
Mittelwerd, Elastistismodus (integenerationality) E. [MNnri] 27.344 27.347 2		Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit $(0,9 \times f_{cl,sp})$	f _{ctm}	[MN/m ²]	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11
		Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	E _c	[MN/m ²]	27.344	27.344	27.344	27.344	27.344	27.344
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	Ec	[MN/m ²]	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825	25.825
		Bruchenergie (MC 2010)	$G_{\rm f}$	[Nmm/mm ²]	0,142	0,142	0,142	0,143	0,143	0,143
Bublicklinesser d. Längsbewehrung Arachi d. Bewehrungsstahe d, n, Streckgeranze Immi A, fp.3 Immi Immi Fp.3 Immi Immi Immi Immi Immi Immi Immi Immi		Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m²]	10,83	10,83	10,83	11,10	11,10	11,10
$ P = \begin{tabular}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
$ \begin{split} & \underbrace{ Querchningsfache d. Längsbewehrung f_{g,2} [Nimr] 1414 [1414 1414 1414 1414 1414 1414 14$	14	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
$ \begin{tabular}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	Sta	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
$ \underbrace{ Lagestigkeit } I_{y,m} [Nmm^{+}] I_{100} I_{100}$		Streckgrenze	f _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
$ \begin{tabular}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		Zugfestigkeit	$f_{y,m}$	[N/mm²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
$ \begin{tabular}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$		Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	r _l	[mm²/mm²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		Normalkraft 2 (=außere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ⁻	[KN]	0	80	160	0	80	160
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$		v orjakior	к1	[=] [MN/m2]	0,12	0,12	1 22	0,12	0,12	1.22
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		Zugspannung	σcp	[MIN/III]	0,00	-0,07	-1,55	0,00	-0,07	-1,55
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $		<i>Öffnung im Zugbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
$\frac{1}{900}$ $\frac{0}{0} ffnung im Druckbereich 0, 2 \le d_d/d \le 0, 35$ $k_0 [-] 1,00 0,68 $	aft		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\vec{S}_{1} = \begin{bmatrix} k_{o} & [-] & 1,00 & 0,68 & 0$	erkr	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
$\frac{\partial f f m ng sgruppe 0, l \leq d_o / d \leq 0, 2 / a_0 \geq 4d_0}{k_0} = \begin{pmatrix} d_0 & mm \\ k_0 & [-] \\ b_0 & mm \\ d_0 & mm \\ & 25 & 425 \\ d_0 & mm \\ & 25 & 25 \\ k_0 & [-] \\ & 1,00 & 1,00 & 1,00 & 0,68 & 0,68 \\ & 0,68 & 0,68 & 0,68 \\ &$	δ^n		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\frac{k_{0}}{Verhiltnis} V_{Rm,c,cep} \begin{bmatrix} kN \end{bmatrix} = \frac{1}{1,00} & \frac{1}{1,00} &$		<i>Offnungsgruppe</i> $0, 1 \le d_0/d \le 0, 2/a_0 \ge 4d_0$	d _o	mm						
$\frac{1}{100} \frac{1}{100} \frac{1}$			k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\frac{1}{100} \frac{1}{100} \frac{1}$		rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o \le 4$ ($d_o \le d/4$)	D _o	mm				425	425	425
$I_{0} = I_{0} = I_{0$			d _o	mm	1.00	1.00	1.00	25	25	25
$\frac{1}{100} = \frac{1}{100} = \frac{1}$		ras Abmindarungsfaktor	к _о	[-]	1,00	1,00	1,00	0,68	0,08	0,08
$\frac{V_{Rm,c,cal}}{V_{Rm,c,cal}} \begin{bmatrix} kN \end{bmatrix} = 113,5 = 105,0 = 96,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 77,5 = 69,0 = 60,4 = 7,5 = 60$			R ₀	LJ	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00
$\frac{79}{100} \frac{1}{100} 1$		Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	V _{Rm,c,cal}	[kN]	113,5	105,0	96,4	77,5	69,0	60,4
$\frac{F_{exp,Eigengewicht,PK}}{F_{exp,Eigengewicht,PK}} \begin{bmatrix} kN \end{bmatrix} \\ 8,1$		Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp,Zylinder}	[kN]	202,2	211,5	184,4	153,0	143,0	190,1
$\frac{F_{exp,Eigengewicht,LE}}{P_{exp,Eigengewicht,LE}} \begin{bmatrix} kN \end{bmatrix} 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5 0,5$		Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
$\frac{1000}{1000} \frac{1000}{1000} $	η_{C}	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	ersu	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	114,2	100,8	104,5	87,4	82,0	107,6
exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt $V_{Rm,c,exp}^{N}$ [kN] 114,2 100,2 103,2 $\delta/,4$ 81,4 105,6 Verhältnis $V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$ - [-] 1,01 0,95 1,07 1,13 1,18 1,75	4	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,6	1,3	0,0	0,6	2,0
$Verhältnis V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal} - [-] 1,01 0,95 1,07 1,13 1,18 1,75$		exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	114,2	100,2	103,2	87,4 (79,8)	61,4 (78,5)	(90,0)
		$Verhältnis V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[-]	1,01	0,95	1,07	1,13	1,18	1,75

* Querkraftversagen auf der geringer beanspruchten Bauteilseite (links)



Abbildung 8.41: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S4-M.



Abbildung 8.42: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S4-M nach Versuchsdurchführung.





Abbildung 8.43: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S4-H.



Abbildung 8.44: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S4-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.45: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S4-M-N0-1.







Abbildung 8.47: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S4-M-N2-3.







Abbildung 8.49: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S4-H-N1-5.





Seite 211 von 272

	V-Q-S5-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3 *	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
'ie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
met	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Geo	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit links	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit rechts	a_2/d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
ßen	Querkraft links	V_{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
tgröj	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnit	Querkraft rechts / Querkraft links	V _{re} / V _{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	40	40	39	45	46	47
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	41,4	41,4	41,0	41,7	41,8	41,9
ю	mittl. Prismendruckfestigkeit	f _{1cm,prism}	[MN/m ²]	39,3	39,3	39,0	39,6	39,7	39,8
Bet	char. Prismendruckfestigkeit	I _{1ck,prism}	[MN/m ²]	35,5	35,5	35,2	35,8	35,9	36,0
	Mittelwert a. Spailzügfestigkeit	I _{ct,sp}	[MN/m ²]	3,25 2,03	3,25 2.03	3,25 2.03	3,41	3,41	3,41
	Millelwert d. zenir. Zugjesligken (0,9 x J _{ct.sp}) Mittelwert d. Flastizitätsmoduls (Tangentenmodul)	F	[MN/m ²]	2,95	2,95	2,95	28 354	28 354	28 354
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (alle Serien)	E	[MN/m ²]	25 825	25 825	25.825	25 825	25 825	25 825
	Bruchenergie (MC 2010)	Gf	[Nmm/mm ²]	0,143	0,143	0,142	0,143	0,143	0,143
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m ²]	11,02	11,02	10,91	11,10	11,13	11,15
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Stahl	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
- 4	Streckgrenze	f _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	$f_{\boldsymbol{y},\boldsymbol{m}}$	[N/mm²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	r _l	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ²	[kN]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	k ₁	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich $0.2 \le d_o/d \le 0.35$	d _o	mm						
ψt		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ierkr	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
\tilde{O}^n	-	ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	<i>Offnungsgruppe</i> $0, 1 \le d_o/d \le 0, 2 / a_0 \ge 4d_0$	do	mm	4.00	4.00	4.00	4.00		
	$\sum_{i=1}^{n} \frac{1}{i} \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{i} \sum_{i$	K _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechleckige Einzelojjnung $b_o/a_0 \leq 4$ ($a_0 \leq a/4$)	d	mm				42 <i>3</i>	423 50	423
		u _o k	[-]	1.00	1.00	1.00	0.43	0.43	0.43
	res Abminderungsfaktor		[-]	1.00	1.00	1.00	0.43	0.43	0.43
	Mittelwert d. rechn. Ouerkrafttrasfähiskeit (exn.fcm)	V _{pm e m} t	[kN]	114 3	105 7	96.7	48.9	40.4	31.9
	2	· ĸm,c,cai	í, j	,-	,,	,,	,	,.	,/
	Zylinderkraft im Bruchzustand	Fexp,Zylinder	[kN]	242,6	234,2	226,7	136,1	145,1	130,4
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,0	8,0	8,0
ch	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
'ersu	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	136,1	111,2	107,8	78,2	83,1	75,1
4	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,9	1,5	0,0	0,4	0,9
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	136,1	110,3	106,2	78,2	82,7	74,3
	Verhältnis V _{Rm,c,exp} / V _{Rm,c,cal}	-	[-]	1,19	1,04	1,10	1,60	2,05	2,33

* Querkraftversagen auf der geringer beanspruchten Bauteilseite (links)





Abbildung 8.51: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S5-M.



Abbildung 8.52: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S5-M nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.53: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S5-H.



Abbildung 8.54: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S5-H nach Versuchsdurchführung.

Seite 214 von 272



Abbildung 8.55: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S5-M-N0-1.






Abbildung 8.57: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S5-M-N2-3.







Abbildung 8.59: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S5-H-N1-5.





Seite 217 von 272

	V-Q-56-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3 *	H-N0-4	H-N1-5 *	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
rie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
omet	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Geo	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a_1	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit rechts	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit links	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
ßen	Querkraft links	V_{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
tgröj	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnit	Querkraft rechts / Querkraft links	V _{re} / V _{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	44	44	43	48	49	48
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	37,0	37,0	36,9	37,5	37,6	37,5
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f _{1cm,prism}	[MN/m ²]	35,2	35,2	35,1	35,6	35,7	35,6
	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	31,4	31,4	31,3	31,8	31,9	31,8
eton	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f _{ct,sp}	[MN/m ²]	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
В	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f _{ct.sp})	I _{etm}	[MN/m ²]	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75	2,75
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangenienmodul)	E	[MN/m²]	25.464	25.464	25.464	25.464	25.464	25.464
	Brucheneraie (MC 2010)	E _c	[Nmm/mm ²]	0 140	0 140	0 140	0 140	0 140	0 140
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m ²]	9,85	9,85	9,82	9,98	10,01	9,98
					.,	. , .		.,.	
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
14	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Sta	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	streckgrenze Zuofestiokeit	I _{p,0,2}	[N/mm ²] [N/mm ²]	900	900 1 100				
		-y,m	[]						
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Langsbewenrungsgraa a. Biegezugbewenrung	r _l N ²	[mm ² /mm ²]	0,0000	0,0066	160	0,0066	0,0000	160
	Vorfaktor	IN _{Ed}	[.]	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
	Zugspannung	к я-т	[MN/m ²]	0.00	-0.67	-1 33	0.00	-0.67	-1 33
		bep	[]	-,	-,	-,	-,	.,	-,
	<i>Öffnung im Zugbereich</i> $0,2 \le d_o/d \le 0,35$	d _o	mm						
raft	äm – D. H 100 - 1/1 - 007	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
uerk	<i>Offnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_0/d \le 0, 55$	d _o	mm	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0	\ddot{O} ffmungsgruppg 0, $1 \le d/d \le 0, 2/a_0 \ge 4d_0$	K ₀	[-]	1,00	1,00	1,00	50	50	50
	$O_{11} mangsgruppe 0, 1 \leq u_0 u \leq 0, 2 \neq u_0 \leq 4u_0$	k-	[-]	1.00	1.00	1.00	0.83	0.83	0.83
	rechteckige Einzelöffnung $b_q/d_0 < 4$ ($d_0 \le d/4$)	b	mm	_,	_,	_,	-)	-)	-)
		do	mm						
		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,83	0,83	0,83
	Mittelwert d. rechn. Ouerkrafttragfähigkeit (exn fcm)	V _{Rm c m} l	[kN]	109.6	101.0	92.4	91.0	82.5	73.9
	zahin albamilian (asp Jem)	· ĸm,c,cai	r , 1		,•	, •	- 1,0	,0	, ,
	Zylinderkraft im Bruchzustand	Fexp,Zylinder	[kN]	214,8	187,3	239,2	223,4	228,6	196,1
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1	8,1
ich	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
ersu	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	121,0	106,1	113,5	125,7	108,6	110,9
4	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,6	2,1	0,0	1,0	1,4
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	121,0	105,5	111,4	125,7	107,6	109,5
	Verhältnis V _{Rm,c,exp} / V _{Rm,c,cal}	-	[-]	1,10	1,04	1,21	1,38	1,30	1,48

* Querkraftversagen auf der geringer beanspruchten Bauteilseite (links)





Abbildung 8.61: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S6-M.



Abbildung 8.62: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S6-M nach Versuchsdurchführung.





Abbildung 8.63: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S6-H.



Abbildung 8.64: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S6-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.65: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S6-M-N0-1.





Seite 221 von 272



Abbildung 8.67: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S6-M-N2-3.







Abbildung 8.69: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S6-H-N1-5.





Seite 223 von 272

	V-Q-57-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3 *	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
trie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
omeı	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
$G_{e_{\ell}}$	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a1	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit rechts	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit links	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
3en	Querkraft links	V_{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
tgröj	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnit	Querkraft rechts / Querkraft links	V _{re} / V _{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Š	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	56	38	33	56	40	39
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	39,1	39,0	38,9	39,1	39,0	39,0
и	mittl. Prismendruckfestigkeit	$f_{1cm,prism}$	[MN/m ²]	37,1	37,1	37,0	37,1	37,1	37,1
Beta	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	33,3	33,3	33,2	33,3	33,3	33,3
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	f _{et,sp}	[MN/m ²]	3,30	3,14	3,14	3,30	3,14	3,14
	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x f _{ct.sp})	I _{etm}	[MN/m ²]	2,97	2,83	2,83	2,97	2,83	2,83
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangenienmodul)	E	[MIN/IIF]	27.529	27.329	27.329	27.329	27.329	27.529
	Millelwert a. Elastizitaismodulis (alle Serien)	E _c	[MIN/IIF]	0.141	0.141	0 141	0.141	0.141	0 141
	Parameter Verbund-Schlupf	O _f	[MN/m ²]	10 41	10.38	10.35	10 41	10.38	10.38
		u	[mom]	10,11	10,50	10,55	10,11	10,50	10,50
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
lhi	Anzahl d. Bewehrungsstabe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Stic	Guerschnittsfläche a. Langsbewenrung	A _s	[IIIII ⁻]	000	000	000	000	000	000
	Zugfestigkeit	f _{y,m}	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	Com	[-]	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	r	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ²	[kN]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	\mathbf{k}_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zughereich 0.2 < $d/d < 0.35$	d	mm						
	Offnung im Zugbereich $0, 2 \le u_d u \le 0, 55$	u _o k		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
kraft	Öffnung im Druckbereich $0.2 \le d_{-}/d \le 0.35$	d _a	mm	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	2,00
Duer		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0	Öffnungsgruppe $0, 1 \le d_o/d \le 0, 2 / a_0 \ge 4d_0$	do	mm						
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4 \ (d_o \le d/4)$	b _o	mm				280	280	280
		d _o	mm				70	70	70
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,37	0,37	0,37
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,37	0,37	0,37
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	$V_{\text{Rm,c,cal}}$	[kN]	111,9	103,2	94,5	41,1	32,5	23,9
	Zylinderkraft im Bruchzustand	Fexp Zulinder	[kN]	214.4	188.2	217.4	116.8	135.0	141.2
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	Fexp.Eigengewicht PK	[kN]	8,1	8,1	8,1	7,9	7,9	7,9
Ч	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	Fexp,Eigengewicht,LE	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
rsuc	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c.exp}	[kN]	120,8	106,6	103,5	67,7	77,6	81,0
Ve.	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,7	1,4	0,0	0,5	1,2
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	120,8	105,9	102,1	67,7	77,1	79,8
	Verhältnis V _{Rm,c,exp} / V _{Rm,c,cal}	-	[-]	1,08	1,03	1,08	1,65	2,37	3,34

* Querkraftversagen auf der geringer beanspruchten Bauteilseite (links)

Seite 224 von 272



Abbildung 8.71: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S7-M.



Abbildung 8.72: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S7-M nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.73: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S7-H.



Abbildung 8.74: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S7-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.75: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S7-M-N0-1.







Abbildung 8.77: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S7-M-N2-3.







Abbildung 8.79: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S7-H-N1-5.



Abbildung 8.80: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S7-H-N2-6.

Seite 229 von 272

	V-Q-58-			M-N0-1	M-N1-2	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	40	40	40
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
trie	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
ome	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Ge	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a ₁	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit rechts	a ₁ /d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit links	a ₂ /d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
ßen	Querkraft links	V_{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
ttgrö	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnii	Querkraft rechts / Querkraft links	V _{re} / V _{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
S	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	14	15	10	15	9	10
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	29,3	29,9	26,9	29,9	26,3	26,9
ис	mittl. Prismendruckfestigkeit	f _{1 cm,prism}	[MN/m ²]	27,8	28,4	25,6	28,4	25,0	25,6
Bett	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	24,0	24,6	21,8	24,6	21,2	21,8
	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	I _{ct,sp}	[MN/m ²]	2,68	2,68	2,52	2,68	2,52	2,52
	Mittelwert d. Zentr. Zugfestigkeit (0,9 x J _{ct.sp})	I _{ctm}	[MN/m ²]	2,41	2,41	2,27	2,41	2,27	2,27
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (rungenienmodul)	E	[MN/m ²]	20.188	20.100	20.100	20.100	20.100	20.100
	Reuchanaraia (MC 2010)	E _c	[Nmm/mm ²]	0.134	0.135	0.132	0.135	0.131	0.132
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m ²]	7.80	7.96	7.16	7.96	7.00	7.16
			J	.,		., .		.,	
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
lu	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	8	8	8
Sta	Querschnittsflache d. Langsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414	1.414
	Zugfestigkeit	f _{y,m}	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	Cn	[-]	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	Maßstabsfaktor	e k	[-]	1.86	1.86	1.86	1.86	1.86	1.86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	rı	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ²	[kN]	0	80	160	0	80	160
	Vorfaktor	\mathbf{k}_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zughavaiah 0.2 < d /d < 0.25	đ							
	Offnung im Zugbereich $0, 2 \le u_d u \le 0, 55$	u _o k	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
kraft	Öffnung im Druckbereich $0.2 \le d_{\sim}/d \le 0.35$	d _o	mm	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00
Juer	- W	ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0	Öffnungsgruppe $0, 1 \le d_0/d \le 0, 2/a_0 \ge 4d_0$	d _o	mm						
		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4$ ($d_o \le d/4$)	b _o	mm						
		d _o	mm						
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	$V_{Rm,c,cal}$	[kN]	100,3	92,5	79,9	50,5	43,8	39,9
	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp.Zvlinder}	[kN]	222,1	183,0	183,0	111.0	116,2	131,8
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	Fexp,Eigengewicht,PK	[kN]	8,1	8,1	8,1	6,4	6,4	6,4
Ч	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	F _{exp,Eigengewicht,LE}	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
rsuc.	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	125,0	103,8	103,8	63,8	66,6	75,1
Ve	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV^{N}_{Rm}	[kN]	0,0	0,6	1,9	0,0	0,4	1,2
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	125,0	103,1	101,9	63,8	66,2	73,9
	Verhältnis $V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[-]	1,25	1,11	1,28	1,26	1,51	1,85





Abbildung 8.81: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S8-M.



Abbildung 8.82: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S8-M nach Versuchsdurchführung.

Zylinderkraft [kN]



Weg [mm]

Abbildung 8.83: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S8-H.



Abbildung 8.84: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S8-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.85: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S8-M-N0-1.







Abbildung 8.87: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S8-M-N2-3.







Abbildung 8.89: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S8-H-N1-5.





Seite 235 von 272

	V-Q-59-			M-N0-1	M-N1-2 *	M-N2-3	H-N0-4	H-N1-5	H-N2-6
	Bauteilhöhe	h	[cm]	30	30	30	30	30	30
	Bauteilbreite	b	[cm]	40	40	40	70	70	70
	statische Höhe	d	[cm]	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75	26,75
ie'	Bauteillänge	1	[cm]	270	270	270	270	270	270
met	Abstand d. Auflager	l _{eff}	[cm]	230	230	230	230	230	230
Geo	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager rechts	a1	[cm]	105	105	105	105	105	105
	Abstand zw Lasteinleitung und Auflager links	a ₂	[cm]	125	125	125	125	125	125
	Schubschlankheit rechts	a_1/d	[-]	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9	3,9
	Schubschlankheit links	a_2/d	[-]	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
3en	Querkraft links	V _{li}	[-]	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457	0,457
tgröj	Querkraft rechts	V _{re}	[-]	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543	0,543
chnit	Querkraft rechts / Querkraft links	V_{re} / V_{li}	[-]	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190	1,190
Sc	Biegemoment bei Lasteinleitung	М	[m]	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571	0,571
	Prüfalter	t	[d]	14	13	13	7	6	6
	Mittelwert d. Zylinderdruckfestigkeit	f _{cm,zyl}	[MN/m ²]	25,2	25,2	25,2	23,9	22,5	22,5
	mittl. Prismendruckfestigkeit	f _{1 cm,prism}	[MN/m ²]	23,9	23,9	23,9	22,7	21,4	21,4
-	char. Prismendruckfestigkeit	f _{1ck,prism}	[MN/m ²]	20,1	20,1	20,1	18,9	17,6	17,6
leton	Mittelwert d. Spaltzugfestigkeit	I _{ct,sp}	[MN/m ²]	2,68	2,68	2,52	2,68	2,52	2,52
В	Mittelwert d. zentr. Zugfestigkeit (0,9 x J _{ct,sp})	I _{ctm}	[MN/m ²]	2,41	2,41	2,41	2,27	2,27	2,27
	Mittelwert d. Elastizitätsmoduls (Tangenienmodul)	E E	[MN/m ²]	25.825	20.093	20.093	25.011	25.011	25.011
	Bruchenergie (MC 2010)	Ge	[Nmm/mm ²]	0 130	0.130	0.130	0.129	0.128	0.128
	Parameter Verbund-Schlupf	a	[MN/m ²]	6,71	6,71	6,71	6,35	5,99	5,99
	Stabdurchmesser d. Längsbewehrung	ds	[mm]	15	15	15	15	15	15
	Anzahl d. Bewehrungsstäbe	n _s	[-]	8	8	8	14	14	14
stahl	Querschnittsfläche d. Längsbewehrung	A _s	[mm ²]	1.414	1.414	1.414	2.474	2.474	2.474
•1	Streckgrenze	f _{p,0,2}	[N/mm ²]	900	900	900	900	900	900
	Zugfestigkeit	$\mathbf{f}_{y,m}$	[N/mm ²]	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100	1.100
	Vorfaktor (Basis Mittelwerte)	C _{Rm,c}	[-]	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	Maßstabsfaktor	k	[-]	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86
	Längsbewehrungsgrad d. Biegezugbewehrung	r _l	[mm ² /mm ²]	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066	0,0066
	Normalkraft 2 (=äußere Lastbeanspruchung)	N _{Ed} ²	[kN]	0	80	160	0	140	280
	Vorfaktor	\mathbf{k}_1	[-]	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12	0,12
	Zugspannung	σcp	[MN/m ²]	0,00	-0,67	-1,33	0,00	-0,67	-1,33
	Öffnung im Zugbereich 0,2 ≤ d_o/d ≤ 0,35	do	mm						
ų		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
erkra	<i>Öffnung im Druckbereich</i> $0, 2 \le d_o/d \le 0, 35$	d _o	mm						
\tilde{O}^m		ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	<i>Öffnungsgruppe</i> $0, 1 \le d_o/d \le 0, 2 / a_0 \ge 4d_0$	do	mm						
		k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	rechteckige Einzelöffnung $b_o/d_o < 4 \ (d_o \le d/4)$	b _o	mm						
		d _o	mm	4.00		1.00		4.00	
		Ko	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	res. Abminderungsfaktor	k _o	[-]	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50
	Mittelwert d. rechn. Querkrafttragfähigkeit (exp fcm)	V _{Rm,c,cal}	[kN]	94,6	86,0	77,4	80,9	71,6	64,1
	Zylinderkraft im Bruchzustand	F _{exp,Zylinder}	[kN]	197,5	193,5	189,0	173,1	170,7	161,0
	Eigengewichtskraft d. Probekörpers	$F_{exp,Eigengewicht,PK}$	[kN]	8,1	8,1	8,1	11,4	11,4	11,4
ich	Eigengewichtskraft d. Lasteinleitung	$F_{exp,Eigengewicht,LE}$	[kN]	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
ersu	exp. Querkrafttragfähigkeit	V _{Rm,c,exp}	[kN]	111,6	92,6	107,0	100,0	98,7	93,5
4	exp. Querkrafttraganteil infolge Normalkraft	ΔV_{Rm}^{N}	[kN]	0,0	0,6	1,3	0,0	0,7	0,7
	exp. Querkrafttragfähigkeit normalkraftbereinigt	V ^N _{Rm,c,exp}	[kN]	111,6	92,1	105,7	100,0	98,0	92,8
	Verhältnis $V_{Rm,c,exp} / V_{Rm,c,cal}$	-	[-]	1,18	1,07	1,37	1,24	1,37	1,45

* Querkraftversagen auf der geringer beanspruchten Bauteilseite (links)



Abbildung 8.91: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S9-M.



Abbildung 8.92: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S9-M nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.93: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung unter der Lasteinleitung der Versuchskörper V-Q-S9-H.



Abbildung 8.94: Fotoaufnahme der Versuchskörper V-Q-S9-H nach Versuchsdurchführung.



Abbildung 8.95: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S9-M-N0-1.







Abbildung 8.97: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S9-M-N2-3.







Abbildung 8.99: Zusammenhang zwischen Zylinderkraft und vertikaler Verformung des Versuchskörpers V-Q-S9-H-N1-5.





Seite 241 von 272

Anhang B Versuchsprogramm

Seite 242 von 272

				Versuchsprogram Serie 0 - Serie 1	ε				
	Versuch	Versuchstyp	Тур	Serie / Hohlraum	Normalkraft	Breite x Höhe	A _{s,1} je Seite	PI Biegezug- bewehrung	Betonfestig- keitsklasse
		·	·			[cm]	[mm²]	[%]	ı
	V = Versuch	Q = Querkraft	M = Massiv H = Holhraum	S0 = Serie 0 = 0,5 d mittig rund (Tastversuche) S1 = Serie 1 = 0,35 d unten rund S2 = Serie 2 = 0,35 d obten rund S3 = Serie 3 = 0,35 d obten rund S4 = Serie 4 = Gruppe 0,1 d unten rund, $a_0 = 2d_0$ S5 = Serie 5 = Gruppe 0,2 d unten rund, $a_0 = 4d_0$ S5 = Serie 6 = Gruppe 0,2 d unten rund, $a_0 = 4d_0$ S7 = Serie 7 = 0,25 d x 1,0 d rechteckig S8 = Serie 8 = Hohlkörper CBCM-E-180 S9 = Serie 9 = Hohlkörper CBCM-5-180	N0 = 0 kN N1 = 80 kN N2 = 160 kN	ب × ٩	Ankerstahl St900/1100		
	V-Q-S0-M-N0-1	σ	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S0-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
.CK. IE 0	V-Q-S0-M-N2-3	σ	Σ	S	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
LS 9 XJS	V-Q-S0-H-N0-4	Ø	т	00	NO	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S0-H-N1-5	α	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S0-H-N2-6	σ	т		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S1-M-N0-1	σ	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S1-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
.СК. IE 1	V-Q-S1-M-N2-3	σ	Σ	5	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
LS 9 XJS	V-Q-S1-H-N0-4	α	т	10	NO	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S1-H-N1-5	σ	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S1-H-N2-6	σ	т		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30

Seite 243 von 272

				Versuchsprogramn Serie 2 - Serie 3	F				
	Versuch	Versuchstyp	Typ	Serie / Hohlraum	Normalkraft	Breite x Höhe	A _{s,I} je Seite	pı Biegezug- bewehrung	Betonfestig- keitsklasse
						[cm]	[mm²]	[%]	
	V = Versuch	Q = Querkraft	M = Massiv H = Holhraum	 S0 = Serie 0 = 0,5 d mittig rund (Tastversuche) S1 = Serie 1 = 0,35 d unten rund S2 = Serie 2 = 0,35 d oben rund S3 = Serie 3 = 0,35 d oben rund, a₀ = 2d₀ S4 = Serie 4 = Gruppe 0,2 d unten rund, a₀ = 2d₀ S5 = Serie 5 = Gruppe 0,2 d unten rund, a₀ = 4d₀ S6 = Serie 6 = Gruppe 0,2 d unten rund, a₀ = 4d₀ S8 = Serie 8 = Hohlkörper CBCM-E-180 S9 = Serie 9 = Hohlkörper CBCM-5-180 	N0 = 0 kN N1 = 80 kN N2 = 160 kN	4 4 9	Ankerstahl St900/1100		
	V-Q-S2-M-N0-1	σ	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S2-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
.CK. IE 2	V-Q-S2-M-N2-3	ď	Σ	C	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
ЯЭS SER	V-Q-S2-H-N0-4	ď	т	76	NO	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S2-H-N1-5	ď	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S2-H-N2-6	σ	т		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S3-M-N0-1	۵	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
.ж.	V-Q-S3-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
DT2 9	V-Q-S3-M-N2-3	ď	Σ	C	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
E 3I	V-Q-S3-H-N0-4	ď	т	55	NO	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
IBS	V-Q-S3-H-N1-5	σ	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S3-H-N2-6	σ	т		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30

Seite 244 von 272

				Versuchsprogram Serie 4 - Serie 5	E					
	Versuch	Versuchstyp	Typ	Serie / Hohlraum	Normalkraft	Breite x Höhe	A _{s,I} je Seite	p Biegezug- bewehrung	Betonfestig- keitsklasse	
						[cm]	[mm²]	[%]		
	V = Versuch	Q = Querkraft	M = Massiv H = Holhraum	S0 = Serie 0 = 0,5 d mittig rund (Tastversuche) S1 = Serie 1 = 0,35 d unten rund S2 = Serie 2 = 0,35 d unten rund S2 = Serie 3 = 0,35 d oben rund S4 = Serie 4 = Gruppe 0,1 d unten rund, $a_0 = 2d_0$ S5 = Serie 5 = Gruppe 0,2 d unten rund, $a_0 = 2d_0$ S6 = Serie 6 = Gruppe 0,2 d unten rund, $a_0 = 4d_0$ S7 = Serie 8 = Hohlikörper CBCM-E-180 S9 = Serie 9 = Hohlikörper CBCM-E-180 S9 = Serie 9 = Hohlikörper CBCM-E-180	ND = 0 kN N1 = 80 kN N2 = 160 kN	d h x	Ankerstahl St900/1100			
	V-Q-S4-M-N0-1	σ	Σ		N	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-54-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
.CK IE 4	V-Q-S4-M-N2-3	ď	Σ	C U	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
IS 9 NJS	V-Q-S4-H-N0-4	ď	т	40	NO	40 × 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-S4-H-N1-5	ď	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-S4-H-N2-6	ď	т		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-S5-M-N0-1	σ	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-S5-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
.CK. IE S	V-Q-S5-M-N2-3	ď	Σ	L	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
ЯЗS SER	V-Q-S5-H-N0-4	ď	т	50	NO	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-S5-H-N1-5	ď	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	
	V-Q-S5-H-N2-6	σ	т		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30	

Seite 245 von 272

Versuchsprogramm Serie 6 - Serie 7	Serie / Hohlraum As, As, Breite x As, Breite x As, Biegezug- Keitsklasse bewehrung keitsklasse	- [cm] [mm ²] [%] -	$(5 d mittig rund (Tastversuche))$ $(7 a stversuche)$ $(ie 1 = 0.35 d unten rund(ie 2 = 0.35 d unten rund(ie 2 = 0.35 d unten rund(ie 2 = 0.35 d unten rund, a_0 = 2d_0(ruppe 0.1 d unten rund, a_0 = 2d_0(ruppe 0.2 d unten rund, a_0 = 2d_0(ruppe 0.2 d unten rund, a_0 = 4d_0(ruppe 0.2 d unten rund, a_0 = 4d_0(ruppe 0.2 d unten rund, a_0 = 4d_0(ruppe 0.2 d unten rund, a_0 = 4d_0(rund) = 0.1 d unten rund, a_0 = 2d_0(rund) = 0.2 d unten rund, a_0 = 2d_0(rund) = 0.2 d unten rund, a_0 = 4d_0(rund) = 0.2 d unten rund, a_0 = 4d_0(rund) = 0.2 d unten rund, a_0 = 2d_0(rund) = 0.2 d unten rund, a_0$	N0 40 x 30 40/15 = 707 0,66 C25/30	N1 40 x 30 40/15 = 707 0,66 C25/30	cé N2 40 x 30 4Ø15 = 707 0,66 C25/30	N0 40 x 30 40/15 = 707 0,66 C25/30	N1 40 x 30 4 Ø 15 = 707 0,66 C25/30	N2 40 × 30 40/15 = 707 0,66 C25/30	N0 40 x 30 40/15 = 707 0,66 C25/30	N1 40×30 40/15 = 707 0,66 C25/30	2, N2 40 × 30 4Ø15 = 707 0,66 C25/30	3/ N0 40 x 30 4Ø15 = 707 0,66 C25/30	N1 40 x 30 4Ø15 = 707 0,66 C25/30	
	ft Bra	ĭ	م ج ح ح	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	
Ē	Normalkraf		N0 = 0 kN N1 = 80 kN N2 = 160 kl	ON	N1	N2	NO	N1	N2	ON	N1	N2	NO	N1	
Versuchsprogran Serie 6 - Serie 7	Serie / Hohlraum),5 d mittig rund (Tastversuche) ie 1 = 0,35 d unten rund ie 2 = 0,35 d unten rund rie 2 = 0,35 d oben rund, $a_0 = 2d_0$ ruppe 0,2 d unten rund, $a_0 = 2d_0$ ruppe 0,2 d unten rund, $a_0 = 4d_0$ 7 = 0,25 d x 1,0 d rechteckig 3 = Hohlkörper CBCM-5-180 3 = Hohlkörper CBCM-5-180			90	00					Ľ	10		
			S0 = Serie 0 = C S1 = Ser S2 = Ser S3 = Se S4 = Serie 4 = G S5 = Serie 5 = G S7 = Serie 6 S7 = Serie 6 S8 = Serie 6 S9 = Serie 6 S9 = Serie 6												
	Typ		S0 = Serie 0 = C S1 = Ser S1 = Ser S2 = Ser S3 = Se M = Massiv H = Holhraum S5 = Serie 5 = G S5 = Serie 6 = G S5 = Serie 6 = G S7 = Serie 6 S9 = Serie 6	Σ	A	Σ	I	т	т	Σ	Σ	Σ	т	T	
	Versuchstyp		$\label{eq:alpha} \begin{tabular}{ c c c c c c c } & SO = Serie \ 0 = C \\ S1 = Ser \\ S2 = Ser \\ S2 = Ser \\ S2 = Serie \ 5 = G \\ M = Massiv \\ H = Holhraum \\ S5 = Serie \ 5 = G \\ S7 = Serie \ 5 \\ S8 = Serie \ 5 \\ S8 = Serie \ 5 \\ S9 = Serie \ 5 \\ S1 = Serie \ 5 $	Σ	Σ	Σ	т	л	н	Σ	Σ	Σ	т	л	
	Versuch Versuchstyp Typ	· · · ·	V = Versuch $V = Versuch$ $Q = Querkraft$ $H = Holhraum$ $Sa = Serie 5 = G$ $Sa = Serie 5 = G$ $Sa = Serie 6 = S$ $Sa = Seri$	v-q-s6-M-N0-1 a M	V-Q-56-M-N1-2 Q M	V-Q-56-M-N2-3 Q M	V-Q-56-H-N0-4 Q H	V-Q-S6-H-N1-5 Q H	V-Q-56-H-N2-6 Д Н	v-q-57-M-N0-1	V-Q-S7-M-N1-2 Q M	V-Q-57-M-N2-3 Q M	V-Q-S7-H-N0-4 Q H	V-Q-S7-H-N1-5 Q H H	

Seite 246 von 272

				Versuchsprogramn Serie 8 - Serie 9	Ε				
	Versuch	Versuchstyp	Тур	Serie / Hohlraum	Normalkraft	Breite x Höhe	A _{s,I} je Seite	p _i Biegezug- bewehrung	Betonfestig- keitsklasse
						[cm]	[mm²]	[%]	·
				S0 = Serie 0 = 0.5 d mittig rund (Tastversuche)	Serie S8:				
			visson Massiv	51 = Serie 1 = 0,35 d unten rund 52 = Serie 2 = 0,35 d mittig rund 53 = Serie 3 = 0,35 d oben rund 54 = Serie 4 = Grunee 0.1 d unten rund a = 24	N0 = 0 kN N1 = 80 kN N2 = 160 kN		Ankerstahl		
	V = Versuch	Q = Querkraft	H = Hohlraum	S5 = Serie 5 = Gruppe 0,2 d unten rund, a_0 = 2d ₀ S6 = Serie 6 = Gruppe 0,2 d unten rund, a_0 = 4d ₀	Serie S9:	Ч×q	St900/1100		
				57= Serie 7 = 0.25 d x 1,0 d rechteckig S8 = Serie 8 = Hohlkörper CBCM-E-180 S9 = Serie 9 = Hohlkörper CBCM-S-180	N0 = 0 kN N1 = 140 kN N2 = 280 kN				
	V-Q-S8-M-N0-1	σ	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S8-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
.CK. IE 8	V-Q-S8-M-N2-3	ď	Σ	c	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
ЯЗS SER	V-Q-S8-H-N0-4	ď	т	00	NO	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S8-H-N1-5	ď	т		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S8-H-N2-6	σ	г		N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S9-M-N0-1	σ	Σ		ON	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
	V-Q-S9-M-N1-2	ď	Σ		N1	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
.СК. IE 9	V-Q-S9-M-N2-3	ď	Σ	ç	N2	40 x 30	4Ø15 = 707	0,66	C25/30
LS 9 SEK	V-Q-S9-H-N0-4	ď	т	D D	NO	70 x 30	7Ø15 = 1.237	0,66	C25/30
	V-Q-S9-H-N1-5	σ	т		N1	70 x 30	7Ø15 = 1.237	0,66	C25/30
	V-Q-S9-H-N2-6	σ	г		N2	70 x 30	7Ø15 = 1.237	0,66	C25/30

Seite 247 von 272

Anhang C Schalungs- und Bewehrungspläne

Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 248 von 272



Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung BBSR SWD-10.08.18.7-13.04 | TU Kaiserslautern K9204553 Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 249 von 272



Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 250 von 272






BBSR SWD-10.08.18.7-13.04 | TU Kaiserslautem K9204553 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung

Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 252 von 272



Seite 253 von 272



BBSR SWD-10.08.18.7-13.04 | TU Kaiserslautem K9204553 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung

Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 254 von 272



Seite 255 von 272



Seite 256 von 272



Seite 257 von 272



Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 258 von 272



Seite 259 von 272



Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung BBSR SWD-10.08.18.7-13.04 | TU Kaiserslautern K9204553

Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 260 von 272



Seite 261 von 272



Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Zugbeanspruchung BBSR SWD-10.08.18.7-13.04 | TU Kaiserslautern K9204553

Endbericht, Stand: 31.01.2016

Seite 262 von 272



Seite 263 von 272



Seite 264 von 272







Seite 266 von 272







Anhang D

Versuchseinrichtung



Seite 268 von 272

Anhang E

Messtechnik

ÜBERSICHT MESSTECHNIK



Pressenkraft in Bauteillängsrichtung Pressenkraft in Bauteilquerrichtung

Ringkraftaufnehmer 1000 kN, Innendurchmesser D >= 36 mm Kraftaufnehmer 500 kN

7 5

< 8

KAN-A KAN-B

Seite 270 von 272

Anhang F Batterieschalung

Seite 271 von 272

ÜBERSICHT BATTERIESCHALUNG TYP A

Versuchserien S0 - S8







Seite 272 von 272

ÜBERSICHT BATTERIESCHALUNG TYP B

Versuchserie S9



 \oplus

Torreson University

BBSR K9204553 Stahlbetondecken mit integrierten Hohlräumen unter Querkraft- und Zugbeanspruchung

Prentand 23.9.13 Protectore 23.9.13

7400 L

Prer-Pesentiners V-Q-SP-B vertexee Stephon Elens Tel 205-5498

LALPhan-No bulles 1:40

Rear server and server many server man and the server server and the server serve server serv

Conscort Devresent

alung Typ B