

Tragverhalten von randnahen zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart „Spalten des Betons“

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart zur Erlangung der Würde
eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

Thorsten Hüer

aus Rheine

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. Rolf Eligehausen

Mitberichter: Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Tag der mündlichen Prüfung: 10.Oktober 2013

Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart

2014

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart.

Meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Eligehausen gilt mein herzlicher Dank für die Bereitstellung des interessanten Themas, die Betreuung dieser Arbeit, seine wertvollen und hilfreichen Ratschläge und Anregungen sowie die Übernahme des Hauptberichts.

Den Herren Professoren Dr.-Ing. J. Hegger und Dr. Ing. J. Hofmann danke ich herzlich für die Bereitschaft, den Mitbericht zu übernehmen sowie für die sorgfältige und kritische Durchsicht meiner Arbeit.

Zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch die stets hilfsbereiten Kollegen vom Institut für Werkstoffe im Bauwesen und vom IEA durch Ihre Bereitschaft zur Diskussion und fachlichen Gedankenaustausch bei. Stellvertretend möchte ich hier Dr. Ing. J. Appl, Dr.-Ing. J. Asmus, Ing. L. Bezecny, Dr.-Ing. W. Fuchs, Dr.-Ing. S. Fichtner, Dr.-Ing. P. Grosser und Dr. Ing. M. Hoehler nennen. Ebenso wichtig für das Gelingen dieser Arbeit war die tatkräftige Unterstützung meiner experimentellen Untersuchungen durch die Techniker des Instituts. Weiterhin möchte ich Prof. Dr.-Ing. habil. Joško Ožbolt danken, dessen Hilfe unabdingbar war, um die numerischen Untersuchungen zum Erfolg führen zu können.

Mein besonderer Dank gilt den Firmen *fischerwerke*, *Hilti* und *Würth* für die Unterstützung meiner Forschungsarbeit mit finanziellen Mitteln und Versuchsmaterialien.

Schlussendlich möchte ich besonders meiner Familie danken, ohne deren Unterstützung und Geduld der erfolgreiche Abschluss dieser Arbeit nicht möglich gewesen wäre; insbesondere ohne die Zeit, die ich während meiner Anstellung im Ingenieurbüro meines Vaters in diese Arbeit investieren durfte, wäre eine Fertigstellung nicht möglich gewesen.

Thorsten Hür

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen und Formelzeichen	10
1 Einleitung	13
2 Grundlagen und Stand der Forschung	15
2.1 Funktion und Wirkprinzipien von Befestigungselementen	15
2.2 Einflussgrößen auf die Höchstlasten von Befestigungen	16
2.3 Verankerungsgrund Beton	17
2.3.1 Modelle zur Beschreibung des Bruchprozesses	18
2.4 Versagensmodi	19
2.4.1 Betonausbruch	21
2.4.1.1 Höchstlast bei kegelförmigem Betonausbruch	21
2.4.2 Spaltversagen	23
2.4.2.1 Entstehung von Spaltkräften	23
2.4.2.2 Spaltkräfte bei reibschlüssigen Befestigungsmitteln	24
2.4.2.3 Spaltkräfte bei formschlüssigen Befestigungsmitteln	25
2.4.2.4 Untersuchungen zur Teilflächenbelastung	27
2.4.2.5 Untersuchungen zu Innendruck	28
2.4.2.6 Untersuchungen im Stahlbetonbau	30
2.4.2.7 Untersuchungen von Asmus	31
2.4.3 Lokaler Betonausbruch	35
2.5 Derzeitige Regelungen – Bemessung und Zulassung	35
2.5.1 Definition ungerissener Beton	36
2.5.2 Bemessung/Zulassung bei Zugbeanspruchung	36
2.5.2.1 Bemessung bei Betonausbruch	36
2.5.2.2 Bemessung bei Spaltversagen	37
2.5.2.3 Spalten bei Montage	39
2.5.2.4 Kombination von Zug- und Querlasten	39
3 Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen	40
3.1 Randbedingungen der Untersuchungen	40
3.2 Experimentelle Untersuchungen	41
3.2.1 Vorhandene experimentelle Untersuchungen	41
3.2.2 Verwendete Befestigungsmittel	42

3.2.3	Versuchsaufbau bei weiter Abstützung	43
3.2.4	Versuchsaufbau bei enger Abstützung	45
3.2.5	Kraft- und Wegmessung	45
3.2.6	Messung Rissöffnung	46
3.2.7	Versuchskörper	46
3.2.7.1	Bestimmung der Betondruckfestigkeit	46
3.2.8	Montage der Befestigungsmittel	47
3.2.8.1	Verbunddübel	47
3.2.8.2	Selbsthinterschneidende Hinterschnittdübel	48
3.2.8.3	Metallspreizdübel	48
3.2.9	Durchführung von Montageversuchen	49
3.2.10	Drehmomentversuche (FEP I)	50
3.2.11	Versuche zur Ermittlung der Spaltkraft (FEP II)	51
3.3	Numerische Untersuchungen	52
3.3.1	Programmbeschreibung MASA	53
3.3.1.1	Konstitutives Gesetz – „Microplane“-Modell	53
3.3.1.2	Lokalisierungsbegrenzung	54
3.3.1.3	Werkstoffgesetze	55
3.3.2	Modellierung	56
3.3.2.1	Innendruck	56
3.3.2.2	Kopfbolzen	58
3.3.2.3	Verbunddübel	59
3.3.2.4	Simulation der Abstützung	61
4	Untersuchungen und Ergebnisse bei enger Abstützung	63
4.1	Spannungsverteilung infolge von Spaltkräften	63
4.1.1	Spannungsverteilung bei randnaher Befestigung	68
4.2	Versagensmechanismus	69
4.2.1	Einzeldübel am Rand	69
4.2.2	Einzeldübel in der Ecke	69
4.2.3	Einzeldübel in schmalem Bauteil	70
4.2.4	Gruppenbefestigungen	70
4.3	Bruchkörper und Bruchfläche für Einzeldübel am Rand	71
4.4	Stoffschlüssige Befestigungen	76
4.4.1	Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft	76

4.4.2	Ergebnisse FE-Studien und Entwicklung Berechnungsmodell	78
4.4.2.1	Einfluss Randabstand	78
4.4.2.2	Einfluss der Bauteildicke	81
4.4.2.3	Einfluss Dübeldurchmesser	82
4.4.2.4	Einfluss der Verankerungstiefe	84
4.4.2.5	Einfluss der Betoneigenschaften	86
4.4.2.6	Einfluss Produkt	87
4.4.2.7	Grundgleichung für Einzeldübel am Rand	88
4.4.2.8	Charakteristischer Randabstand	89
4.4.2.9	Charakteristischer Achsabstand	95
4.4.2.10	Gruppe senkrecht zum Rand	102
4.4.2.11	Berechnungsmodell	104
4.4.3	Versuchsergebnisse	106
4.4.3.1	Produkteinfluss	108
4.4.3.2	Vergleich Berechnungsmodell mit Versuchsergebnissen	109
4.4.4	Vergleich Berechnungsmodell mit Stahlbetontheorie	115
4.4.4.1	Einfluss Randabstand	121
4.4.4.2	Einfluss Dübeldurchmesser	122
4.4.4.3	Einfluss Verankerungstiefe	124
4.4.4.4	Einfluss Betondruckfestigkeit	126
4.4.4.5	Zusammenfassende Bewertung	127
4.4.5	Ermittlung der minimalen Achs- und Randabstände	130
4.4.5.1	Zusammenhang zwischen Drehmoment und Vorspannkraft	131
4.4.5.2	Auswertung Montageversuche	132
4.4.5.3	Aufstellen Gleichung	134
4.5	Formschlüssige Befestigungsmittel	139
4.5.1	Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft	139
4.5.2	Ergebnisse der FE-Studien und Entwicklung Berechnungsmodell	142
4.5.2.1	Einfluss Randabstand und Bauteildicke	142
4.5.2.2	Einfluss Verankerungstiefe	146
4.5.2.3	Einfluss Lasteinleitungsfläche	148
4.5.2.4	Produkteinfluss	151
4.5.2.5	Einfluss Betondruckfestigkeit	152
4.5.2.6	Grundgleichung für Einzeldübel am Rand	152

4.5.2.7	Charakteristischer Randabstand	153
4.5.2.8	Charakteristischer Achsabstand	156
4.5.2.9	Berechnungsmodell für formschlüssige Befestigungen	159
4.5.3	Vergleich mit kegelförmigen Betonausbruch	160
4.5.4	Maßstabseinfluss	161
4.6	Reibschlüssige Befestigungen	163
4.6.1	Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft	163
4.6.2	Numerische Untersuchungen mit Innendruck	168
4.6.3	Berechnungsmodell für reibschlüssige Befestigungen	170
4.6.4	Vergleich mit Versuchsergebnissen	171
4.6.4.1	Untersuchungen mit Hülsendübeln	171
4.6.4.2	Untersuchungen mit Bolzendübeln	177
4.6.4.3	Produkteinfluss	177
4.7	Zusammenfassung	180
5	Untersuchungen und Ergebnisse bei weiter Abstützung	183
5.1	Stoffschlüssige Befestigungen	183
5.1.1	Beschreibung Versagensmechanismus	183
5.1.2	Ergebnisse FE-Studie und Entwicklung Berechnungsmodell	186
5.1.2.1	Einfluss des Randabstandes	186
5.1.2.2	Einfluss der Verankerungstiefe	188
5.1.2.3	Einfluss des Dübeldurchmessers	188
5.1.2.4	Einfluss der Bauteildicke	189
5.1.2.5	Einfluss der Betondruckfestigkeit	191
5.1.2.6	Grundgleichung für Einzeldübel am Rand	191
5.1.2.7	Charakteristischer Randabstand	192
5.1.2.8	Charakteristischer Achsabstand	195
5.1.2.9	Berechnungsmodell für Verbunddübel	199
5.1.2.10	Einfluss der Abstützweite	200
5.1.3	Versuchsergebnisse im Vergleich mit Berechnungsmodell	201
5.1.3.1	Produkteinfluss	209
5.1.3.2	Produkte mit geringer Verbundfestigkeit	209
5.2	Formschlüssige Befestigungen	211
5.2.1	FE-Berechnungen mit Kopfbolzen	211
5.2.1.1	Einfluss Randabstand	211

5.2.1.2	Einfluss Verankerungstiefe	212
5.2.1.3	Einfluss Bauteildicke	213
5.2.1.4	Charakteristischer Achs- bzw. Randabstand	214
5.2.2	Berechnungsmodell für formschlüssige Befestigungsmittel	216
5.2.3	Versuchsergebnisse im Vergleich mit Berechnungsmodell	217
5.3	Reibschlüssige Befestigungen	222
5.3.1	Vergleich Höchstlasten bei enger und weiter Abstützung	222
6	Folgerungen aus den Untersuchungsergebnissen	233
6.1	Vergleich Höchstlasten bei weiter und enger Abstützung	233
6.2	Vergleich Versagensmechanismus bei weiter und bei enger Abstützung	237
6.3	Gründe für das unterschiedliche Versagen bei weiter und enger Abstützung	238
6.3.1	Einfluss von über die Bauteilhöhe konstanten Zugspannungen	253
6.3.2	Einfluss von Spannungen aus einer Biegebeanspruchung	257
6.4	Bewertung der derzeitigen Regelungen für zugbeanspruchte Befestigungen	260
6.4.1	Versuche im Zulassungsverfahren	260
6.4.2	Bewertung Bemessungsmodell der ETAG für Spaltversagen	267
6.4.3	Definition ungerissener Beton	275
6.4.4	Bemessung Betonausbruch	275
6.5	Auswirkungen auf Anwendungen in der Baupraxis	276
6.6	Vorschlag zur Umsetzung der Erkenntnisse	281
6.6.1	Bemessung zugbeanspruchter Befestigungen	281
6.6.2	Spalten bei Montage: minimale Achs- und Randabstände	284
7	Zusammenfassung	285
8	Abstract (Englischsprachige Kurzfassung)	288
	Literaturverzeichnis	291
	Anhang A: Ergebnisse enge Abstützung	297
	Anhang B: Ergebnisse weite Abstützung	314
	Anhang C: Gegenüberstellung Ergebnisse enge und weite Abstützung	346
	Lebenslauf	348

Abkürzungen und Formelzeichen

Nachfolgend sind die wesentlichen in dieser Arbeit verwendeten Abkürzungen und Formelzeichen und deren Bedeutung aufgelistet. Es ist gegebenenfalls auch die gebräuchliche Einheit angegeben. Weitere Abkürzungen und Formelzeichen werden am Ort ihrer Verwendung erläutert.

Lateinische Buchstaben

a	(lichte) Abstützweite	[mm]
a_{stat}	statische Abstützweite	[mm]
A_0	lastaufnehmende Fläche bei Teilflächenbelastung	[mm ²]
A_1	belastete Fläche bei Teilflächenbelastung	[mm ²]
A_{Bruch}	Bruchfläche	[mm ²]
$A_{c,cb}$	projizierte idealisierte Bruchfläche einer Befestigung für Betonausbruch bei Biegeeinfluss	[mm ²]
$A_{c,cb}^0$	projizierte idealisierte Bruchfläche des Grundfalles für Betonausbruch bei Biegeeinfluss	[mm ²]
$A_{c,N}$	projizierte idealisierte Bruchfläche einer Befestigung für Betonausbruch	[mm ²]
$A_{c,N}^0$	projizierte idealisierte Bruchfläche des Grundfalles für Betonausbruch	[mm ²]
$A_{c,sp}$	projizierte idealisierte Bruchfläche einer Befestigung für Spaltversagen	[mm ²]
$A_{c,sp}^0$	projizierte idealisierte Bruchfläche des Grundfalles für Spaltversagen	[mm ²]
A_{LE}	Lasteinleitungsfläche	[mm ²]
b	Breite (von Plattenstreifen)	[mm]
c_1	Randabstand in Richtung 1	[mm]
c_2	Randabstand in Richtung 2	[mm]
$c_{cr,cb}$	charakteristischer Randabstand bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	[mm]
$c_{cr,N}$	charakteristischer Randabstand bei Betonausbruch	[mm]
$c_{cr,sp}$	charakteristischer Randabstand bei Spaltversagen	[mm]
c_{min}	minimaler Randabstand	[mm]
d	(Nenn-) Durchmesser	[mm]
d_B	Bohrlochdurchmesser	[mm]
d_K	Kopfdurchmesser bei Kopfbolzen	[mm]
d_{LE}	Durchmesser Lasteinleitung	[mm]
d_S	Schaftdurchmesser bei Kopfbolzen	[mm]
e	Exzentrizität	[mm]
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul von Beton als Sekante	[N/mm ²]
f_{cc}	mittlere Betondruckfestigkeit ermittelt an Würfeln mit 200 mm Kantenlänge	[N/mm ²]
f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit für Zylinder ($h/d = 300/100$ mm)	[N/mm ²]
$f_{ck,cube}$	charakteristische Betondruckfestigkeit von Würfeln mit 150 mm Kantenlänge	[N/mm ²]
$f_{cm,cube}$	mittlere Betondruckfestigkeit ermittelt an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge	[N/mm ²]

Abkürzungen und Formelzeichen

$f_{cm,cyl}$	mittlere Betondruckfestigkeit von Zylindern ($h/d = 300/100$ mm)	[N/mm ²]
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit von Beton	[N/mm ²]
f_{ct}	Zugfestigkeit des Betons	[N/mm ²]
$f_{ct,m}$	mittlere Zugfestigkeit von Beton	[N/mm ²]
f_R	bezogene Rippenfläche	
FS	Formschluss	
F_{Sp}	Spalkraft	[N]
$F_{Sp,u}$	Spalkraft bei Höchstlast	[N]
F_{Zug}	Zugkraft	[N]
h	Bauteildicke	[mm]
$h_{cr,cb}$	charakteristische Bauteildicke bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	[mm]
$h_{cr,sp}$	charakteristische Bauteildicke bei Spaltversagen	[mm]
h_{ef}	Verankerungstiefe eines Befestigungselements	[mm]
h_{LE}	Lasteinleitungshöhe (bei reibschlüssigen Befestigungsmitteln)	[mm]
h_{min}	minimale Bauteildicke	[mm]
HS	Hinterschnitt	
k	konstanter Faktor	
k_α	Faktor zur Berücksichtigung des Lasteinleitungswinkels bei Kopfbolzen	
KB	Kopfbolzen	
k_f	Reibungsfaktor	
k_P	Produktfaktor	
$k_{P,k}$	Produktfaktor, charakteristischer Wert (5%-Quantilwert)	
k_u	Umsetzung, Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft	
l_{Riss}	Risslänge	[mm]
n	Anzahl	
n_1	Anzahl der Befestigungsmittel in Richtung 1	
n_2	Anzahl der Befestigungsmittel in Richtung 2	
N	Zugkraft	[N]
$N_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand einer Befestigung gegenüber Betonausbruch	[N]
$N^0_{Rk,c}$	charakteristischer Widerstand des Grundfalles gegenüber Betonausbruch	[N]
$N_{Rk,sp}$	charakteristischer Widerstand einer Befestigung gegenüber Spaltversagen	[N]
$N^0_{Rk,sp}$	charakteristischer Widerstand des Grundfalles gegenüber Spaltversagen	[N]
$N_{u,c}$	Höchstlast einer Befestigung bei Betonausbruch	[N]
$N^0_{u,c}$	Höchstlast des Grundfalles bei Betonausbruch	[N]
$N_{u,cb}$	Höchstlast einer Befestigung bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	[N]
$N^0_{u,cb}$	Höchstlast des Grundfalles bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	[N]
$N_{u,sp}$	Höchstlast einer Befestigung bei Spaltversagen	[N]

Abkürzungen und Formelzeichen

$N_{u,sp}^0$	Höchstlast des Grundfalles bei Spaltversagen	[N]
RS	Reibschluss	
s_1	Achsabstand zwischen Befestigungsmitteln in Richtung 1	[mm]
s_2	Achsabstand zwischen Befestigungsmitteln in Richtung 2	[mm]
s_{axial}	Verschiebung in Achsrichtung	[mm]
$s_{cr,cb}$	charakteristischer Achsabstand bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	[mm]
$s_{cr,N}$	charakteristischer Achsabstand bei Betonausbruch	[mm]
$s_{cr,sp}$	charakteristischer Achsabstand bei Spaltversagen	[mm]
s_{radial}	Verschiebung in Radialrichtung	[mm]
s_u	Verschiebung bei Höchstlast	[mm]
T	Drehmoment	[Nm]
T_{inst}	Installationsdrehmoment	[Nm]
VB	Verbund	
W	Widerstandsmoment	[mm ³]

Griechische Buchstaben

α_{Konus}	Lasteinleitungswinkel des Konus bei Metallspreizdübeln	[°]
α_{Kopf}	Lasteinleitungswinkel bei Kopfbolzen	[°]
β	Bruchwinkel	[°]
σ	Spannung	[N/mm ²]
σ_L	Spannung aus Last	[N/mm ²]
σ_R	Spannung aus Zwang	[N/mm ²]
$\sigma_{u,sp}$	Maximale Spannung bei Spaltversagen	[N/mm ²]
τ_u	Verbundfestigkeit	[N/mm ²]
$\tau_{u,max}$	rechnerisch erforderliche Verbundfestigkeit zur Erzeugung eines Betonausbruchs	[N/mm ²]
ϕ_{KH}	Reibungswinkel zwischen Konus und Hülse eines Metallspreizdübels	[°]
Ψ_{ec}	Faktor zur Berücksichtigung einer Exzentrizität	
$\Psi_{g1,sp}$	Faktor zur Berücksichtigung mehrerer senkrecht zum Rand angeordneter Befestigungselemente bei Spaltversagen	
$\Psi_{g2,sp}$	Faktor zur Berücksichtigung mehrerer parallel zum Rand angeordneter Befestigungselemente bei Spaltversagen	
$\Psi_{g,cb}$	Faktor zur Berücksichtigung mehrerer senkrecht zum Rand angeordneter Befestigungselemente bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	
$\Psi_{h,cb}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteildicke bei Betonausbruch mit Biegeeinfluss	
$\Psi_{h,sp}$	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteildicke bei Spaltversagen	
Ψ_{re}	Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses einer dichten Bewehrung	
Ψ_s	Faktor zur Berücksichtigung einer Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes	

1 Einleitung

In der Baupraxis werden Befestigungen genutzt, um Bauteile miteinander zu verbinden und um Lasten zwischen den Bauteilen zu übertragen. Zu diesem Zweck hat sich am Markt eine Reihe unterschiedlicher Befestigungssysteme etabliert, die auf der Nutzung verschiedener Tragmechanismen beruhen. Für eine gleichermaßen sichere und wirtschaftliche Anwendung der Befestigungsmittel ist eine möglichst genaue Kenntnis ihres Tragverhaltens erforderlich. Allgemein werden Befestigungen durch Zug- oder Querlasten beansprucht, oftmals auch in Kombination.

Diese Arbeit befasst sich mit Befestigungen unter statischer Zuglast im Ankergrund Beton und speziell mit dem Tragverhalten von Befestigungen mit geringem Abstand zu einem Bauteilrand. Generell kann bei zugbeanspruchten Befestigungen der Ankergrund Beton entweder durch das Entstehen eines kegelförmigen Ausbruchkörpers oder durch die Bildung von Spaltrissen versagen. Ein Versagen infolge Spalten tritt dabei vornehmlich bei Befestigungen mit kleinem Abstand zu einem oder mehreren Bauteilrändern und insbesondere bei einer geringen Bauteildicke auf.

Befestigungsmittel dürfen in sicherheitsrelevanten bzw. bauaufsichtlich relevanten Anwendungsfällen nur eingesetzt werden, wenn ihre Eignung durch eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung nachgewiesen ist, oder ihre Anwendung durch Zustimmung im Einzelfall geregelt wird. Ein sicherheitsrelevanter Anwendungsfall liegt immer dann vor, wenn durch das Versagen einer Befestigung Leib oder Leben gefährdet wird, oder beträchtliche wirtschaftliche Schäden hervorgerufen werden.

Für das Versagen einer Befestigung infolge Betonausbruchs existiert mit dem CC-Verfahren (*Fuchs/Eligehausen (1995)*) ein Bemessungsmodell, welches 1993 vom DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik) bauaufsichtlich eingeführt wurde. Später wurde dieses Bemessungsverfahren von der EOTA (European Organisation of Technical Approval) auch für Europäisch Technische Zulassungen (ETA) übernommen.

Die Bemessung für Versagen infolge Spalten des Betons erfolgt entsprechend der Richtlinie *ETAG 001-C* der EOTA in Anlehnung an das CC-Verfahren. Dabei ist die Kenntnis eines charakteristischen Randabstandes für Spalten notwendig. Dieser wird im Zulassungsverfahren ermittelt und gibt denjenigen Randabstand an, ab dem die Höchstlast einer Befestigung ohne Randeinfluss erreicht wird.

Da die Höchstlast bei Spaltversagen aber teilweise von anderen Einflussgrößen abhängt als die Betonausbruchlast, kann die Bemessung gemäß *ETAG 001-C* nur als grobe Näherung angesehen werden. Dies zeigen u. a. Untersuchungen von *Asmus (1999)*. Er gibt für form- und reibschlüssige Befestigungen jeweils eine eigene Gleichung zur Berechnung der Spaltbruchlast an. Insbesondere bei reibschlüssigen Befestigungen werden für die Berechnung die genauen Konstruktionsmaße der Dübel benötigt, die jedoch in aller Regel dem Anwender nicht zu Verfügung stehen. Damit erscheint dieser Bemessungsvorschlag für die Praxis nur bedingt geeignet.

Weiterhin fehlen für einige Befestigungssysteme, wie die häufig verwendeten Verbunddübel, derartige Bemessungsgleichungen völlig. Daher ist es Ziel dieser Arbeit, für die verschiedenen Befestigungssysteme zu untersuchen, welche Parameter auf welche Weise die Höchstlast randnaher Befestigungen unter Zuglast beeinflussen, um aus den gewonnenen Kenntnissen ein Berechnungsmodell zur sicheren und zugleich wirtschaftlichen Bemessung abzuleiten. Dazu werden experimentelle und numerische Untersuchungen für die wesentlichen Gruppen der sich nach ihrem Tragmechanismus unterscheidenden Befestigungselemente durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden gemeinsam mit Ergebnissen aus anderen Quellen ausgewertet.

Weiterhin werden Folgerungen aus den neu gewonnenen Erkenntnissen abgeleitet, sowie die Auswirkungen auf die Anwendung randnaher Befestigungen in der Baupraxis und der bestehenden Regelungen der *ETAG 001* diskutiert. Schlussendlich wird ein Vorschlag zur Umsetzung der neuen Erkenntnisse in die Praxis unterbreitet.

2 Grundlagen und Stand der Forschung

2.1 Funktion und Wirkprinzipien von Befestigungselementen

Im Laufe der Zeit sind von der Industrie eine Reihe verschiedenartiger Befestigungssysteme entwickelt worden, die sich verschiedene Wirkprinzipien zu Nutze machen. Tabelle 2.1 ordnet die unterschiedlichen Befestigungselemente ihrem vorherrschenden Wirkprinzip zu. Weiterhin kann man die Befestigungselemente danach unterscheiden, auf welchen Weg sie montiert werden. So werden beispielsweise Kopfbolzen und Ankerschienen einbetoniert. Dadurch entsteht eine mechanische Verzahnung zwischen dem Befestigungsmittel und dem Beton. Mittels einer Bohrmontage können Befestigungen auch nachträglich, also (jederzeit) nach Erhärten des Betons, montiert werden. Das Erstellen einer mechanischen Verzahnung gestaltet sich dann schwieriger, kann aber z. B. mit speziellen Bohrern erreicht werden. Oder die Hinterschneidung wird durch das Befestigungsmittel selbst herbeigeführt, wie dies bei selbsthinterschneidenden Hinterschnittdübeln und Betonschrauben der Fall ist.

Bei Metallspreizdübeln wird über einen Konus eine Spreizhülse gegen die Wandung des zylindrischen Bohrloches gepresst. Die am Dübel angreifenden Zugkräfte werden dann über Reibung in den Beton eingeleitet. Eine Kontrolle der Verspreizung erfolgt dabei entweder über das Aufbringen eines definierten Drehmomentes oder den zurückgelegten Weg des Konus. Ähnlich funktionieren Kunststoffdübel, bei denen eine Kunststoffhülse durch das Eindrehen einer Schraube gegen die Bohrlochwand gepresst wird.

Als weitere Gruppe haben sich Verbunddübel auf dem Markt etabliert. Bei diesen wird entweder mittels Injektion oder durch eine Glaspatrone bzw. einen Kunststoffschlauch ein Verbundmörtel in das Bohrloch eingebracht. Dieser verklebt dann eine Gewindestange oder im Fall eines Verbundspreizdübels einen mit Konen versehenen Stahlbolzen mit der Bohrlochwand im Betonkörper.

Wirkprinzip	Befestigungselemente
Formschluss	Kopfbolzen und Ankerschienen (Einlegemontage) Hinterschnittdübel, Verbundhinterschnittdübel und Betonschrauben (Bohrmontage)
Reibschluss	Metallspreizdübel (drehmomentkontrolliert, Bolzen- oder Hülsentyp) Einschlagdübel (wegkontrolliert) Kunststoffdübel Verbundspreizdübel
Stoffschluss	konventionelle Verbunddübel (Injektions- und Patronensysteme)

Tabelle 2.1: Wirkprinzipien und Befestigungselemente

2.2 Einflussgrößen auf die Höchstlasten von Befestigungen

In der Baupraxis werden Befestigungen überwiegend als Gruppenbefestigungen ausgeführt. Das heißt, es wird eine Ankerplatte mit Hilfe mehrerer Befestigungselemente befestigt. Eine Befestigung kann zum einen durch eine Zugkraft (Abbildung 2.1a) in Achsrichtung der Befestigungsmittel belastet sein, wobei diese gegebenenfalls eine Ausmitte zum geometrischen Schwerpunkt der Befestigungsmittel aufweisen kann, so dass die Befestigung zusätzlich durch ein Moment belastet wird. Zum anderen kann die Befestigung auch durch eine Querkraft in beliebiger Richtung in der Ebene orthogonal zur Achsrichtung der Befestigungselemente belastet sein.

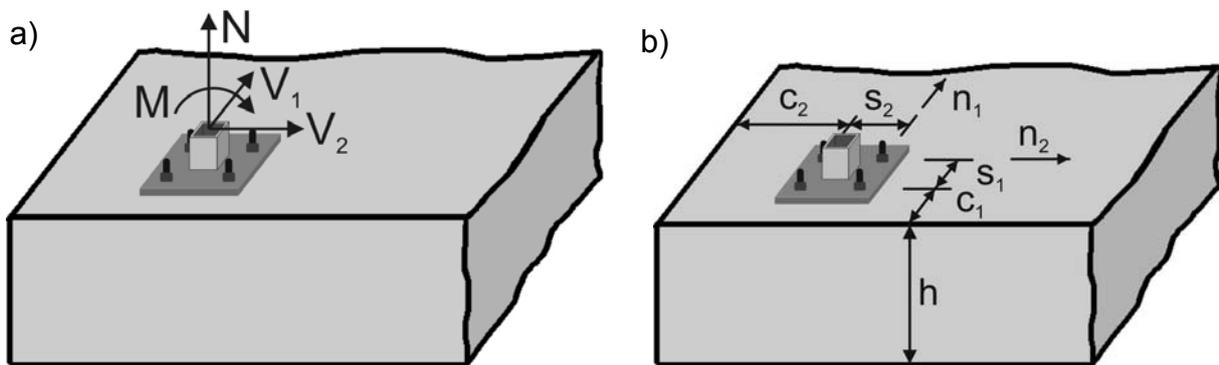


Abbildung 2.1: a) mögliche Lasten und b) Abmessungen einer Befestigung

Die Anwendungssituation von Befestigungen in der Baupraxis ist überaus vielfältig, da die Geometrie und die Abmessungen von Betonbauteilen nahezu unbegrenzt variiert werden können. Ebenso können auch die geometrische Anordnung einer Befestigung im Bauteil und der Abstand einzelner Befestigungsmittel untereinander quasi beliebig variiert werden.

Geometrische Einflussgrößen	Materialeigenschaften
Randabstände c_1 und c_2	Ankergrund Beton: Zugfestigkeit, Bruchenergie, E-Modul, Querdehnzahl
Achsabstände s_1 und s_2	
Anzahl der Befestigungsmittel n_1 und n_2	
Bauteildicke h	Befestigungsmittel: Zugfestigkeit, Reibungswinkel, Oberflächenhärte und -rauheit; Verbundmörtel: Adhäsion, Zugfestigkeit, E-Modul, Verbundfestigkeit
Verankerungstiefe h_{ef}	
Befestigungsmittel: Durchmesser d bzw. Größe der Lasteinleitungsfläche A_{LE}	

Tabelle 2.2: Einflussgrößen auf die Höchstlasten von Befestigungen

Die maximal übertragbare Last einer Befestigung hängt von einer Reihe von Einflussgrößen ab. Um dem Anwender Modelle für die Bemessung von Befestigungen zur Verfügung stellen zu können, gilt es daher zu ermitteln, in welchem Maß die einzelnen Einflussgrößen die *Höchstlast* bzw. *Bruchlast* bestimmen – diese beiden Begriffe werden in dieser Arbeit synonym verwendet. Als Einflussgrößen kommen

zum einen die geometrischen Abmessungen (Abbildung 2.1b) in Frage, da durch sie die Größe der möglichen Bruchfläche und das Volumen, in dem sich die eingeleiteten Kräfte bzw. die daraus resultierenden Spannungen ausbreiten können, bestimmt werden. Außerdem haben der Tragmechanismus und konstruktive Eigenschaften der jeweiligen Befestigungsmittel sowie die Materialeigenschaften des Ankergrundes Beton einen Einfluss auf die Höchstlast. Die wesentlichen Einflussgrößen sind in Tabelle 2.2 aufgelistet.

2.3 Verankerungsgrund Beton

Beton ist ein inhomogenes Material, da seine Bestandteile Zuschlag und Zementstein unterschiedliche Festigkeits- und Verformungseigenschaften aufweisen. Die Zugfestigkeit von Beton ist im Verhältnis zur Druckfestigkeit gering. Daher werden im Stahlbetonbau die in den Bauteilen auftretenden Zugkräfte durch den wesentlich zugfesteren Bewehrungsstahl aufgenommen. Außerdem variiert die Zugfestigkeit innerhalb eines Betonkörpers immer etwas, da die Verdichtung und Zusammensetzung des Betons nicht überall konstant ist.

Durch die Einleitung von Lasten über Befestigungsmittel werden Zugspannungen im Beton hervorgerufen (*Eligehausen/Mallée (2000)*). Die Zugtragfähigkeit des Betons stellt daher eine wesentliche Grenze für die Lasten dar, die von Befestigungen in ein Betonbauteil übertragen werden können. Das Bruchverhalten von (unbewehrtem) Beton gilt als spröde.

Die Zugtragfähigkeit des Betons wird hauptsächlich durch die Zugfestigkeit und die Bruchenergie bestimmt. Die Zugfestigkeit entspricht den von dem Beton maximal aufnehmbaren Zugspannungen. Die Bruchenergie ist diejenige Energie, die zur Erzeugung eines Risses einer Einheitsrissfläche bis zur vollständigen Entfestigung des Materials benötigt wird. Beide Materialparameter hängen insbesondere von dem Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag ab. Dieser wird von der Form, Größe und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagkörner beeinflusst.

Die Festigkeit und Steifigkeit der Zuschlagkörner ist bei normalfesten Betonen erheblich größer als die der Zementsteinmatrix. Dies führt dazu, dass auch bei einem makroskopisch homogenen Spannungszustand innerhalb des Korngefüges eine ungleichförmige Spannungsverteilung auftritt. Daraus resultieren Mikrorisse im Beton, bereits bei Spannungen deutlich unterhalb der Festigkeit des Betons. Diese Mikrorisse sind zunächst gleichmäßig verteilt. Mit zunehmender Last bzw. mit ansteigenden Spannungen kommt es in einer so genannten Rissprozesszone, einem räumlich begrenzten Bereich, zu einer Vereinigung der Mikrorisse zu einem einheitlich gerichteten Makroriss und damit zu einem Bruch des Betonkörpers.

Allgemein kann das Last-Verformungsverhalten des Betons bis kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit als nahezu linear-elastisch betrachtet werden. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit, und der dabei auftretenden Rissbildung, nimmt die übertragbare Spannung mit weiter ansteigender Dehnung stark ab. Der Verlauf dieser Entfestigung ist nichtlinear. Dass bei entstehendem Riss zunächst noch eine Spannungsübertragung über die Rissufer möglich ist, kann auf die Kornverzahnung der rauen Rissoberflächen zurückgeführt werden.

Da die Lasteinleitungsfläche von Befestigungen im Vergleich zur Größe des Betonkörpers sehr klein ist (Teilflächenbelastung), treten lokal sehr große Verformungs- und Spannungsgradienten auf. Die bei Höchstlast übertragbare Zugspannung variiert daher entlang der Bruchfläche. In Teilbereichen der Bruchfläche ist die Zugfestigkeit bereits überschritten und die übertragbare Spannung ergibt sich aus dem nichtlinearen Verlauf der Entfestigung. Dies führt dazu, dass das Tragverhalten von Befestigungen nur unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens des Betons mit zufrieden stellender Genauigkeit beschrieben werden kann.

Aus dem Tragprinzip von Stahlbetonbauteilen ergibt sich, dass im Zugbereich Risse auftreten (können). Denn erst durch die Rissbildung wird die Bewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte aktiviert. Durch den Bewehrungsgrad und durch den Stabdurchmesser lässt sich die Breite der auftretenden Risse steuern.

Es hat sich gezeigt, dass sich die Tragfähigkeit von Befestigungen deutlich vermindern kann, wenn ein Riss in der Nähe oder gar durch die Achse eines Befestigungsmittels verläuft. Die Auswirkung auf die Tragfähigkeit hängt von der Breite des Risses oder der Risse ab, und kann je nach Befestigungssystem sehr unterschiedlich ausfallen. Während bei formschlüssigen Befestigungselementen in aller Regel auch im gerissenen Beton, zwar bei verminderten Höchstlasten, ein definierbares Tragverhalten vorhanden ist, können bei konventionellen Verbunddübeln und bei Metallspreizdübeln die Höchstlasten sehr stark streuen und bis zu einen sehr geringen Teil ihrer Tragfähigkeit im ungerissenen Beton absinken. Bei reibschlüssigen Befestigungsmitteln hängt die Tragfähigkeit im gerissenen Beton sehr stark von ihrer Konstruktion ab.

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Riss durch die Achse eines Befestigungsmittels verläuft, ist relativ groß: Zum einen durch die Kerbwirkung des Bohrlochs und zum anderen, da durch die von der Befestigung konzentriert eingeleitete Last Zugspannungen im Beton hervorgerufen werden. Die Industrie hat darauf reagiert, und risstaugliche Befestigungssysteme, wie z. B. Verbundspreizdübel, entwickelt. Bei Metallspreizdübeln wird die Eignung für gerissenen Beton durch die Möglichkeit zum „Nachspreizen“ realisiert.

2.3.1 Modelle zur Beschreibung des Bruchprozesses

Bei Auftreten einer Dehnungsgradienten können im Beton Zugspannungen auftreten, die die (einachsige) Zugfestigkeit deutlich übersteigen. Zudem tritt das Versagen nicht mit beginnender Rissbildung ein, sondern erst wenn eine kritische Risslänge erreicht ist. Das Last-Verformungsverhalten kann daher nicht durch vergleichsweise einfache Materialmodelle, wie die Elastizitätstheorie oder Plastizitätstheorie beschrieben werden. Daher wurden andere Modelle entwickelt, die das Materialverhalten besser beschreiben.

Eines dieser Modelle geht von einer repräsentativen Volumeneinheit (RVE, z. B. *Eibl/Iványi (1976)*) als Kontinuum aus, in der von einem linear-elastischen Materialverhalten ausgegangen werden kann. Der Bruch tritt dann ein, wenn die über dieses Volumen gemittelte Zugspannung eine Grenzspannung, d. h. die Zugfestigkeit, erreicht. Die Größe dieser Volumeneinheit wird im Allgemeinen als von dem Durch-

messer des Größtkorns abhängig angesehen. Sie ist unabhängig von den Bauteilabmessungen.

Weitere Modelle beruhen auf der Bruchmechanik. In der Bruchmechanik wird als Versagenskriterium kein Spannungskriterium sondern ein Energiekriterium angewendet. Es wird davon ausgegangen, dass Versagen eintritt, wenn die gespeicherte Verformungsenergie größer ist als die zur Bildung des Risses erforderliche Oberflächenenergie. Es ist dabei zwischen der linearen und der nichtlinearen Bruchmechanik zu unterscheiden. Bei der linearen Bruchmechanik wird von einem spannungsfreien Riss ausgegangen, an dessen Spitze eine Rissprozesszone vorhanden ist, deren Abmessung sehr klein im Vergleich mit der Abmessung der Rissoberfläche ist. Im Bereich der Rissprozesszone gilt ein nichtlineares Werkstoffgesetz.

Die nichtlineare Bruchmechanik beruht dagegen auf der Annahme, dass der Bildung eines sichtbaren (Makro-) Risses eine Mikrorissbildung vorausgeht und sich eine ausgeprägte Rissprozesszone mit nichtlinearem Werkstoffverhalten ausbildet.

Auf der Grundlage der nichtlinearen Bruchmechanik wurden als Modelle für zugbeanspruchten Beton beispielsweise das Modell des fiktiven Risses von *Hillerborg (1983)* und die Rissbandmethode von *Bažant/Oh (1983)* entwickelt. Ersteres Modell unterstellt, dass bis zum Erreichen der Zugfestigkeit keine Risse auftreten. Nach Überschreiten der Zugfestigkeit bilden sich Mikrorisse. Diese werden zu einer Rissprozesszone mit einem fiktiven Riss zusammengefasst. Innerhalb der Rissprozesszone können Zugspannungen senkrecht zu Riss übertragen werden, ihre Höhe nimmt jedoch mit zunehmender Verformung ab. Ab einer bestimmten Verformung ist ein „echter“ Riss vorhanden, und eine Spannungsübertragung ist nicht mehr möglich. Nur innerhalb der Rissprozesszone wird ein nichtlineares Materialverhalten angesetzt.

Bei der Rissbandmethode entspricht die Rissprozesszone einem Rissband mit festen Abmessungen. Innerhalb des Rissbandes werden sämtliche Rissbildungsprozesse zusammengefasst. Die mit steigender Beanspruchung zunehmende Rissdehnung wird über die Breite des Rissbandes „verschmiert“. Das Verhalten innerhalb des Rissbandes wird über ein Spannungs-Dehnungsverhalten mit vollständigem Verlauf vor und nach Überschreiten der Zugfestigkeit berücksichtigt.

Zur Beschreibung des Verhaltens von Beton unter Zugbeanspruchung mit Modellen beruhend auf der Bruchmechanik wird der vollständige Spannungs-Dehnungs-Verlauf mit den Materialkenngrößen E-Modul, Zugfestigkeit und Bruchenergie benötigt. Dieser kann in einem verformungsgesteuerten Zugversuch ermittelt werden.

2.4 Versagensmodi

Alle zuvor genannten Befestigungselemente sind in der Lage an der Befestigung angreifende Zug- und Querkraftkräfte in den Beton einzuleiten. Die maximale Höhe dieser Kräfte ist durch das Eintreten eines Versagens entweder des Befestigungsmittels selbst oder des Ankergrundes Beton begrenzt. Im Fall einer Zugbelastung kann das Befestigungsmittel durch Herausziehen oder durch Stahlbruch versagen. Die

möglichen Versagensarten des Ankergrundes Beton sind für das Beispiel eines Einzeldübels am Rand in Abbildung 2.2 dargestellt. Der Beton versagt entweder durch die Bildung eines kegelförmigen Ausbruchkörpers (Abbildung 2.2a), durch die Bildung von Spaltrissen (Abbildung 2.2b) oder durch einen lokalen Betonausbruch zur Seitenfläche hin (Abbildung 2.2c). Ein Versagen infolge Spalten des Betons oder lokalen Betonausbruch tritt vornehmlich bei Befestigungen auf, die nahe an einem oder mehreren Bauteilrändern positioniert sind. Eine geringe Bauteildicke erhöht dabei die Wahrscheinlichkeit eines Spaltversagens. Das Spaltversagen zeichnet sich durch Risse aus, die durch die Dübelachse zu dem Bauteilrand oder den Rändern verlaufen und in dessen Folge der Dübel herausgezogen oder ein Bruchkörper „weggesprengt“ wird.

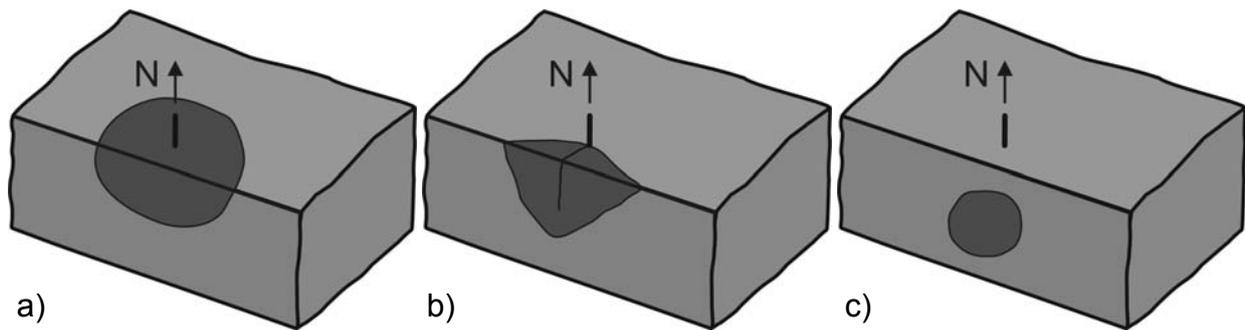


Abbildung 2.2: Einzeldübel am Rand, Versagen infolge a) Betonausbruch, b) Spalten und c) lokaler seitlicher Betonausbruch

Die Bildung von Spaltrissen kann nicht nur infolge der am Befestigungsmittel angreifenden Zuglast sondern auch bereits bei der Montage, d. h. beim Vorspannen des Befestigungsmittels, auftreten. Bei der Montage einer Befestigung wird das Befestigungsmittel in aller Regel vorgespannt: Zum einen um das Anbauteil gegen den Ankergrund zu pressen, damit dies sicher fixiert wird, und zum anderen ist die Vorspannung bei einigen Befestigungsmitteln, wie Metallspreizdübeln, notwendig, um deren Funktion sicherzustellen. Zur Kontrolle der Höhe der Vorspannkraft wird in den jeweiligen bauaufsichtlichen Zulassungen die Höhe des Drehmomentes angegeben, mit dem das Befestigungsmittel montiert werden soll. Dabei steigt die Höhe des Drehmomentes mit der Dübelgröße an. Zwischen aufgebrachten Drehmoment und Vorspannkraft im Dübel besteht ein Zusammenhang. Dieser wird durch die Reibungsverhältnisse zwischen den Gewindeflanken von Ankerstange bzw. Bolzen und Mutter sowie zwischen Mutter und Mutterauflage bestimmt.

Die Vorspannung erzeugt auch im als Ankergrund dienenden Betonkörper Spannungen. Bei Befestigungen nahe am Bauteilrand kann es infolge dieser Spannungen zur Bildung von Spaltrissen kommen. Um dies zu vermeiden, müssen minimale Rand- und Achsabstände eingehalten werden.

Bei wegkontrolliert spreizenden Metalleidübeln (Einschlagdübeln) findet bei der Montage eine definierte Spreizung statt. In deren Folge wirkt eine bestimmte Spreizkraft, deren Höhe unabhängig von der am Dübel angreifenden Zugkraft ist. Im Hinblick auf ein Spaltversagen treten daher die höchsten Spannungen im Beton bereits bei der Montage auf.

2.4.1 Betonausbruch

Bei einem Betonausbruch bildet sich vom Ende der Verankerungstiefe h_{ef} des Befestigungselements her ein kegelförmiger Bruchkörper aus (Abbildung 2.3a). Der Winkel des Bruchkegels variiert in Versuchen immer etwas über die Verankerungstiefe und über den Umfang. Der mittlere Neigungswinkel beträgt gegenüber der Horizontalen ungefähr 35° . Gemäß *Zhao (1994)* steigt er mit zunehmender Verankerungstiefe etwas an. Die Bruchfläche eines Einzeldübels ohne Einfluss von Bauteilrändern ist die Mantelfläche des kegelförmigen Ausbruchkörpers.

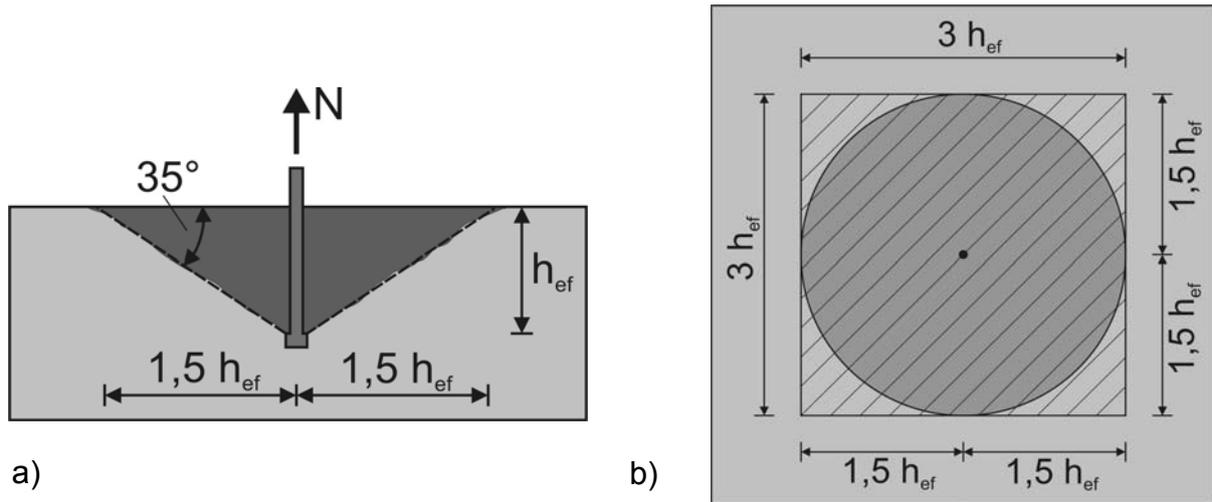


Abbildung 2.3: Betonausbruch: a) Schnitt Bruchkegel und b) Draufsicht mit projizierter Bruchfläche

2.4.1.1 Höchstlast bei kegelförmigem Betonausbruch

Wenn man unterstellt, dass der Neigungswinkel des Ausbruchkegels unabhängig von der Verankerungstiefe ist, so wächst die Bruchfläche mit dem Quadrat der Verankerungstiefe an. Sowohl experimentelle (z. B. *Bode/Hanenkamp (1985)*) als auch numerische Untersuchungen (*Ožbolt (1995)*) zeigen, dass die Höchstlast jedoch nicht proportional zur Größe der Bruchfläche ansteigt.

Nach *Eligehausen/Mallée (2000)* ergibt sich die mittlere Höchstlast zu:

$$N_{u,c}^0 = k_1 \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot k_2 \cdot h_{ef}^2 \cdot \frac{k_3}{h_{ef}^{0,5}} \quad [\text{N}] \quad (2.1)$$

Die Gleichung teilt sich auf in Anteile zur Berücksichtigung der Betonzugtragfähigkeit, der Größe der Bruchfläche und eines Maßstabseinflusses. Der angesetzte Maßstabseinfluss ist der größtmögliche Maßstabseinfluss nach der linearen Bruchmechanik (*Bazant (1984)*). Der Maßstabseinfluss gibt an, dass die maximale über die Bruchoberfläche gemittelte Zugspannung mit zunehmender Größe der Bruchoberfläche abnimmt. Dies ist immer dann der Fall, wenn die Zugspannungen im Beton einen hohen Gradienten aufweisen. Dass dies beim kegelförmigen Betonausbruch der Fall ist, zeigen Untersuchungen von *Sawade (1994)*. Der Maßstabseinfluss bewirkt, dass die Höchstlast unterproportional zur Bruchfläche ansteigt.

Gleichung 2.1 lässt sich folgendermaßen vereinfachen:

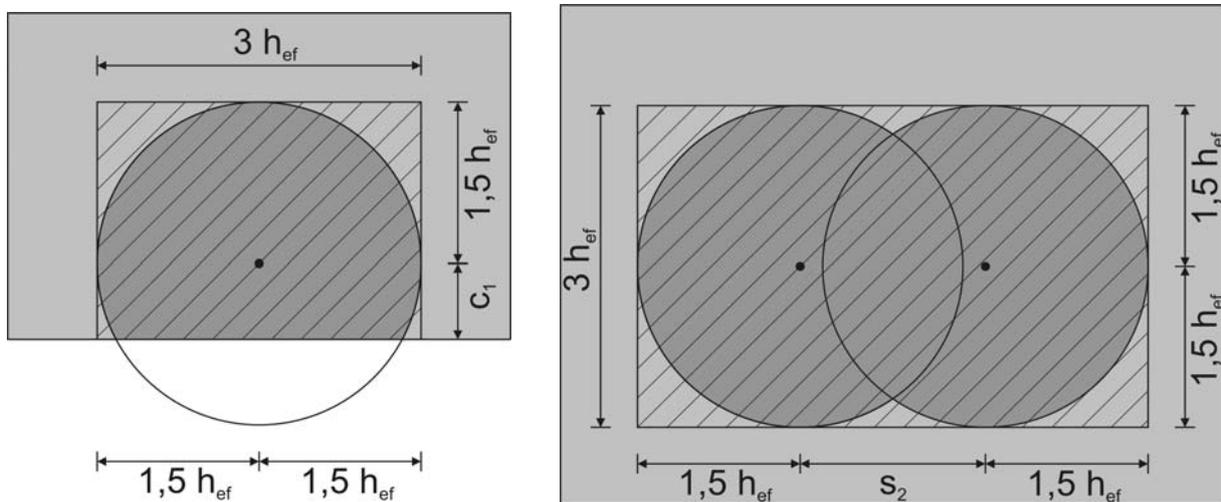
$$N_{u,c}^0 = k \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad (2.2)$$

mit $k = 15,5$ für Kopfbolzen (*Eligehausen et al. (1992)*)

$k = 13,5$ für Metalle Dübel (*Fuchs/Eligehausen/Breen (1995)*)

Der konstante Faktor in Gleichung 2.2 wurde von *Eligehausen et al. (1992)* anhand von Versuchsergebnissen mit Kopfbolzen empirisch ermittelt. Auswertungen von Versuchen mit Metallspreizdübeln und Hinterschnittdübeln (*Fuchs/Eligehausen/Breen (1995)*) zeigen, dass deren Höchstlasten ungefähr 15 % geringer sind als die von Kopfbolzen. Dies wird mit der bei Metalle Dübeln höheren Beanspruchung des Betons im Lasteinleitungsbereich begründet.

Liegt gerissener Beton vor, erhält man prinzipiell den gleichen Ausbruchkörper wie im ungerissenen Beton. Er wird jedoch durch den Riss geteilt. Allerdings verringern sich die Höchstlasten im gerissenen Beton; und zwar umso stärker je breiter der Riss im Bereich der Befestigung ist. Bei einer Rissbreite bis 0,4 mm, die im Stahlbetonbau maximal als Rissbreite akzeptiert wird, betragen die Höchstlasten ungefähr 70 % des Wertes im ungerissenen Beton (*Eligehausen/Balogh (1995)*). Die Verringerung der Höchstlasten lässt sich dadurch erklären, dass sich infolge des Risses kein rotations-symmetrischer Spannungszustand ausbilden kann. Folglich sind die Spannungen nicht gleichmäßig über den Umfang der Kegelmantelfläche verteilt und sie erreichen daher in einigen Bereichen höhere Werte als im ungerissenen Beton.



$$a) A_{c,N} = (c_1 + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot 3 \cdot h_{ef}$$

$$b) A_{c,N} = (s_2 + 2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot 3 \cdot h_{ef}$$

Abbildung 2.4: Projizierte Bruchflächen, a) Einzeldübel am Rand und b) 2 benachbarte Dübel

Bei einem Neigungswinkel von 35° beträgt der Radius des Bruchkörpers auf der Bauteiloberfläche etwa das 1,5-fache der Verankerungstiefe. Die zuvor angegebenen Höchstlasten werden nur erreicht, sofern sich der Bruchkegel vollständig ausbilden kann. Beträgt der Abstand des Befestigungsmittels zu einem Bauteilrand weniger als die 1,5-fache Verankerungstiefe (Abbildung 2.4a) oder überschneiden sich die

Bruchkegel mehrerer dicht beieinander angeordneter Befestigungsmittel (Abbildung 2.4b), so verringert sich die Höchstlast des einzelnen Befestigungsmittels.

Um den geometrischen Einfluss von Achs- und Randabständen zu berücksichtigen wurde von *Fuchs/Elgehausen (1995)* das CC-Verfahren (Concrete-Capacity-Verfahren) vorgeschlagen. Bei diesem wird die Bruchfläche des Einzeldübels auf die Bauteiloberseite projiziert und durch ein Quadrat mit der dreifachen Verankerungstiefe als Kantenlänge idealisiert (Abbildung 2.3b). Die Bruchfläche des zu berechnenden Anwendungsfalles wird ebenfalls auf die Bauteiloberseite projiziert und durch ein Rechteck idealisiert (Abbildung 2.4). Die Höchstlast des jeweiligen Anwendungsfalles ergibt sich dann aus dem Verhältnis der beiden projizierten Bruchflächen.

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \quad (2.3)$$

Da sich bei einer randnahen Befestigung kein rotationssymmetrischer Spannungszustand ausbilden kann, kommt es zu einer weiteren Verringerung der Höchstlast. Dies wird durch den Faktor $\Psi_{s,N}$ (Gleichung 2.4) berücksichtigt. Bei einem theoretischen Randabstand von null beträgt dieser 0,7, was der Abminderung in gerissenem Beton entspricht. Er steigt linear mit dem Randabstand an, bis zu einem Wert Eins bei einem Randabstand entsprechend der 1,5-fachen Verankerungstiefe.

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad \text{mit: } c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \quad (2.4)$$

Auch bei Verbunddübeln kann das Versagen durch einen kegelförmigen Betonausbruch eintreten. Gemäß den Untersuchungsergebnissen von *Appl (2009)* kann die Betonausbruchlast von Verbunddübeln ebenfalls nach Gleichung 2.2, mit dem Faktor k für Metalldübel, berechnet werden. Voraussetzung für Versagen durch Betonausbruch ist, dass die Verbundfestigkeit des Mörtels mindestens folgenden Wert erreicht:

$$\tau_{u,max} = 4,2 \cdot \frac{f_{cc}^{1/2} \cdot h_{ef}^{1/2}}{d} \quad (2.5)$$

Sofern die Verbundfestigkeit kleiner als $\tau_{u,max}$ ist, tritt das Versagen durch Herausziehen ein. Da Verbunddübel ihre Last nicht am Ende der Verankerungstiefe sondern entlang der Verankerungstiefe in den Ankergrund eintragen, kann auch ein kombiniertes Versagen auftreten: Oberflächennah entsteht ein kleiner Ausbruchkegel und im unteren Teil der Verankerungstiefe versagt der Verbundmörtel.

2.4.2 Spaltversagen

2.4.2.1 Entstehung von Spaltkräften

Die Ursache für Spaltrisse sowie für einen seitlichen Betonausbruch sind Spaltkräfte. Diese wirken radial umlaufend um das Befestigungsmittel und damit senkrecht zur angreifenden Zuglast. Ihre Höhe hängt neben der Art des Befestigungssystems von mehreren weiteren Parametern ab, jedoch steigt sie im Allgemeinen mit der an der Befestigung angreifenden Zugkraft an. Nähere Untersuchungen zu dem funktionalen

Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft folgen in den Abschnitten 4.4.1, 4.5.1 und 4.6.1.

Bei reibschlüssigen Dübelsystemen entstehen die Spaltkräfte durch die an der Bohrlochwand angreifenden Spreizkräfte (Abbildung 2.5a). Bei formschlüssigen Systemen erfährt der Beton im Bereich der Lasteinleitungsfläche sehr hohe Pressungen. Infolge dessen hat der Beton im Bereich der Lasteinleitung das Bestreben sich in die beiden anderen Raumrichtungen auszudehnen. Diese Ausdehnung wird jedoch durch den umgebenden Beton behindert. Dies ruft Querdruck hervor, der sodann als Spaltkraft wirkt (Abbildung 2.5b). Bei Verbunddübeln entstehen die Spaltkräfte auf ähnliche Weise. Auch hier wird der Beton infolge der Lasteinleitung „zusammengedrückt“, so dass wiederum Querdruck entsteht. Tendenziell sind die Spaltkräfte bei denjenigen Systemen größer, bei denen die Spaltkräfte direkt durch Spreizkräfte hervorgerufen werden, als bei Systemen wo die Spaltkräfte indirekt durch Querdruck entstehen.

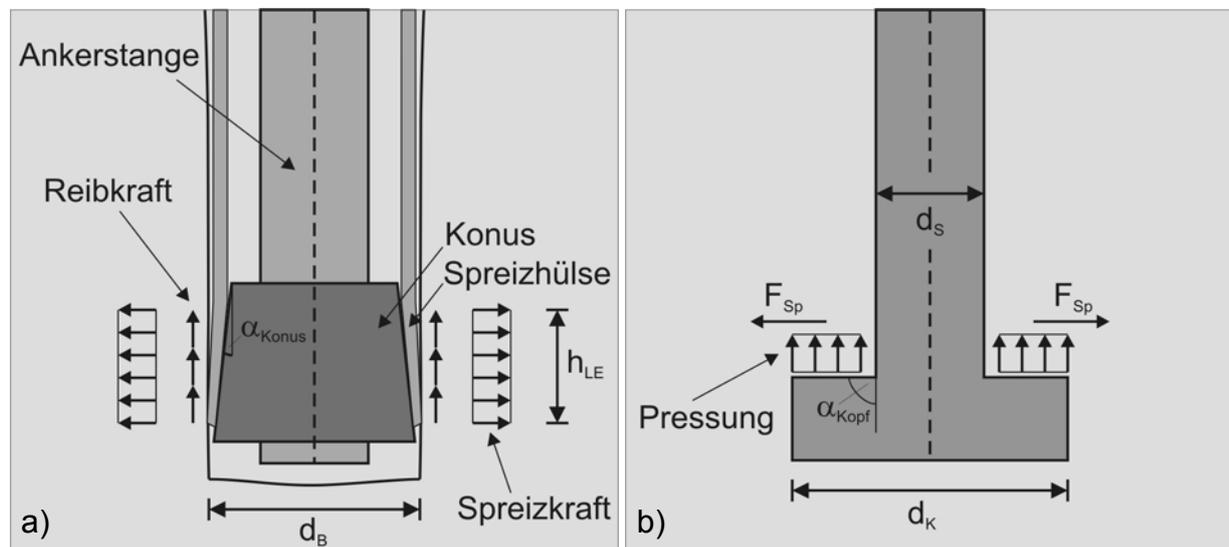


Abbildung 2.5: Geometrie und Kräfte im Lasteinleitungsbereich von a) reibschlüssigen Befestigungsmitteln und b) formschlüssigen Befestigungsmitteln

2.4.2.2 Spaltkräfte bei reibschlüssigen Befestigungsmitteln

Damit die an einem reibschlüssigen Befestigungsmittel angreifende Zugkraft in den Ankergrund übertragen werden kann, ist es Voraussetzung, dass die Kraft aus der Haftreibung zwischen der Spreizhülse des Dübels und der Bohrlochwand mindestens so groß ist wie die angreifende Zugkraft. Damit dies gewährleistet wird, muss die Spreizkraft des Dübels eine ausreichende Größe erreichen.

Nach Mayer (1991) hängt die mit der Vorspannkraft bzw. mit der angreifenden Zugkraft ansteigende Spreizkraft von dem Konuswinkel α_{Konus} und dem Koeffizienten für die Gleitreibung ϕ_{KH} zwischen Konus und Spreizhülse ab. Als Spreizkraft wird die über die Lasteinleitungsfläche integrierte Pressung bezeichnet. Die Spaltkraft (Gleichung 2.6) ist der Anteil der Spreizkraft, der in eine bestimmte Richtung wirkt. Wenn

man unterstellt, dass die Pressung über den Umfang konstant ist, ist die Spaltkraft für alle Richtungen gleich groß.

$$F_{Sp} = \frac{F_{Zug}}{\pi \cdot \tan(\alpha_{Konus} + \phi_{KH})} \quad (2.6)$$

Sofern die Gleitreibung zwischen Konus und Spreizhülse während des Hineinziehens des Konus in die Spreizhülse konstant bleibt, steigen Spreiz- und Spaltkraft proportional zur Zugkraft an.

Um die Höhe der Spreizkraft eines Metallspreizdübels, und damit den Reibungskoeffizienten zwischen Konus und Hülse, bestimmen zu können, hat *Mayer (1991)* die Funktionsersatzprüfung II (FEP II) entwickelt. Die Durchführung dieser Funktionsersatzprüfung wird in Abschnitt 3.2.11 näher beschrieben.

2.4.2.3 Spaltkräfte bei formschlüssigen Befestigungsmitteln

Bezüglich der Umsetzung der Zugkraft formschlüssiger Befestigungsmittel in eine Spaltkraft gibt es verschiedene Modelle. Alle Modelle haben gemeinsam, dass das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft mit zunehmender Zugkraft ansteigt; ebenso steigt es bei einer kleiner werdenden Lasteinleitungsfläche A_{LE} an. Nachfolgend werden drei Modelle kurz vorgestellt.

Untersuchungen *Furche/Eligehausen (1991)*

In *Furche/Eligehausen (1991)* sind experimentelle Untersuchungen zum seitlichen Betonausbruch von randnahen Kopfbolzen beschrieben. Es wurden der Randabstand und der Kopfdurchmesser variiert. Gemessen wurde die maximale Zuglast am Kopfbolzen. Die Höhe der Spaltkraft entspricht der Kraft, die notwendig ist, um den seitlichen Betonausbruch zu erzeugen. Diese kann man aus Gleichung 2.2 berechnen, wenn man als Verankerungstiefe den Randabstand einsetzt. *Furche/Eligehausen (1991)* bestimmen so die jeweiligen Spaltkräfte und ermitteln daraus folgenden Zusammenhang zwischen der Spaltkraft und der am Kopfbolzen angreifenden Zugkraft:

$$\frac{F_{Sp}}{F_{Zug}} = 0,12 \cdot \left(\frac{F_{Zug}}{A_{LE} \cdot f_{cc}} \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

Gemäß dem Modell steigt das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft mit der Wurzel aus dem Quotienten Pressung (Zugkraft durch Lasteinleitungsfläche) zu Betondruckfestigkeit an. Bei den Versuchen wurde die Betondruckfestigkeit jedoch nicht variiert und der unterstellte Einfluss damit nicht nachgewiesen.

Untersuchungen *Asmus (1999)*

Um den Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft weitergehend zu untersuchen führte *Asmus (1999)* so genannte Funktionsersatzprüfungen II mit Kopfbolzen durch. Bei den FEP II-Versuchen wird die Spaltkraft in Abhängigkeit von der am Befestigungsmittel angreifenden Zugkraft gemessen.

Er variierte den Schaft- und Kopfdurchmesser, den Winkel zwischen Schaft und Lasteinleitungsfläche sowie die Betondruckfestigkeit. Er kommt zu dem Ergebnis, dass die Betondruckfestigkeit keinen Einfluss auf das Umsetzungsverhältnis hat. Der Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche und der Zugkraft ist gemäß seiner Auswertung so wie bei *Furche/Eligehausen (1991)* und wird daher in seinem Modell in gleicher Weise berücksichtigt. Ferner berücksichtigt *Asmus (1999)* durch den Faktor k_α den Lasteinleitungswinkel:

$$\frac{F_{Sp}}{F_{Zug}} = \frac{0,0261}{k_\alpha} \cdot \left(\frac{F_{Zug}}{A_{LE}} \right)^{1/2} \quad (2.8)$$

$$\text{mit } k_\alpha = 0,51 \cdot \tan(\alpha_{Kopf} + 36^\circ) \quad \text{für } \alpha_{Kopf} < 27^\circ \quad (2.8a)$$

$$k_\alpha = 1 \quad \text{für } \alpha_{Kopf} \geq 27^\circ$$

Untersuchungen *Hofmann (2005)*

Hofmann (2005) wertet die Versuchsergebnisse von *Furche/Eligehausen (1991)* und *Asmus (1999)* gemeinsam mit Ergebnissen zum seitlichen Betonausbruch von *DeVries (1996)* aus (Abbildung 2.6). Dessen Untersuchungen zu Verankerungen mit Bewehrungsstäben mit aufgestauchtem Kopf beinhalten auch Versuche mit Stäben mit glattem Schaft, die mit einem Kopfbolzen vergleichbar sind. Es ist jedoch anzumerken, dass bei ihm der Kopf rechteckig und nicht wie bei *Furche/Eligehausen (1991)* und *Asmus (1999)* rund ist.

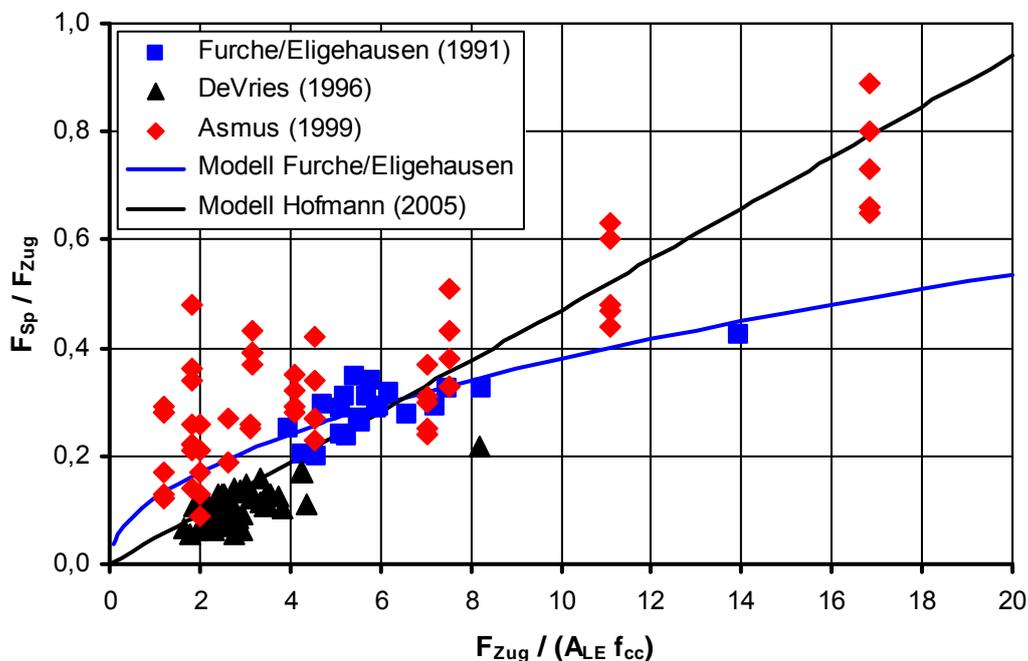


Abbildung 2.6: Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft aus Versuchen

Das auf seiner Auswertung beruhende Modell gibt an, dass das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft linear mit dem Quotienten Pressung durch Betondruckfestigkeit ansteigt:

$$\frac{F_{Sp}}{F_{Zug}} = 0,047 \cdot \frac{F_{Zug}}{A_{LE} \cdot f_{cc}} < 1,0 \quad (2.9)$$

Nach dem Modell von *Hofmann (2005)* haben die Einflussgrößen Zugkraft, Lasteinleitungsfläche und Betondruckfestigkeit einen größeren Einfluss auf das Verhältnis Spalt- zu Zugkraft als in den Modellen von *Asmus (1999)* und *Furche/Eligehausen (1991)*.

2.4.2.4 Untersuchungen zur Teilflächenbelastung

Die Lasteinleitungsfläche eines Befestigungsmittels ist im Allgemeinen sehr viel kleiner als die Abmessungen des Bauteils, in dem es verankert wird. Es handelt sich dementsprechend um eine Teilflächenbelastung. Eine Reihe von Autoren hat sich in der Vergangenheit mit dem Verhalten von Beton unter einer (extremen) Teilflächenbelastung beschäftigt. An dieser Stelle werden nur die Untersuchungsergebnisse von *Lieberum (1987)* vorgestellt, da die von ihm untersuchten Verhältnisse von lastaufnehmender Fläche zu belasteter Fläche den Verhältnissen bei Befestigungsmitteln am nächsten kommen. Eine detaillierte Übersicht über die Ergebnisse weiterer Autoren enthält *Asmus (1999)*.

Lieberum (1987) führte seine Versuche an Betonzylindern ($d = 400 \text{ mm}$, $h = 450 \text{ mm}$) durch. Die Belastung wurde über kreisförmige Stahlstempel aufgebracht, deren Durchmesser variiert wurde (Abbildung 2.7a). Das Versagen erfolgte durch Spalten der Probekörper. Er gibt an, dass im Hinblick auf Spaltversagen maximal folgende Spannung aufgebracht werden kann:

$$\sigma_{u,sp} = 4,65 \cdot \left(\frac{A_0}{A_1} \right)^{1/2} \cdot f_{cc}^{1/2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (2.10)$$

Die maximal übertragbare Spannung steigt also mit der Wurzel des Verhältnisses lastaufnehmender zu belasteter Fläche an (Abbildung 2.7b). Bei konstanter lastaufnehmender Fläche steigt damit die maximal aufbringbare Last mit der Wurzel der Größe der belasteten Fläche an. Auch andere Autoren kommen zu dem Ergebnis, dass die Bruchspannung unterproportional, in etwa mit der Wurzelfunktion, mit dem Flächenverhältnis von lastaufnehmender zu belasteter Fläche ansteigt. Hinsichtlich des Einflusses der Betondruckfestigkeit gibt es jedoch gewisse Differenzen zwischen den verschiedenen Autoren. Bei einigen steigt die Bruchspannung stärker mit der Betondruckfestigkeit an als bei *Lieberum (1987)*.

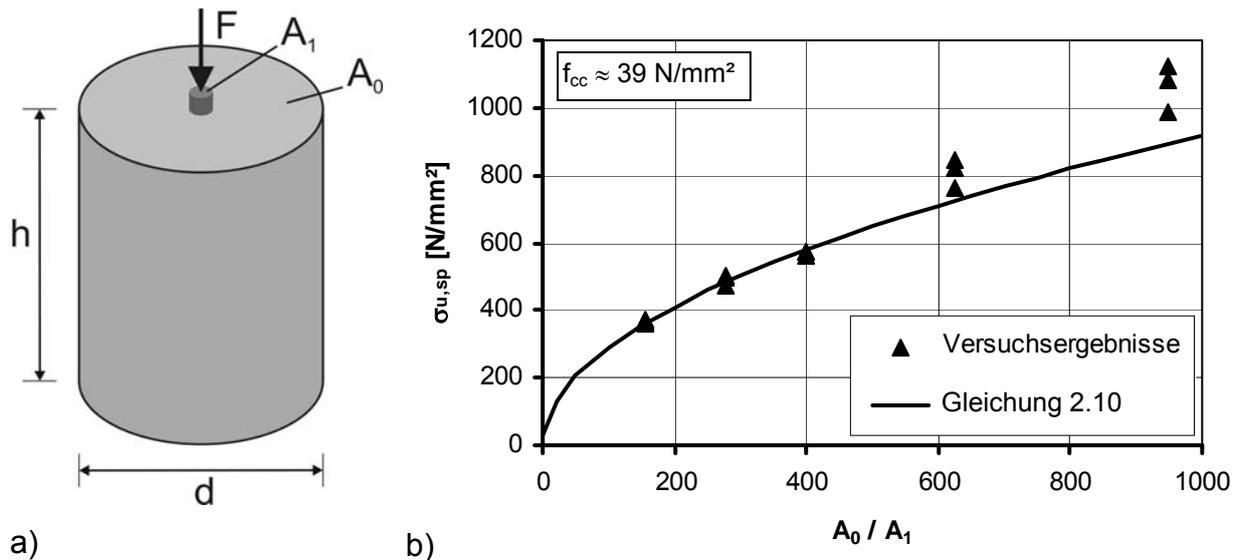


Abbildung 2.7: Teilflächenbelastung: a) Versuchskörper und b) Versuchsergebnisse *Lieberum (1987)*

2.4.2.5 Untersuchungen zu Innendruck

Bei Metallspreizdübeln wird eine Spreizhülse gegen die Bohrlochwandung gepresst. Es entstehen also Druckspannungen in radialer Richtung. Dies ist vergleichbar mit einem Innendruck, der in einer zylindrischen Aussparung wirkt. Eine Reihe von Autoren hat das Tragverhalten von Hohlzylindern aus Beton untersucht, die durch einen Innendruck belastet sind und infolge dessen durch Spalten versagen. Eine Übersicht über die experimentellen Untersuchungen verschiedener Autoren enthält *Asmus (1999)*.

Pukl et al. (1992) führten numerische Studien an Betonhohlzylindern mit Innendruck durch. Sie verwenden dazu ein Finite-Element-Programm, das auf dem Microplane-Materialmodell (s. a. Abschnitt 3.3.1.1) beruht. Sie variierten den Außendurchmesser der Hohlzylinder und konnten zeigen, dass die numerisch erlangten Ergebnisse das in Versuchen beobachtete Verhalten in realistischer Weise wiedergeben. Mit dem Ziel, das Verhalten von Befestigungen bei Spaltversagen zu untersuchen, wurde in *Pukl et al. (1993/1)* in einem Betonzylinder nur über einen Teil der Höhe, die der Verankerungstiefe eines Befestigungsmittels entspricht, eine zylindrische Aussparung modelliert. Der Innendruck wurde auch nur über einem Teil der Höhe der zylindrischen Aussparung aufgebracht, die der Lasteinleitungsfläche eines Befestigungsmittels entspricht. In einem weiteren Schritt wurde in *Pukl et al. (1993/2)* statt eines Zylinders ein Plattenstreifen modelliert. Zusätzlich zum Innendruck wurde auch in Achsrichtung der zylindrischen Aussparung eine Last aufgebracht, welche der über das Befestigungsmittel eingeleiteten Zugkraft entsprechen soll. In den Untersuchungen wurde der Durchmesser des Zylinders bzw. die Breite des Plattenstreifens, die Bauteilhöhe und die Verankerungstiefe variiert.

Die wesentlichen Ergebnisse der zuvor beschriebenen Untersuchungen sind:

- Die Spaltbruchlast steigt mit zunehmendem Zylinderdurchmesser bzw. zunehmender Bauteilbreite ungefähr mit einem Exponenten von 0,6 an, sofern alle anderen Parameter konstant gehalten werden.
- Die Spaltbruchlast steigt bis zu einer Bauteilhöhe von ungefähr der zweifachen Verankerungstiefe an, bei einer weiteren Vergrößerung der Bauteilhöhe bleibt sie konstant.
- Wird die Lasteinleitungsfläche proportional zu den Bauteilabmessungen skaliert, so steigt auch die Spaltbruchlast proportional zu den Bauteilabmessungen an. Es ist also kein Maßstabseinfluss zu beobachten.

Auch *Ožbolt/Asmus/Jebara (1997)* führten numerische Studien mit Innendruck, unter Verwendung des FE-Programms MASA (s. a. Abschnitt 3.3.1), durch. Sie modellierten einen Plattenstreifen (Abbildung 2.8a) und variierten dessen Breite und Höhe. Außerdem variierten sie die Verankerungstiefe sowie die Höhe und den Durchmesser der Lasteinleitungsfläche. Auch bei ihnen zeigt sich, dass die Spaltbruchlast proportional zu den Bauteilabmessungen und damit zur Bruchfläche ansteigt, sofern die Bauteilabmessungen und zugleich die Größe der Lasteinleitungsfläche mit der Verankerungstiefe skaliert wird (Abbildung 2.8b). Bleibt die Größe der Lasteinleitungsfläche jedoch konstant, dann steigt die Spaltbruchlast nur mit einer Potenz von ungefähr $\frac{3}{4}$ zur Bruchfläche an.

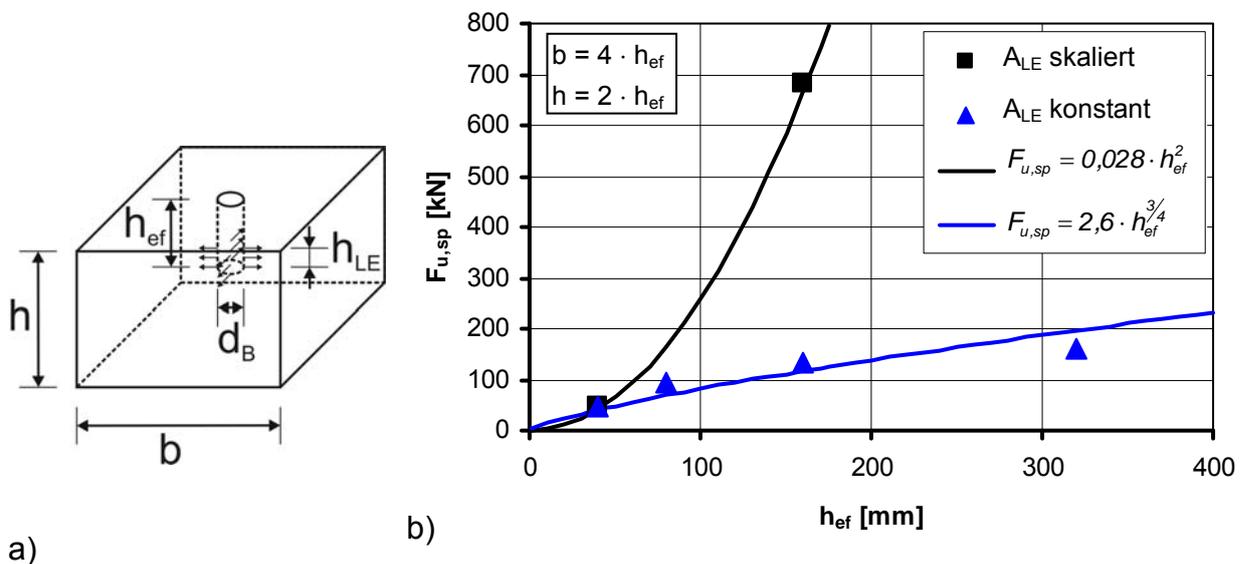


Abbildung 2.8: Plattenstreifen: a) Abmessungen und b) numerisch ermittelte Spaltbruchlasten

Außerdem konnten sie zeigen, dass bei einem Plattenstreifen die Spaltbruchlasten in gleicher Weise wie bei einer Teilflächenbelastung ansteigen (Abbildung 2.9a). Weiterhin untersuchten *Ožbolt/Asmus/Jebara (1997)* den Einfluss des Randabstandes auf die Spaltbruchlast eines einzelnen Dübels am Rand und in der Ecke. Die Spaltbruchlasten in der Ecke sind erwartungsgemäß etwas kleiner als die am Rand, nähern sich diesen jedoch mit zunehmendem Randabstand an (Abbildung 2.9b). Der Anstieg der Spaltbruchlasten am Rand kann mit einer Potenz von $1/3$ beschrieben werden, der der Spaltbruchlasten in der Ecke mit einer Potenz von $1/2$.

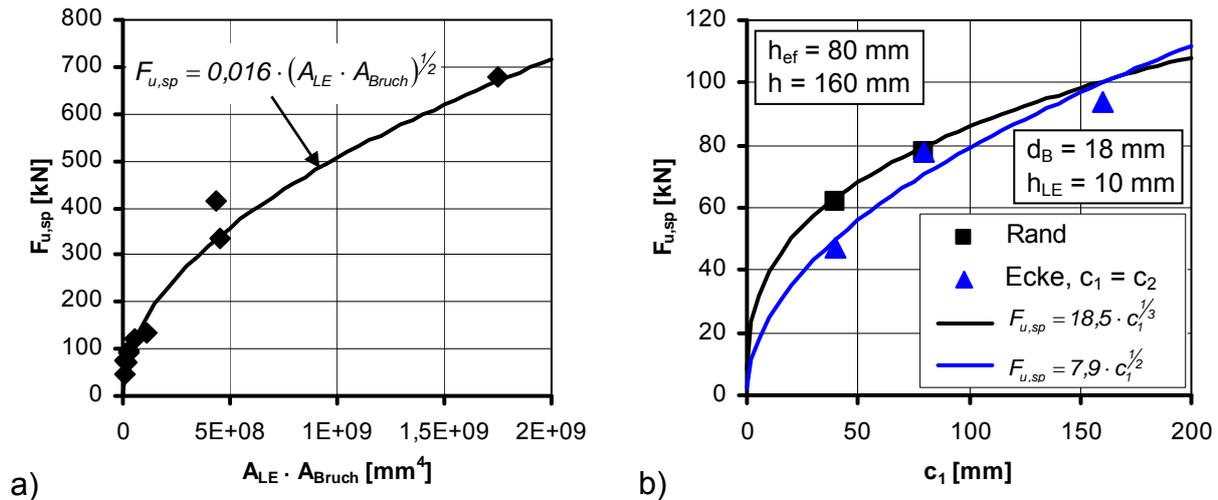


Abbildung 2.9: Numerisch ermittelte Spaltbruchlasten für a) Plattenstreifen und b) Rand und Ecke

2.4.2.6 Untersuchungen im Stahlbetonbau

Die im Stahlbetonbau verwendeten Bewehrungsstäbe werden überwiegend mit einer geringen Betondeckung eingebaut, um einen möglichst großen inneren Hebelarm zu erzielen. In Bereichen von Übergreifungsstößen und Verankerungen kann es dabei zu einem Spalten des Betons in Längsrichtung bzw. zu einem Absprengen der Betondeckung kommen. Es existieren Untersuchungen zahlreicher Autoren zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen. So gibt es beispielsweise von *Elgehausen (1979)* ein Berechnungsmodell, mit dem die maximale Stahlspannung von Übergreifungsstößen in Abhängigkeit der Parameter Übergreifungslänge, Stabdurchmesser, Betondeckung und Betondruckfestigkeit berechnet werden kann.

Für den nachträglichen Einbau von Bewehrungsstäben in bestehende Bauteile bieten verschiedene Hersteller Verbundmörtel an. Derartige Verbundmörtel werden zusammen mit einem Bewehrungsstab in ein Bohrloch eingebracht. Nach dem Erhärten verklebt der Verbundmörtel den Bewehrungsstab mit dem Beton. *Spieth (2002)* und *Simons (2007)* führten Untersuchungen zum Tragverhalten derartiger eingemörtelter Bewehrungsstäbe durch. Die Untersuchungen von *Spieth (2002)* zeigen, dass die verschiedenen auf dem Markt befindlichen Verbundmörtel unterschiedliche Verbundfestigkeiten aufweisen. Die Verbundfestigkeiten können sowohl höher als auch niedriger als die von einbetonierten Bewehrungsstäben sein. Im Falle einer geringen Betondeckung und Versagen durch Spalten verhalten sich eingemörtelte Bewehrungsstäbe vergleichbar wie einbetonierte Bewehrungsstäbe, sofern der Verbundmörtel ein ähnliches oder höherfestes Verbundverhalten gewährleistet wie einbetonierte Stäbe.

Für Verbunddübel werden vielfach dieselben Verbund- bzw. Injektionsmörtel wie für eingemörtelte Bewehrungsstäbe eingesetzt. Daher kann vermutet werden, dass das Tragverhalten von Verbunddübeln mit dem von (eingemörtelten) Bewehrungsstäben vergleichbar ist. Ein Unterschied ist jedoch, dass bei herkömmlichen Verbunddübeln

anstelle eines Bewehrungsstabes eine Gewindestange verwendet wird. Ein gewöhnlicher Bewehrungsstab besteht aus einem Stahlstab mit sichelförmigen, schräg zur Längsachse verlaufenden Rippen in bestimmten Abständen. Der Nenndurchmesser bezieht sich auf den Stahlstab ohne Rippen. Bei einer Gewindestange hingegen wird in einen Stahlstab mit Nenndurchmesser ein Gewinde geschnitten bzw. gerollt. Die schräg umlaufenden Flanken des Gewindes haben üblicherweise wesentlich geringere Abstände als die Rippen der Bewehrungsstäbe.

Mayer (2002) stellte Untersuchungen zum Einfluss der Profilierung, d. h. Rippenhöhe und Rippenabstand, der Bewehrungsstäbe auf ihre Spaltwirkung an. Seine Untersuchungen zeigen, dass die Spaltwirkung bei Rippen geringer Höhe und kleinem Abstand geringer ist als bei hohen Rippen und größeren Abständen. Es wirkt sich insbesondere günstig aus, wenn der Rippenabstand so klein ist, dass die Betonkonsolen zwischen den Rippen nicht keilförmig sondern auf ganzer Länge abscheren. Dies dürfte dazu führen, dass Verbunddübel ein etwas günstigeres Tragverhalten aufweisen als Bewehrungsstäbe mit üblicher Rippung.

2.4.2.7 Untersuchungen von Asmus

Die bislang umfassendste Arbeit zum Versagen von Befestigungen durch Spalten des Betons hat Asmus (1999) vorgelegt. Er untersuchte für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel das Verhalten am Bauteilrand, in der Ecke und in schmalen Bauteilen (Plattenstreifen). Er wertete zahlreiche eigene sowie Versuche anderer Autoren aus. Ein Schwerpunkt seiner Untersuchungen liegt bei Befestigungen in Plattenstreifen.

Er geht davon aus, dass das Versagen und die Höchstlasten von formschlüssigen Befestigungsmitteln mit dem bei (extremer) Teilflächenbelastung vergleichbar ist. Als Grundlage für seine Berechnungsgleichung nimmt er daher die Gleichung von Lieberum (1987) zur Teilflächenbelastung. Um den vorhandenen Einfluss der Bauteildicke zu berücksichtigen, ersetzt er jedoch die Bauteiloberfläche A_0 durch die Größe der Bruchfläche A_{Bruch} . Der Winkel der Lasteinleitungsfläche A_{LE} gegenüber der Achsrichtung wird durch den Faktor k_α (Gleichung 2.8a) berücksichtigt. Für Kopfbolzen berechnet sich die Höchstlast bei Spaltversagen nach folgender Gleichung:

$$N_{u,sp,KB} = 4,65 \cdot k_\alpha \cdot A_{LE}^{1/2} \cdot A_{Bruch}^{1/2} \cdot f_{cc}^{1/2} \quad [N] \quad (2.11)$$

Für Hinterschnittdübel ergibt sich die Spaltbruchlast nach Gleichung 2.12. Im Gegensatz zu Kopfbolzen kann bei Hinterschnittdübeln die Größe der Lasteinleitungsfläche nicht immer eindeutig bestimmt werden. Weiterhin findet bei einigen Hinterschnittdübeln unter Zuglast ein Einziehen des Konus in die Hülsensegmente statt, was dazu führt, dass ein teilweise reibschlüssiger Tragmechanismus vorliegt. Um diese produktabhängigen Eigenschaften zu berücksichtigen, führt Asmus (1999) einen Produktfaktor k_P ein. Dieser kann in Versuchen ermittelt werden.

$$N_{u,sp,HS} = 4,65 \cdot k_\alpha \cdot k_P \cdot A_{LE}^{1/2} \cdot A_{Bruch}^{1/2} \cdot f_{cc}^{1/2} \quad [N] \quad (2.12)$$

Die Bruchflächen für die unterschiedlichen Anwendungsfälle setzt Asmus (1999) gemäß Tabelle 2.3 an. Er geht von einem sich mit dem Randabstand ändernden

Bruchwinkel aus. Für den Einzeldübel am Rand setzt er bei Randabständen kleiner als 40 mm einen Bruchwinkel von 27° an. Im Bereich von Randabständen zwischen 40 mm und 160 mm steigt der Bruchwinkel auf 45° an und bleibt dann konstant. Für den Einzeldübel in der Ecke beträgt der Bruchwinkel 57° bis zu einem Randabstand von 40 mm. Er nimmt dann bis zu einem Randabstand von 160 mm auf 45° ab. Somit ist die Bruchfläche, und damit auch die Höchstlast, ab einem Randabstand von 160 mm für Rand und Ecke identisch.

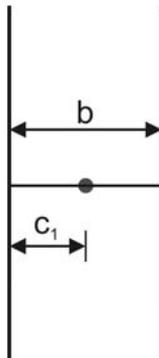
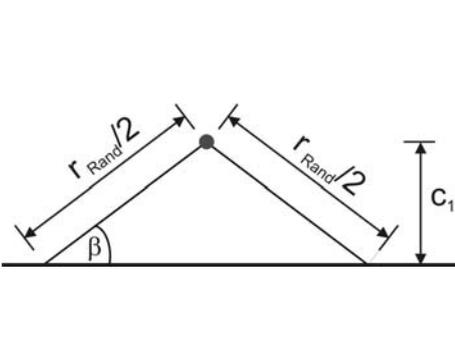
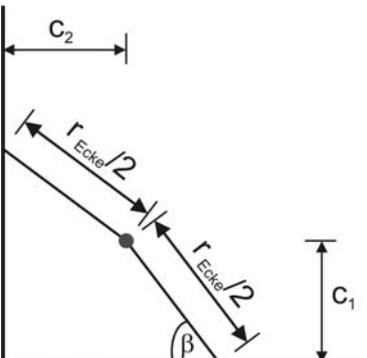
Plattenstreifen	Rand	Ecke $c_1 = c_2$
		
$A_{Bruch} = b \cdot \min(h; 2 \cdot h_{ef})$ <p>mit $b \leq \frac{2 \cdot c_1}{\sin(21 + 0,15 \cdot c_1)}$</p>	$A_{Bruch} = r_{Rand} \cdot \min(h; 2 \cdot h_{ef})$ $r_{Rand} = 4,4 \cdot c_1 \text{ für } c_1 \leq 40\text{mm}$ $r_{Rand} = \frac{2 \cdot c_1}{\sin(21 + 0,15 \cdot c_1)}$ <p>für $40\text{mm} < c_1 < 160\text{mm}$</p> $r_{Rand} = 2,8 \cdot c_1 \text{ für } c_1 \geq 160\text{mm}$	$A_{Bruch} = r_{Ecke} \cdot \min(h; 2 \cdot h_{ef})$ $r_{Ecke} = 2,4 \cdot c_1 \text{ für } c_1 \leq 40\text{mm}$ $r_{Ecke} = \frac{2 \cdot c_1}{\sin(61 + 0,1 \cdot c_1)}$ <p>für $40\text{mm} < c_1 < 160\text{mm}$</p> $r_{Ecke} = 2,8 \cdot c_1 \text{ für } c_1 \geq 160\text{mm}$

Tabelle 2.3: Bruchflächen für verschiedene Anwendungsfälle nach Asmus (1999)

Die von Asmus (1999) vorgeschlagene Berechnung der Höchstlasten verschiedener Anwendungsfälle ist in Tabelle 2.4 zusammengestellt. Er geht jeweils von der Spaltbruchlast eines Einzeldübel aus und multipliziert diese mit einem Faktor. Werden in einem Plattenstreifen zwei Befestigungsmittel senkrecht zum Rand angeordnet so erhöht sich zwar die Bruchfläche nicht, jedoch die Lasteinleitungsfläche verdoppelt sich. Dementsprechend erhöht sich die Spaltbruchlast auf den $\sqrt{2}$ -fachen Wert einer Einzelbefestigung, da die Höchstlast von der Wurzel der Lasteinleitungsfläche abhängt (Gleichung 2.11). Der Faktor für die anderen Anwendungsfälle ergibt sich aus dem Verhältnis des vorhandenen Achsabstandes zu einem charakteristischen Achsabstand. Dieser charakteristische Achsabstand unterscheidet sich für die verschiedenen Anwendungsfälle.

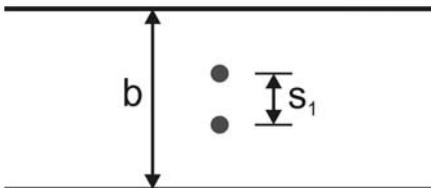
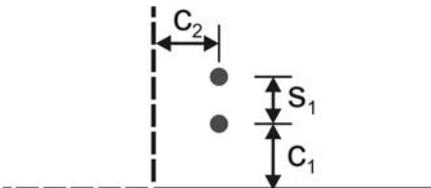
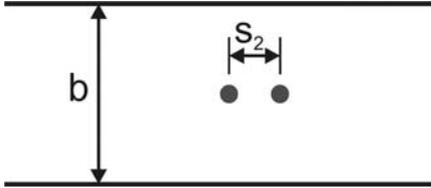
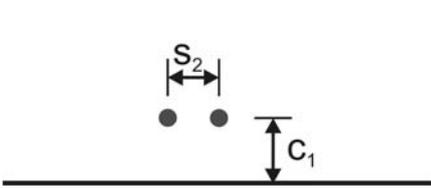
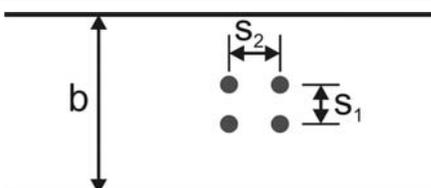
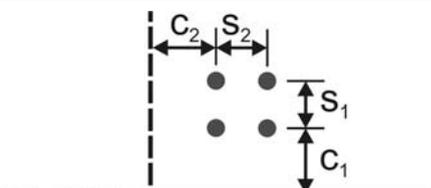
Anwendung	Plattenstreifen	Rand/Ecke
Zweiergruppe senkrecht zum Rand	 $N_{u,sp} = N_{u,sp,Einzel} \cdot \sqrt{2}$	 $N_{u,sp} = N_{u,sp,Einzel} \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right)$ <p>mit $s_1 \leq s_{cr,sp1} = 2 \cdot c_1$</p>
Zweiergruppe parallel zum Rand	 $N_{u,sp} = N_{u,sp,Einzel} \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right)$ <p>mit $s_2 \leq s_{cr,sp2} = \min(3 \cdot h_{ef}; b)$</p>	 $N_{u,sp} = N_{u,sp,Einzel} \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right)$ <p>mit $s_2 \leq s_{cr,sp2} = \frac{2 \cdot c_1}{\tan(21 + 0,15 \cdot c_1)}$</p>
Vierergruppe	 $N_{u,sp} = N_{u,sp,Einzel} \cdot \sqrt{2} \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right)$	 $N_{u,sp} = N_{u,sp,Einzel} \cdot \left(1 + \frac{s_1}{s_{cr,sp1}} \right) \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp2}} \right)$

Tabelle 2.4: Spaltbruchlasten verschiedener Anwendungsfälle nach *Asmus (1999)*

Asmus erkennt, dass bei Plattenstreifen die bei Versuchsdurchführung mit weiter Abstützung im Bauteil vorhandenen Biegespannungen (s. a. Abschnitt 3.1) einen Einfluss auf die Spaltbruchlast der Befestigung haben. Weiterhin berücksichtigt er einen Einfluss auf die Spannungsverteilung im Querschnitt durch eine mit einer Ausmitte zur Schwerachse angreifenden Spaltkraft. Er gibt folgenden Zusammenhang zwischen der Höchstlast für Spalten mit Einfluss von Momenten aus Biegung und Ausmitte und der Höchstlast ohne deren Einfluss an:

$$N_{u,sp}(M) = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{1}{N_{u,sp}(M=0)}\right)^2 + \left(\frac{a_{stat}/4 + k_u \cdot (h_{ef} - h/2)}{f_{ct,fl} \cdot W}\right)^2}} \quad (2.13)$$

$$\text{mit } k_u = \frac{F_{Sp}}{F_{Zug}} \text{ nach Gleichung 2.6 oder 2.8} \quad (2.13a)$$

$$f_{ct,fl} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \frac{1 + 1,5 \cdot (h/100)^{0,7}}{1,5 \cdot (h/100)^{0,7}} \quad (2.13b)$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (2.13c)$$

Gleichung 2.13 sagt aus, dass die Höchstlast bei Spalten in dem Maße abnimmt, in dem die Momente aus Biegung und Ausmitte das maximal aufnehmbare Moment, gebildet aus dem Widerstandsmoment W und der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ nach *Model Code 90*, ausnutzen.

Ein großer Teil der in *Asmus (1999)* ausgewerteten Versuche in Plattenstreifen wurde mit einer weiten Abstützung durchgeführt. Um die Vergleichbarkeit mit den Versuchen mit enger Abstützung zu gewährleisten, und um die Abhängigkeit von Biegespannungen aus den Ergebnissen zu eliminieren, rechnet er die experimentell ermittelten Höchstlasten mit Hilfe der Beziehung aus Gleichung 2.13 auf ein biegespannungsfreies Versagen um.

Hinsichtlich der Versuche mit Befestigungen an Rand und Ecke geht er davon aus, dass der Einfluss der Spannungen aus Bauteilbiegung auf die Spaltbruchlast vernachlässigbar gering ist, da die typischen Spalttrisse hier nicht rechtwinklig zur Richtung der größten Biegespannungen verlaufen.

Ausgehend von dem Grundgedanken, dass die Spaltkraft bei der jeweiligen Höchstlast von form- und reibschlüssigen Befestigungsmitteln gleich groß ist, ermittelt *Asmus (1999)* aus der Höchstlast von formschlüssigen Befestigungsmitteln (Gleichung 2.11) und den Umsetzungsverhältnissen von Spalt- zu Zugkraft für formschlüssige Befestigungsmittel $k_{u,FS}$ (Gleichung 2.8) und für reibschlüssige Befestigungsmittel $k_{u,RS}$ (Gleichung 2.6) die Höchstlast für reibschlüssige Befestigungsmittel:

$$N_{u,sp,RS} = \frac{k_{u,FS}}{k_{u,RS}} \cdot N_{u,sp,KB} \quad (2.14)$$

Eine Schwierigkeit bei diesem Vorgehen ist, dass eine Reihe von Konstruktionsdetails des reibschlüssigen Befestigungsmittels, wie der Konuswinkel α_{Konus} , der Spreizhülsenwinkel $\alpha_{Hülse}$ und der Reibungswinkel zwischen Konus und Hülse ϕ_{KH} , bekannt sein müssen. Ebenso muss die Größe der Lasteinleitungsfläche bekannt sein. Dies bedeutet bei reibschlüssigen Befestigungsmitteln, dass man wissen muss,

über welche Höhe die Sprezhülse an der Bohrlochwandung anliegt. Diese Höhe kann sich jedoch mit der Zugkraft ändern, da der Konus mit zunehmender Zugkraft weiter in die Hülse gezogen wird. Zudem ergibt sich nach Einsetzen der einzelnen Bestandteile in Gleichung 2.14 ein relativ komplizierter Ausdruck. Um die Praktikabilität des Berechnungsmodells zu verbessern, vereinfacht *Asmus (1999)* mit Hilfe einiger Annahmen daher die Gleichung wie folgt:

$$N_{u,sp,RS} = k_{Dübel} \cdot d_B^{0,2} \cdot A_{Bruch}^{0,9} \cdot f_{cc}^{3/4} \quad [N] \quad (2.15)$$

Die vom jeweiligen Befestigungsmittel abhängenden Einflussgrößen werden in einem Faktor $k_{Dübel}$ zusammengefasst. Dieser kann bei Kenntnis der genauen Konstruktionsdaten rechnerisch bestimmt werden, oder er wird in Versuchen ermittelt. Es ist zu erkennen, dass die Bruchfläche und die Betondruckfestigkeit einen stärkeren Einfluss auf die Höchstlast ausüben als bei den formschlüssigen Befestigungsmitteln. Der Einfluss der Lasteinleitungsfläche, der über den Bohrlochdurchmesser d_B berücksichtigt wird, ist dagegen etwas geringer als bei formschlüssigen Befestigungsmitteln.

Die Größen der Bruchflächen und die charakteristischen Achsabstände für Mehrfachbefestigungen können analog zu denen formschlüssiger Befestigungsmittel angesetzt werden.

2.4.3 Lokaler Betonausbruch

Ein Versagen durch einen lokalen seitlichen Betonausbruch (Abbildung 2.2c) wird von den gleichen Spaltkräften wie das Spaltversagen hervorgerufen. Dieses Versagen tritt nur bei speziellen Anwendungsfällen auf: ein Befestigungsmittel mit sehr großer Verankerungstiefe, welches mit sehr kleinem Abstand zu einem oder mehreren Bauteilrändern angeordnet ist. Praktisch begrenzt sich dieses Versagen auf Kopfbolzen, da die Verankerungstiefe anderer Befestigungsmittel in der Regel zu klein ist.

Diese Versagensart wird in dieser Arbeit nicht weitergehend behandelt. Es wird auf Untersuchungen von *Furche/Eligehausen (1991)* und *Hofmann/Eligehausen (2002)* verwiesen.

2.5 Derzeitige Regelungen – Bemessung und Zulassung

Um die Sicherheit einer Befestigung zu gewährleisten, muss die Eignung der Befestigungselemente nachgewiesen sein. Daher dürfen für sicherheitsrelevante Befestigungen nur Befestigungsmittel mit bauaufsichtlicher Zulassung verwendet werden. Von der EOTA (European Organisation for Technical Approvals) wurde die Richtlinie *ETAG 001* erstellt, die Anforderungen an die Befestigungselemente und Regelungen beinhaltet, wie Befestigungsmittel zu prüfen und die Versuchsergebnisse auszuwerten sind, damit sie eine bauaufsichtliche Zulassung erhalten können. Außerdem ist in Annex C dieser Richtlinie ein Bemessungskonzept für Metaldübel angegeben, welches eine Bemessung von Befestigungen für verschiedene Lastrichtungen und Versagensarten erlaubt. Das Sicherheitskonzept beruht wie bei den aktuellen europäischen Normen (z. B. *Eurocode 2*) auf Teilsicherheitsbeiwerten. Es ist jeweils

nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Widerstandes ist.

2.5.1 Definition ungerissener Beton

Da der Widerstand des Untergrundes/Betonkörpers u. a. davon abhängt, ob der Beton gerissen oder ungerissen ist (s. a. Abschnitt 2.3), ist in *ETAG 001-C* eine Definition für ungerissenen Beton angegeben. Gemäß dieser kann nur dann von ungerissenem Beton ausgegangen werden, wenn die Spannungen aus äußeren Lasten σ_L einschließlich der Last aus der Befestigung zusammen mit den Spannungen infolge von Zwangsverformungen σ_R (z. B. aus Schwinden, Temperatur und Auflagerverschiebungen) kleiner oder gleich null sind (Gleichung 2.16). Sofern kein genauere Nachweis geführt wird, dürfen die Spannungen infolge Zwangsverformungen zu 3 N/mm^2 angenommen werden. Bei Bauteilen mit zweiachsigem Lastabtrag ist die Bedingung in beiden Richtungen zu erfüllen. Ist der charakteristische Wert der an der Befestigung angreifenden Last größer als 60 kN , so ist generell von gerissenem Beton auszugehen.

$$\sigma_L + \sigma_R \leq 0 \quad (2.16)$$

2.5.2 Bemessung/Zulassung bei Zugbeanspruchung

Für die Bemessung zugbeanspruchter Befestigungen sind in der bauaufsichtlichen Zulassung eines Befestigungsmittels für jede Dübelgröße für die Versagensarten Stahlbruch und Herausziehen, sofern das jeweilige Befestigungsmittel nicht durch Betonausbruch versagt, die jeweiligen charakteristischen Widerstände angegeben. Bei Befestigungsmitteln, die auch für die Verwendung in gerissenem Beton zugelassen sind, sind getrennte charakteristische Widerstände für gerissenen und ungerissenen Beton angegeben. Für die Versagensarten Betonausbruch und Spalten sind in *ETAG 001-C* Bemessungsgleichungen angegeben.

Die Herausziehlasten werden im Zulassungsverfahren in niederfesten (C20/25) und hochfesten (C50/60) Beton ermittelt. Sofern die Zulassung auch für gerissenen Beton gilt, werden die Versuche auch mit einer Rissbreite von $0,3 \text{ mm}$ durchgeführt.

2.5.2.1 Bemessung bei Betonausbruch

Die für Metalldübel in *ETAG 001-C* angegebene Bemessung für Betonausbruch basiert auf dem CC-Verfahren (Abschnitt 2.4.1.1). Das bedeutet, der Einfluss von Achs- und Randabständen wird mittels auf die Bauteiloberfläche projizierter Bruchflächen berücksichtigt.

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \quad [\text{N}] \quad (2.17)$$

Der charakteristische Widerstand eines Einzeldübels mit großen Achs- und Randabständen (Gleichung 2.17a) ist das 5 %-Quantil der in Versuchen ermittelten Höchstlasten. Der Faktor k_1 unterscheidet sich je nachdem, ob es sich bei dem Ankergrund

um gerissenen oder ungerissenen Beton handelt. In gerissenen Beton verringert sich der Widerstand auf etwa 70 % des Wertes von ungerissenem Beton.

$$N_{RK,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad [\text{N}] \quad (2.17a)$$

$k_1 = 7,2$ für Anwendungen im gerissenem Beton

$k_1 = 10,1$ für Anwendungen im ungerissenem Beton

Der Faktor $\Psi_{s,N}$ berücksichtigt die Störung des rotationssymmetrischen Spannungszustandes für den Fall, dass der Abstand der Befestigung zu einem Bauteilrand kleiner als $c_{cr,N}$ ist. Für c ist der kleinste vorhandene Randabstand einzusetzen.

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,0 \quad \text{mit: } c_{cr,N} = 1,5 \cdot h_{ef} \quad (2.17b)$$

Der Faktor $\Psi_{re,N}$ berücksichtigt den Einfluss einer dichten Bewehrung. Beträgt der Abstand der Bewehrungsstäbe mindestens 150 mm oder mindestens 100 mm, wenn der Stabdurchmesser 10 mm oder kleiner ist, so darf der Faktor $\Psi_{re,N}$ zu Eins gesetzt werden.

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0 \quad (2.17c)$$

Der Faktor $\Psi_{ec,N}$ berücksichtigt bei einer Gruppenbefestigung eine Exzentrizität der Resultierenden der angreifenden Zugkraft gegenüber dem geometrischen Schwerpunkt der zugbeanspruchten Befestigungsmittel. Ist eine Exzentrizität in zwei Achsrichtungen vorhanden, so ist der Faktor $\Psi_{ec,N}$ für beide Richtungen zu berechnen und das Produkt in Gleichung 2.17 einzusetzen.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1,0 \quad \text{mit: } s_{cr,N} = 3,0 \cdot h_{ef} \quad (2.17d)$$

Für Verbunddübel gibt es den *TR 029* der EOTA, der deren Bemessung regelt. Hinsichtlich eines Versagens durch Betonausbruch ist die dort angegebene Bemessung identisch mit der für Metalldübel in *ETAG 001-C*.

2.5.2.2 Bemessung bei Spaltversagen

Gemäß *ETAG 001-C* wird der Widerstand gegenüber Spaltversagen mit Gleichung 2.18 berechnet. Die Bemessung funktioniert analog zu dem CC-Verfahren. Es wird jedoch der charakteristische Randabstand $c_{cr,N}$ durch den charakteristischen Randabstand für Spalten $c_{cr,sp}$ ersetzt. Dies ist derjenige Randabstand, ab dem bei minimaler Bauteildicke die Höchstlast eines randfernen Dübels erreicht wird.

$$N_{RK,sp} = N_{RK,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp} \quad [\text{N}] \quad (2.18)$$

Des Weiteren wird mit dem Faktor $\Psi_{h,sp}$ (Gleichung 2.18a bzw. Gleichung 2.18b) ein Einfluss der Bauteilhöhe berücksichtigt. Sofern die tatsächliche Bauteildicke größer

als die minimale Bauteildicke h_{min} ist, ergibt sich eine Erhöhung der Bemessungslast. Diese Erhöhung ist für Metalldübel gemäß Gleichung 2.18a und für Verbunddübel gemäß Gleichung 2.18b begrenzt. Die minimale Bauteildicke h_{min} wird in der jeweiligen Zulassung angegeben. Sie kann vom Hersteller gewählt werden, sie muss jedoch nach *ETAG 001-1* eine Mindestdicke von 100 mm einhalten. Bei Verbunddübeln (*ETAG 001-5*) muss die Bauteildicke zudem um ein von dem Bohrernenddurchmesser abhängendes Vorhaltemaß größer als die Verankerungstiefe sein. Dies soll verhindern, dass bei der Bohrlocherstellung rückseitig ein Betonausbruch entsteht.

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq 1,5 \quad (2.18a)$$

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}} \right)^{2/3} \quad (2.18b)$$

Um Gleichung 2.18 anwenden zu können, muss zuvor $c_{cr,sp}$ bestimmt worden sein. Dazu sind im Zulassungsverfahren der EOTA (*ETAG 001-1* und *ETAG 001-5*) Versuche mit Einzeldübeln in der Ecke vorgesehen. Die Versuche werden in Probekörpern mit der minimalen Bauteildicke durchgeführt. Um einen vollständigen Betonausbruch zu ermöglichen, ist die Abstützweite auf mindestens die vierfache Verankerungstiefe festgelegt. Eine linienförmige Abstützung wird dazu normalerweise parallel zur Winkelhalbierenden der Ecke angeordnet (Abbildung 2.10).

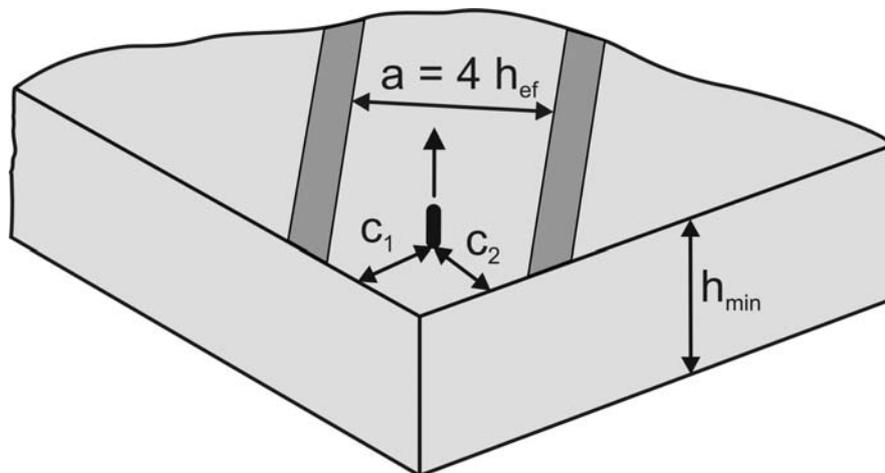


Abbildung 2.10: Versuch des Zulassungsverfahrens mit Einzeldübel in der Ecke, $c_1 = c_2$

Weiterhin werden im Zulassungsverfahren Zugversuche mit randfernen Einzeldübeln durchgeführt, um die Höchstlast des jeweiligen Produktes ohne den Einfluss von Bauteilrändern und benachbarten Dübeln zu bestimmen. Auch hier beträgt die Abstützweite mindestens $4 h_{ef}$. Üblicherweise wird dazu ein runder Abstützkorb verwendet. Die Bauteildicke darf größer als die Mindestbauteildicke sein und sie beträgt in der Regel mindestens $2 h_{ef}$.

Wird eine Befestigung in gerissenem Beton angeordnet und erfolgt dementsprechend die Bemessung für Betonausbruch und Herausziehen für gerissenen Beton, ist nach *ETAG 001-C* und *TR 029* eine Bemessung hinsichtlich Spalten nicht erforderlich,

wenn im Bauteil eine Bewehrung vorhanden ist, die die Rissbreite auf 0,3 mm begrenzt. Die Bewehrung muss dabei so ausgelegt sein, dass sie auch die von der Befestigung hervorgerufene Spaltkraft aufnehmen kann. Als Anhaltswert für die Spaltkraft ist für Hinterschnittdübel angegeben, dass diese der charakteristischen Zugkraft entspricht. Bei drehmomentkontrollierten Metallspreizdübeln ist es die 1,5-fache Zugkraft und bei wegkontrollierten Metallspreizdübeln die zweifache Bemessungslast. Für Verbunddübel entspricht die Spaltkraft nach *TR 029* der halben charakteristischen Zugkraft.

2.5.2.3 Spalten bei Montage

Bei der Montage einer Befestigung werden die Befestigungsmittel üblicherweise vorgespannt. Die Höhe der Vorspannkraft wird dadurch geregelt, dass in der Zulassung des Befestigungsmittels ein Montagedrehmoment vorgegeben ist. Die Vorspannung erzeugt im als Ankergrund dienenden Betonkörper Spannungen. Im Zulassungsverfahren werden daher minimale Rand- und Achsabstände ermittelt, die gewährleisten, dass die Spannungen infolge der Vorspannkraft ohne Rissbildung von dem Betonkörper aufgenommen werden können. Die erforderliche Größe der minimalen Rand- und Achsabstände hängt dabei u. a. von der Höhe des vorgesehenen Drehmomentes, der produktabhängigen Umsetzung der Vorspannkraft in Spaltkräfte sowie einigen geometrischen Größen wie Verankerungstiefe und Bauteildicke ab. Die minimalen Achs- und Randabstände werden im Zulassungsbescheid angegeben und sind vom Anwender einzuhalten. Die Durchführung der entsprechenden Versuche ist in *ETAG 001-A* geregelt und wird in Abschnitt 3.2.9 detailliert erläutert.

2.5.2.4 Kombination von Zug- und Querlasten

Die an einer Befestigung angreifende Last ist in der Baupraxis in vielen Fällen keine reine Zug- oder Querkraft, sondern sie besteht aus einer Zug- und einer Querkraftkomponente. Für die Bemessung derartiger Anwendungsfälle ist in *ETAG 001-C* und in *TR 029* eine Interaktion angegeben.

3 Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen

Die Untersuchungen dieser Arbeit beschränken sich auf Befestigungen, die in einem flächenhaften Betonbauteil in der Nähe mindestens eines Bauteilrandes angeordnet sind. Die Achse der Befestigungsmittel sowie die angreifende Zugkraft weisen senkrecht zur Bauteilebene.

3.1 Randbedingungen der Untersuchungen

Bei experimentellen Untersuchungen mit zugbeanspruchten Befestigungsmitteln muss die über die Befestigung in den Betonkörper eingeleitete Last mit der Versuchseinrichtung kurzgeschlossen werden. Dazu haben sich zwei unterschiedliche Versuchskonfigurationen etabliert. Diese sind in *ETAG 001-A* bzw. *ETAG 001-5* beschrieben.

- 1) weite Abstützung: Die Abstützung der Zugkraft findet in einem Abstand von (mindestens) der zweifachen Verankerungstiefe zum Befestigungselement statt. Dadurch wird gewährleistet, dass sich ein vollständiger Ausbruchkegel ausbilden kann.
- 2) enge Abstützung: Bei einer engen Abstützung werden die Kräfte, die in das Befestigungsmittel eingeleitet werden, in unmittelbarer Nähe des Befestigungsmittels in eine Abstützplatte geleitet. Ein Versagen durch Betonausbruch kann nicht auftreten. Abgesehen von Stahlbruch des Befestigungsmittels kann das Versagen entweder durch Herausziehen oder durch Spalten des Ankergrundes erfolgen.

Bei einer weiten Abstützung müssen die in das Befestigungsmittel eingeleiteten Kräfte über einen (vergleichsweise) weiten Weg zur Abstützung „laufen“. Dadurch entsteht Biegung im Bauteil. Die Höhe der auftretenden Biegespannungen hängt von der Abstützweite, der Geometrie der Abstützung, der Bauteilhöhe und der Höhe der Last ab.

Bei Versuchen mit weiter Abstützung ist es oftmals schwierig, das Versagen eindeutig einer Versagensart zuzuordnen, da sowohl Risse durch die Dübelachse, welche einen Hinweis auf ein Spaltversagen darstellen können, als auch ein Ausbruchkegel auftreten können.

Für die Untersuchungen im Hinblick auf ein Spaltversagen wird in dieser Arbeit daher eine enge Abstützung verwendet, da diese den Vorteil bietet, dass Versagen des Betons nur durch Spalten bzw. die Bildung von Spaltrissen und nicht durch Betonausbruch oder eine Kombination von Spalten und Betonausbruch erfolgen kann.

Allerdings findet die Versuchskonfiguration mit enger Abstützung keine Entsprechung in der Baupraxis. Dort müssen die über eine Befestigung eingeleiteten Kräfte, ähnlich wie bei einer weiten Abstützung, über Bauteilbiegung in die Auflager des Bauteils geleitet werden. Auch ist in der Baupraxis prinzipiell ein Versagen durch Betonaus-

bruch möglich. Es werden in dieser Arbeit daher auch Untersuchungen mit weiter Abstützung durchgeführt, um Rückschlüsse auf das Tragverhalten von Befestigungen in der Baupraxis ziehen zu können.

Wie bereits in Kapitel 2.4 beschrieben, können zugbelastete Befestigungen auf verschiedene Arten, gegebenenfalls auch in Kombination, versagen. Da die jeweiligen Höchstlasten der unterschiedlichen Versagensarten durch unterschiedliche Parameter oder von einem bestimmten Parameter in unterschiedlicher Weise beeinflusst werden können, ändert sich die Versagensart je nach den Anwendungsbedingungen.

Da die Untersuchungen dieser Arbeit auf das Tragverhalten des Ankergrundes Beton abzielen, gilt es die produktabhängigen Versagensarten Herausziehen und Stahlbruch zu vermeiden. Diese beiden Versagensarten begrenzen dann auch den Bereich, in dem das Spaltversagen untersucht werden kann, bzw. in dem die einzelnen Einflussgrößen variiert werden können. So kann beispielsweise bei Verbunddübeln bei einigen Produkten, die eine sehr hohe Verbundfestigkeit aufweisen, trotz Verwendung von hochfestem Stahl schon bei üblichen Verankerungstiefen von 8 bis 10 d Versagen durch Stahlbruch eintreten. Das bedeutet, dass man für Versuche mit derartigen Produkten relativ geringe Verankerungstiefen wählen muss, und dass der Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast folglich nur in einem relativ kleinen Bereich untersucht werden kann. Ferner wechselt bei vielen Verbunddübeln das Versagen schon bei recht kleinen Randabständen von Spalten nach Herausziehen, was den Bereich für Untersuchungen zum Einfluss des Randabstandes stark einschränkt. Für die Untersuchungen gilt es daher sicherzustellen, dass durch eine entsprechende Wahl der geometrischen Parameter und der Rahmenbedingungen das Versagen durch Spalten erfolgt. Aus den zuvor genannten Gründen lässt sich experimentell der Einfluss einiger wichtiger Parameter auf die Höchstlast jedoch nur sehr eingeschränkt untersuchen.

Daher werden in dieser Arbeit die experimentellen Untersuchungen durch numerische Simulationen ergänzt. Bei diesen lassen sich viele der bei experimentellen Untersuchungen vorhandenen Beschränkungen umgehen.

3.2 Experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden experimentelle Untersuchungen mit konventionellen Verbunddübeln, Metallspreizdübeln und Hinterschnittdübeln durchgeführt. Dabei wurde ein Versuchsaufbau sowohl mit weiter als auch mit enger Abstützung verwendet. Die jeweilige Versuchsdurchführung wird nachfolgend beschrieben. In die Auswertungen der Versuchsergebnisse werden auch Ergebnisse bereits vorhandener Untersuchungen mit einbezogen.

3.2.1 Vorhandene experimentelle Untersuchungen

Im Rahmen jedes Zulassungsverfahrens für Befestigungsmittel werden die in Abschnitt 2.5.2.2 beschriebenen Versuche mit Einzeldübeln in der Bauteilecke durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche liegen für eine Reihe bauaufsichtlich zugelassener Befestigungsmittel vor. Diese finden bei den Auswertungen in Kapitel 5 Berücksichtigung.

Außerdem wurde von *Asmus (1999)* im Rahmen seiner Arbeit eine größere Anzahl von Versuchen mit randnahen Befestigungen mit Hinterschnittdübeln und Metallspreizdübeln durchgeführt. Er untersuchte neben Einzeldübeln auch Gruppenbefestigungen. Auch diese Versuchsergebnisse gehen in die Auswertungen ein.

Weiterhin werden für die Zulassung eines Befestigungsmittels zur Bestimmung der minimalen Achs- und Randabstände so genannte „Montageversuche“ (Abschnitt 2.5.2.3) durchgeführt. Für mehrere Verbunddübelssysteme liegen derartige Versuchsergebnisse vor. Diese werden für die in Kapitel 4.4.5.2 beschriebenen Auswertungen herangezogen.

3.2.2 Verwendete Befestigungsmittel

Für die experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit wurden stoff-, form-, und reibschlüssige Befestigungsmittel verschiedener Hersteller verwendet. Nachfolgend sind die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen der Befestigungsmittel und eine kurze Beschreibung des jeweiligen Befestigungsmittels aufgeführt. Auch die Befestigungsmittel, von denen vorliegende Versuchsergebnisse für die in dieser Arbeit angestellten Auswertungen verwendet wurden, sind mit aufgelistet.

In Tabelle 3.1 sind die in den Auswertungen der Kapitel 4 und 5 verwendeten Bezeichnungen für die unterschiedlichen Produkte konventioneller Verbunddübel aufgeführt. Bei den experimentellen Untersuchungen mit Verbunddübeln wurden je nach Untersuchungsziel auch Verankerungstiefen geprüft, die von den Vorgaben des Herstellers bzw. der Zulassung abwichen. Um bei den Versuchen Versagen durch Stahlbruch möglichst zu vermeiden, wurden vielfach anstatt der zu den jeweiligen Systemen gehörenden Gewindestangen welche mit einer höheren Stahlfestigkeit eingesetzt.

Produkt	Kurzbeschreibung
1	Injektionssystem, Hybridmörtel
2	Injektionssystem, Hybridmörtel
3	Injektionssystem, Epoxidharz
4	Glaspatrone, Vinylesterharz
5	Injektionssystem, Vinylesterharz
6	Injektionssystem, Vinylesterharz
7	Glaspatrone, Vinylesterharz
8	Folienpatrone, Urethanmethacrylat

Tabelle 3.1: Konventionelle Verbunddübel

Im Bereich der formschlüssigen Befestigungsmittel werden die Versuchsergebnisse von zwei verschiedenen Hinterschnittdübeln für die Auswertungen verwendet. Diese werden mit HS1 und HS2 bezeichnet. Bei beiden Produkten handelt es sich um

selbsthinterschneidende Hinterschnittdübel. Für den Hinterschnittdübel HS1 liegen Versuchsergebnisse aus *Asmus (1999)* vor. Diese umfassen Versuche mit Einzeldübeln am Rand und in der Ecke sowie mit Gruppenbefestigungen. Sie beschränken sich jedoch auf eine Dübelgröße und eine Verankerungstiefe. Für den Hinterschnittdübel HS2 liegen Versuchsergebnisse aus dem Zulassungsverfahren vor. Außerdem wurden mit einer Dübelgröße dieses Produktes im Rahmen dieser Arbeit Forschungsversuche durchgeführt.

Für die Auswertungen im Hinblick auf das Tragverhalten von reibschlüssigen Befestigungen werden die Ergebnisse von Untersuchungen mit insgesamt zehn verschiedenen drehmomentkontrollierten Metallspreizdübeln herangezogen. Sechs Produkte können dem Hülstyp zugeordnet werden. Sie werden mit HD1 bis HD6 bezeichnet. Die vier verbleibenden Produkte sind vom Bolzentyp und werden mit BD1 bis BD4 bezeichnet.

3.2.3 Versuchsaufbau bei weiter Abstützung

Die Abstützung erfolgte für die Rand- und Eckversuche linienförmig durch zwei parallel verlaufende Stahlprofile (Abbildung 3.1). Die Abstützweite entsprach allgemein der vierfachen Verankerungstiefe des Befestigungselementes. Bei einigen Eckversuchen wurde die Abstützweite bis auf circa die dreifache Verankerungstiefe reduziert, da ansonsten insbesondere bei geringem Randabstand und kleiner Bauteildicke ein Biegeversagen in Form eines Hochklappens der Ecke auftritt (Abbildung 3.2).

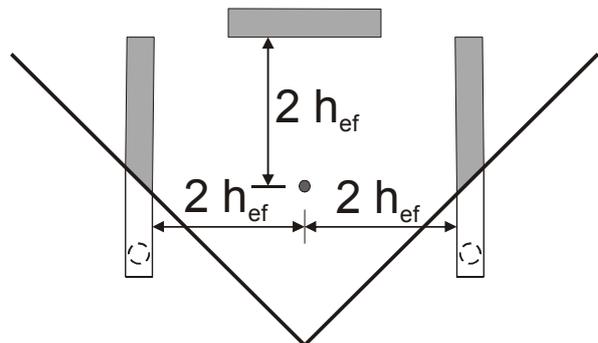
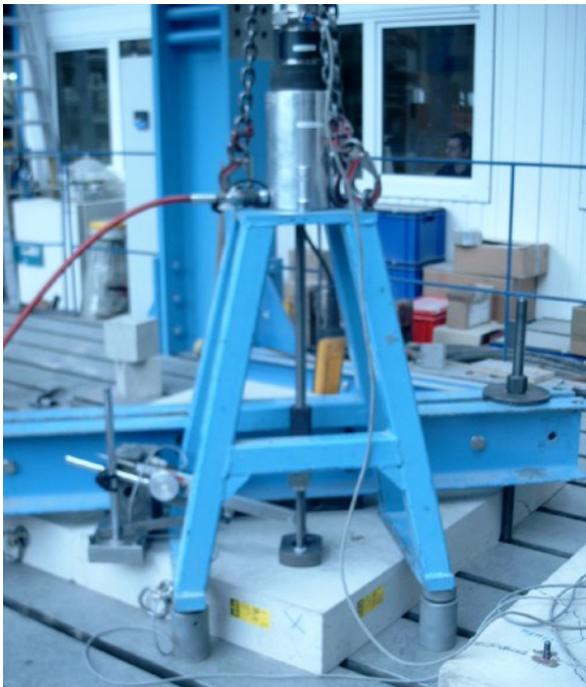


Abbildung 3.1: Versuchsaufbau bei Eckversuch mit weiter Abstützung, Bild und schematische Darstellung der Anordnung der Abstützelemente

Während der Versuchsdurchführung erfolgte die Lagerung der Versuchskörper auf einem Spannboden. Die für die Eckversuche in Diagonalrichtung zum Rand verlaufenden Stahlprofile der Abstützung wurden gemäß Abbildung 3.1 außerhalb des Prüfkörpers auf einer höhenverstellbaren Vorrichtung aufgelagert. Mit Hilfe einer

Stahlplatte, die hinter der Abstützvorrichtung auf den Betonkörper gelegt wurde, und eines Stahlträgers wurden die Betonprüfkörper auf den Spannbo den abgespannt. Ein Hochheben und Verkanten des Prüfkörpers infolge Starrkörperverdrehung beim Belasten des Dübels wird so verhindert. Ebenso verhindert dies, dass sich Risse so weit im Versuchskörper ausbreiten, dass dieser für weitere Versuche unbrauchbar wird.

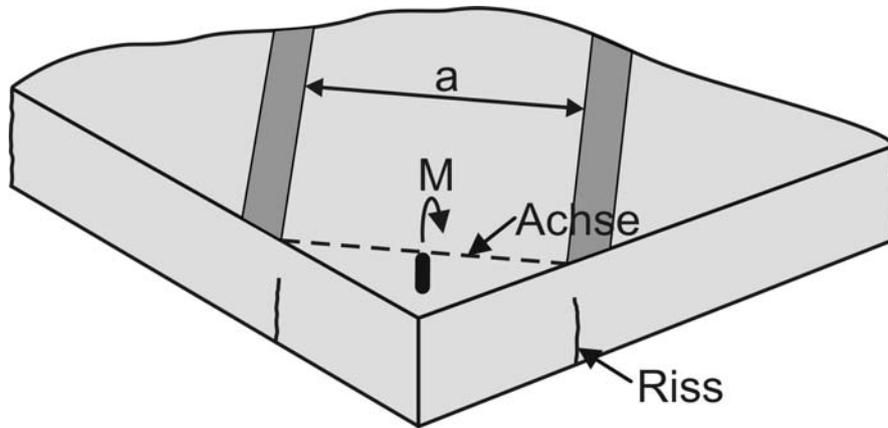


Abbildung 3.2: Biegeversagen bei Eckversuch mit kleinen Randabständen

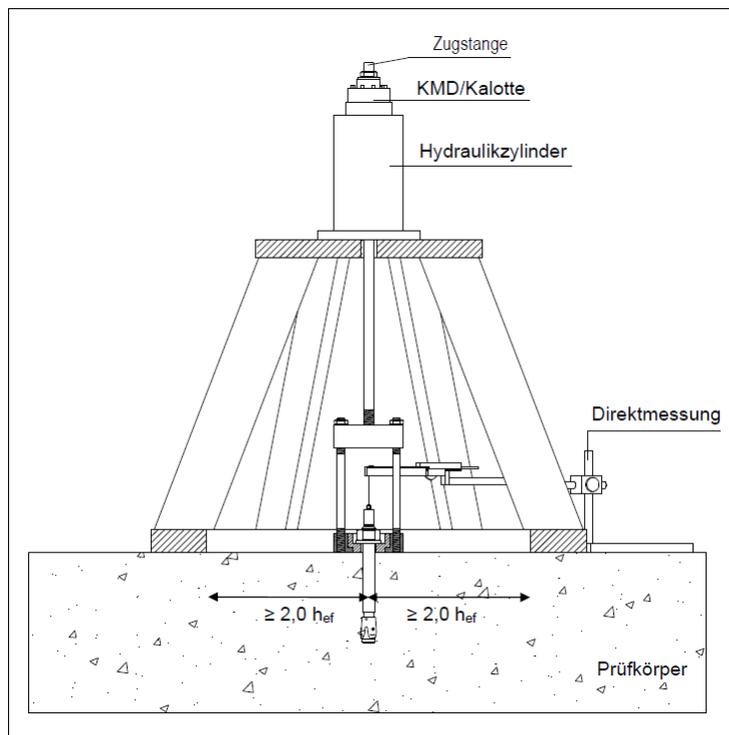


Abbildung 3.3: Schematische Darstellung Versuchsaufbau bei weiter Abstützung mit rundem Abstützkorb

Für Versuche mit randfernen Befestigungen wurde ein runder Abstützkorb verwendet (Abbildung 3.3). Der Innendurchmesser des Abstützringes betrug dabei mindestens $4 h_{ef}$.

3.2.4 Versuchsaufbau bei enger Abstützung

Der Versuchsaufbau mit Abstützplatte, Auszugsvorrichtung und Wegmessung ist in Abbildung 3.4 dargestellt. Die Auszugsvorrichtung wurde auf einer dreieckigen Stahlplatte mit einer Dicke von 28 mm und einer Kantenlänge von 305 mm abgestützt. Der Durchmesser der Bohrung in der Stahlplatte wurde entsprechend den Angaben in der *ETAG 001-5* gewählt und betrug zwischen dem 1,5-fachen und dem Zweifachen des Bohrlochdurchmessers. Um eine möglichst geringe Behinderung der Querdehnung des Betons unterhalb der Stahlplatte zu erreichen, wurde diese mit einer PTFE-Folie unterlegt.

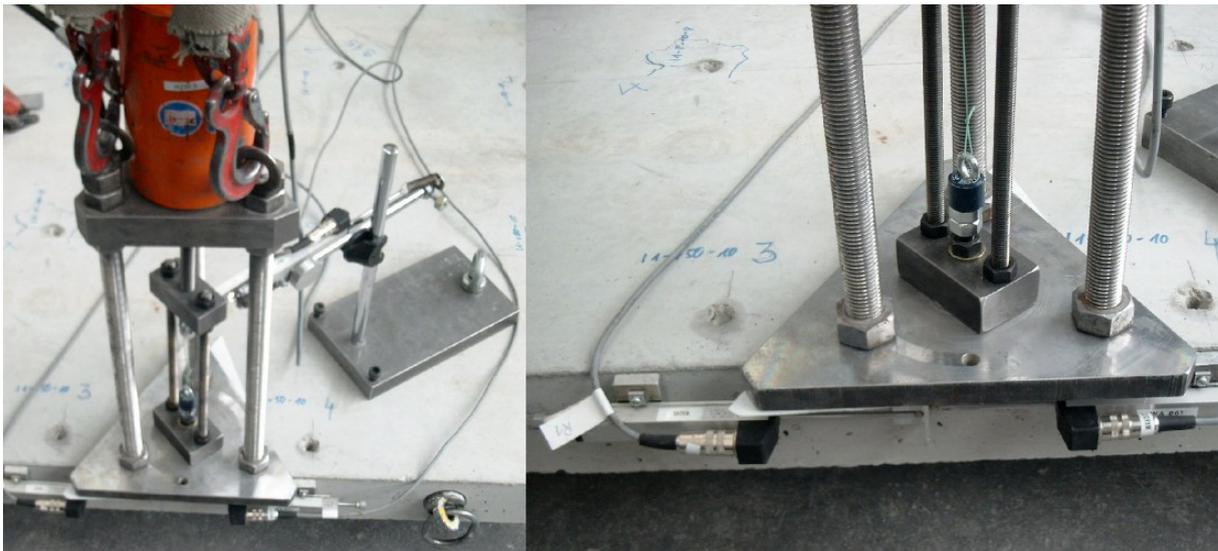


Abbildung 3.4: Versuchsaufbau bei enger Abstützung

3.2.5 Kraft- und Wegmessung

Die Lastaufbringung auf den Dübel erfolgte mit Hilfe eines hydraulischen Hohlkolbenzylinders. Dieser befindet sich auf dem Abstützbock. Die Zugstange verläuft in der Längsachse des Kolbens und ist über zwei Gewindestangen mit dem Anbauteil verbunden, über das die Belastung des Befestigungsmittels erfolgt. Mögliche Schrägstellungen der Zugstange werden durch eine Kugelkalotte kompensiert. Der Zylinder wird durch eine ölmengengesteuerte Pumpe gespeist. Die Ölpumpe fördert eine konstante Ölmenge, so dass die Ausziehversuche quasi weggeregelt durchgeführt werden. Die Laststeigerung wurde so gewählt, dass die Höchstlast in einer Zeitdauer von 1 bis 3 Minuten erreicht wurde.

Zur Messung der an der Befestigung angreifenden Zugkraft wurde oberhalb des hydraulischen Zylinders eine Druck-Kraftmessdose angeordnet, deren Messbereich entsprechend der zu erwartenden Höchstlast gewählt wurde. Die Kraftmessung erfolgte kontinuierlich durch eine elektrische Kraftmessdose. Die Messung der Dübelverschiebung erfolgte als Direktmessung mit Hilfe eines auf dem Dübelkopf angebrachten Magneten, der durch ein Seil mit einem Wegaufnehmer verbunden ist. Als Basis für die Verschiebungsmessung diente die Betonoberfläche.

3.2.6 Messung Rissöffnung

Bei den Versuchen am Rand wurden auf der Seitenfläche circa 30 mm unterhalb der Oberkante des Versuchskörpers zwei Wegaufnehmer angebracht (Abbildung 3.4). Mit diesen Wegaufnehmern wurde die Rissentwicklung auf der Stirnseite gemessen. Bei den Versuchen in der Ecke wurde auf beiden Stirnflächen jeweils ein Wegaufnehmer angeordnet, um die jeweilige Rissentwicklung aufzuzeichnen.

3.2.7 Versuchskörper

Als Versuchskörper dienten im Allgemeinen Betonplatten mit Transportbewehrung. Die quadratischen Platten hatten Kantenlängen von 1285 mm oder 1635 mm. Die Dicke der Platten wurde je nach Ziel der Untersuchungen variiert. Zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit wurden von jeder Mischung auch unbewehrte Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 150 mm oder 200 mm angefertigt. Die Fertigung der teilweise montagebewehrten Platten erfolgte liegend in einer starren Schalung aus zugeschnittenen glatten Schaltafeln. Die Frischbetonmasse wurde in Schichten in die vorbereitete Schalform eingebracht und fachgerecht mit einem Flaschenrüttler verdichtet. Alle Prüfkörper wurden in einem Fertigteilwerk hergestellt. Die Versuche wurden in der geschalteten Betonierunterseite durchgeführt. Das Betonalter betrug zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung mindestens 21 Tage.

Bei der Herstellung wurde der Frischbeton unter Berücksichtigung der Eigenfeuchte der Zuschlagstoffe gewichtsmäßig zusammengesetzt und fachgerecht nach *DIN 1045-3* und *DIN 1048-5* behandelt. Er wurde in der Konsistenz F2 nach *DIN 1045-2* verarbeitet. Die Ausbreitmaße betragen ca. 400 mm. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe wurde so gewählt, dass eine Sieblinie zwischen den Regelsieblinien A16 und B16 in der Nähe von B16 nach *DIN 1045-2* zustande kam. Als Zement wurde ein Portlandzement der Festigkeitsklasse 32,5 mit hoher Anfangsfestigkeit verwendet (CEM I 32,5 R).

3.2.7.1 Bestimmung der Betondruckfestigkeit

Die Druckfestigkeit der verwendeten Betone wurde zeitnah zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung an je drei Würfeln untersucht. Die Festigkeitsuntersuchungen wurden normgerecht am Institut für Werkstoffe im Bauwesen (IWB) der Universität Stuttgart durchgeführt. Bei einem vom Prüfungsdatum abweichenden Versuchsdatum wurde die Betondruckfestigkeit unter der Berücksichtigung der Nacherhärtung nach *Weber (1979)* berechnet. Wenn Prüfergebnisse mehrerer Zeitpunkte vorlagen, wurden die (gegebenenfalls berechneten) Werte gemittelt. Die angegebenen Betondruckfestigkeiten gelten für Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm. Für den Fall, dass die Betondruckfestigkeit an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm ermittelt wurde, wurden die Werte umgerechnet.

3.2.8 Montage der Befestigungsmittel

3.2.8.1 Verbunddübel

Die Montage von Verbunddübeln erfolgte in folgenden Schritten:

- Bohren der Bohrlöcher

Die zylindrischen Bohrlöcher wurden mit einer Hammerbohrmaschine und einem vierschneidigen Hartmetallbohrer mit dem vom Hersteller des Verbunddübelsystems für die jeweilige Dübelgröße vorgegebenen Durchmesser erstellt. Es wurde hammerdrehend senkrecht nach unten gebohrt. Dabei wurde die Bohrmaschine in einem Bohrstander geführt.

- Reinigen der Bohrlöcher

Es wurde eine sehr gute Bohrlochreinigung angestrebt. Dazu wurde von den Angaben der Hersteller abgewichen. Zur Bohrlochreinigung wurde das Bohrloch zuerst, bei gleichzeitiger Absaugung mit einem Industriestaubsauger, mit Druckluft ausgeblasen. Dabei wurde der Kopf der Pressluftlanze zunächst auf den Bohrlochgrund geführt und während des Ausblasens stufenweise aus dem Bohrloch gezogen. Anschließend wurde das Bohrloch mit einer maschinengetriebenen Drahtbürste ausgebürstet. Dabei wurde die Bürste zweimal vom Bohrlochmund zum -grund geführt. Der Bürstendurchmesser war genau auf die jeweilige Bohrlochgröße abgestimmt. Im Anschluss wurde das Bohrloch ein weiteres Mal, bei gleichzeitiger Absaugung mit einem Industriestaubsauger, mit Druckluft ausgeblasen.

- Bestimmen der Bohrlochtiefe am Bohrlochrand mit einem Tiefenmaß

- Injektion des Injektionsmörtels

Die einzelnen Bohrlöcher wurden von einem geübten Monteur etwa zur Hälfte mit dem Injektionsmörtel gefüllt. Dazu wurde die Kartusche mit den beiden Komponenten in eine Auspresspistole gesetzt. Die ersten drei bis vier Hübe einer neuen Kartusche wurden jeweils verworfen. Die Pistole mit aufgesetztem Mischer wurde auf den Bohrlochgrund geführt, dann wurde der Mörtel gleichmäßig in das Bohrloch injiziert, wobei die Auspresspistole kontinuierlich aus dem Bohrloch gezogen wurde. Im Gegensatz zur vorhergehenden Beschreibung wurde bei Produkt 4 die Glaspatrone in das Bohrloch gesteckt.

- Setzen der Gewindestange

Nach dem Verfüllen des Bohrlochs mit dem Injektionsmörtel wurden die Gewindestangen von Hand bis zum Bohrlochgrund drehend eingedrückt. Im Gegensatz dazu wurde bei Produkt 4 die Gewindestange mittels eines in eine Bohrmaschine eingespannten Setzadapters dreh-schlagend in das Bohrloch getrieben. Anschließend wurde bei allen Systemen der austretende Überschussmörtel mit einem Spachtel entfernt und die Gewindestange mit einem Winkel senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichtet. Bis zum Beginn der Versuchsdurchführung härtete der Verbundmörtel mindestens die geforderte Zeitdauer gemäß der Montageanleitung des Herstellers unter normalen Laborbedingungen aus.

3.2.8.2 Selbsthinterschneidende Hinterschnittdübel

Die Montage der Hinterschnittdübel erfolgte in folgenden Arbeitsschritten:

- Bohren der Bohrlöcher

Die zylindrischen Bohrlöcher wurden mit einer Hammerbohrmaschine und einem zum Dübelssystem gehörenden Bundbohrer erstellt. Es wurde hammer-drehend senkrecht nach unten gebohrt. Dabei wurde die Bohrmaschine in einem Bohrständler geführt.

- Reinigen der Bohrlöcher

Zur Bohrlochreinigung wurde das Bohrloch mit einem Industriestaubsauger ausgesaugt. Dabei war der Industriestaubsauger an einen Schlauch angeschlossen, der bis auf den Bohrlochgrund herunter geführt wurde.

- Setzen des Dübels

Der Dübel wurde durch das Anbauteil in das Bohrloch gesetzt. Anschließend wurde das in eine Hammerbohrmaschine eingespannte Setzwerkzeug auf den Dübel gesetzt und dann wurde hammer-drehend der Hinterschnitt erstellt. Der Dübel hat eine Kontrollmarkierung, die bei korrekter Montage sichtbar wird. Mit Hilfe dieser wurde sichergestellt, dass der Hinterschnitt in der vom Hersteller vorgesehenen Weise erstellt wurde. Abschließend wurde die Mutter von Hand aufgeschraubt.

3.2.8.3 Metallspreizdübel

Die Montage von Metallspreizdübeln erfolgte in folgenden Arbeitsschritten:

- Bohren der Bohrlöcher

Die zylindrischen Bohrlöcher wurden mit einer Hammerbohrmaschine und einem vierschneidigen Hartmetallbohrer mit einem auf die jeweilige Dübelgröße abgepassenen Durchmesser erstellt. Es wurde hammer-drehend senkrecht nach unten gebohrt. Dabei wurde die Bohrmaschine in einem Bohrständler geführt.

- Reinigen der Bohrlöcher

Zur Bohrlochreinigung wurde das Bohrloch mit einem Industriestaubsauger ausgesaugt. Dabei war der Industriestaubsauger an einen Schlauch angeschlossen, der bis auf den Bohrlochgrund herunter geführt wurde.

- Setzen des Dübels

Der Dübel wurde durch das Anbauteil in das Bohrloch geschoben bis die Unterlegscheibe auf dem Anbauteil auflag. Anschließend wurde mit einem kalibrierten Drehmomentschlüssel das vom jeweiligen Hersteller für die jeweilige Dübelgröße vorgegebene Drehmoment aufgebracht.

3.2.9 Durchführung von Montageversuchen

Zur Bestimmung der minimalen Rand- und Achsabstände werden im Zulassungsverfahren Montageversuche mit einer Zweifachbefestigung am Bauteilrand durchgeführt. Als Versuchskörper dient dabei eine Betonplatte aus niederfesten Beton mit der kleinsten für die jeweilige Dübelgröße vorgesehenen Bauteildicke (h_{min}). Die Durchführung der Versuche erfolgt gemäß *ETAG 001-A* wie nachfolgend erläutert. Der Randabstand der Zweifachbefestigung und der Achsabstand der beiden Dübel entsprechen den vom Hersteller gewählten minimalen Rand- und Achsabständen. Benachbarte Dübelgruppen werden am Bauteilrand mit einem Abstand von mindestens der dreifachen Verankerungstiefe angeordnet, um eine gegenseitige Beeinflussung zu verhindern.



Abbildung 3.5: Versuchsaufbau Montageversuch

Die Versuchsdurchführung erfolgt in der nicht geschalteten Seite der liegend betonierten Betonplatte. Nach dem Erstellen der Bohrlöcher und dem Setzen der Dübel wird ein Anbauteil mit einem Durchmesser des Durchgangsloches gemäß Tabelle 3.2 aufgesetzt. Als Anbauteil dient eine Stahlplatte mit einer Breite entsprechend dem dreifachen Durchmesser der Durchgangsbohrung. Die Länge entspricht der Summe aus dem dreifachen Durchmesser der Durchgangsbohrung und dem Achsabstand. Um ein Mitdrehen der Unterlegscheibe nach Möglichkeit zu unterbinden, wird zwischen Anbauteil und Unterlegscheibe eine Lochscheibe aus doppelseitig beschichteten Schmirgelleinen gelegt. Anschließend erfolgt das Anziehen der Dübelmuttern.

d [mm]	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Durchgangsloch [mm]	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33

Tabelle 3.2: Durchgangslochdurchmesser im Anbauteil in Abhängigkeit von der Dübelgröße

Dabei wird auf die beiden Dübel der Zweifachbefestigung abwechselnd ein Drehmoment in Schritten von $\Delta T = 0,2 T_{inst}$ mit einem kalibrierten Drehmomentschlüssel aufgebracht. Nach jeder Laststufe wird in der Umgebung des Dübels nach Rissen im Beton gesucht. Um das Feststellen der Rissentstehung messtechnisch zu unterstüt-

zen, wurden je zwei Wegaufnehmer, wie in Abbildung 3.5 dargestellt, an der Oberseite und an der Stirnseite des Versuchskörpers angeordnet. Das Anziehen der Spannmutter erfolgt über das Montagedrehmoment T_{inst} hinaus, bis ein vorher festgelegtes Vielfaches des Installationsdrehmomentes erreicht wird, oder Spalten des Betons oder eine andere Versagensursache auftritt. Der Drehwinkel der Mutter und ggf. der Ankerstange wird pro Laststufe gemessen. Ein eventuelles Mitdrehen der Unterlegscheibe wird dokumentiert. Das Drehmoment, bei dem der erste Riss bei einem der Dübel entsteht, sowie das maximale Drehmoment, das auf die beiden Dübel aufgebracht werden kann, werden aufgezeichnet.

3.2.10 Drehmomentversuche (FEP I)

Die Versuche zur Ermittlung des Zusammenhanges zwischen Drehmoment und Zugkraft (FEP I) wurden in denselben Betonprobekörpern durchgeführt wie die Montageversuche. Ebenso wurden auch Gewindestangen gleicher Sorte und gleicher Stahlfestigkeit verwendet wie bei den Montageversuchen.

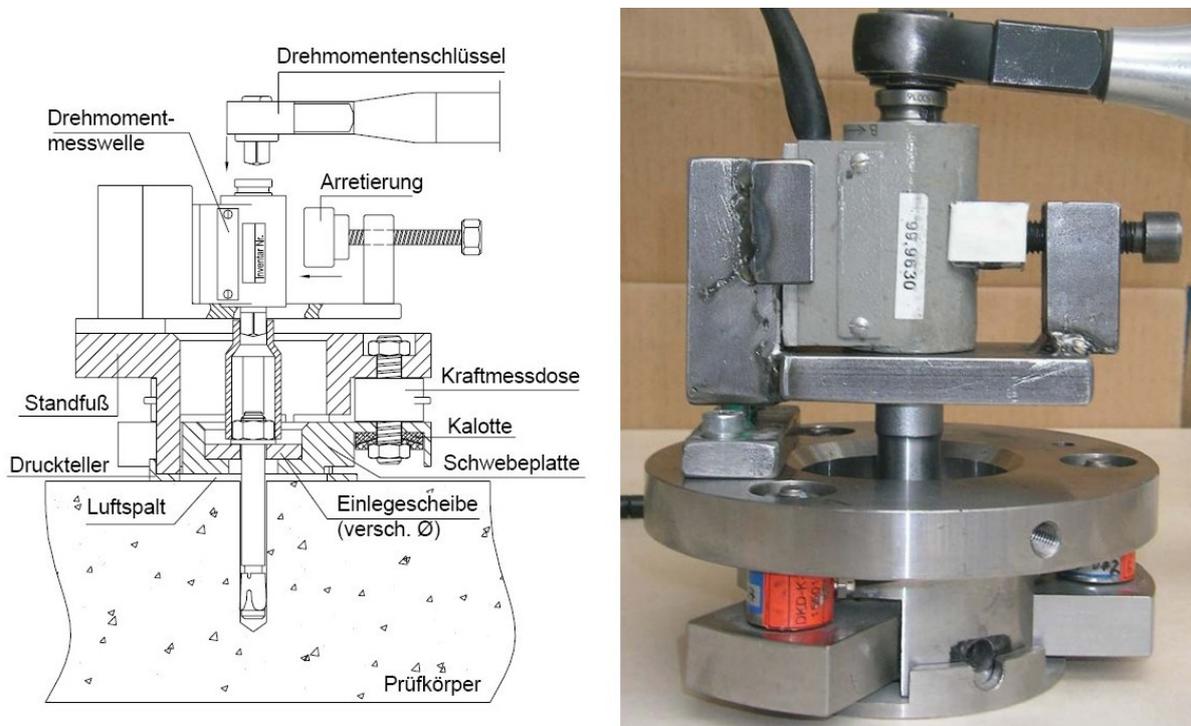


Abbildung 3.6: Versuchsaufbau FEP I, schematische Darstellung und Bild

Der Versuchsaufbau selbst besteht aus einer inneren Schwebplatte, die über drei Zugkraftmessdosen an einem Standfuß angehängt ist (Abbildung 3.6). Der Standfuß steht mittels eines Drucktellers auf dem Untergrund auf.

Es wird eine Einlegescheibe mit einem zur Dübelgröße passenden Durchgangsloch in die Aufnahme der Schwebplatte gelegt. Zwischen Unterlegscheibe und Versuchsaufbau wird doppelseitiges Sandpapier eingelegt. Die Erfassung der Zugkraft erfolgt innerhalb des Versuchsaufbaus über drei Zugkraftmessdosen, die als 3-Punktstützung montiert sind. Die Summe der drei Einzelwerte ergibt die Zuglast im Dübel. Während des Versuches werden die Zugkraft in der Ankerstange, das Dreh-

moment sowie der Drehwinkel der Mutter aufgezeichnet. Das Drehmoment wird mit einem mechanischen Drehmomentschlüssel, der über eine elektronische Messwelle mit der Mutter verbunden ist, stufenweise (90°-Drehungen) gesteigert.

3.2.11 Versuche zur Ermittlung der Spaltkraft (FEP II)

Bei den so genannten FEP II-Versuchen nach Mayer (1991) wird als Probekörper ein Betonwürfel mit einer Kantenlänge von 200 mm verwendet. Dieser wird mittig in zwei Hälften gesägt, wobei die ungeschaltete Seite geteilt wird. Zur Montage des Befestigungselementes werden die beiden Hälften mittels eines Spannrahmens wieder zusammengespannt, wobei zwischen den Hälften Abstandshalter mit einer Dicke von 2 mm angeordnet werden. Anschließend wird das Bohrloch mit einer in einem Bohrständer geführten Hammerbohrmaschine senkrecht zur ungeschalteten Fläche so erstellt, dass die Zwischenschicht mittig durch das Bohrloch verläuft.

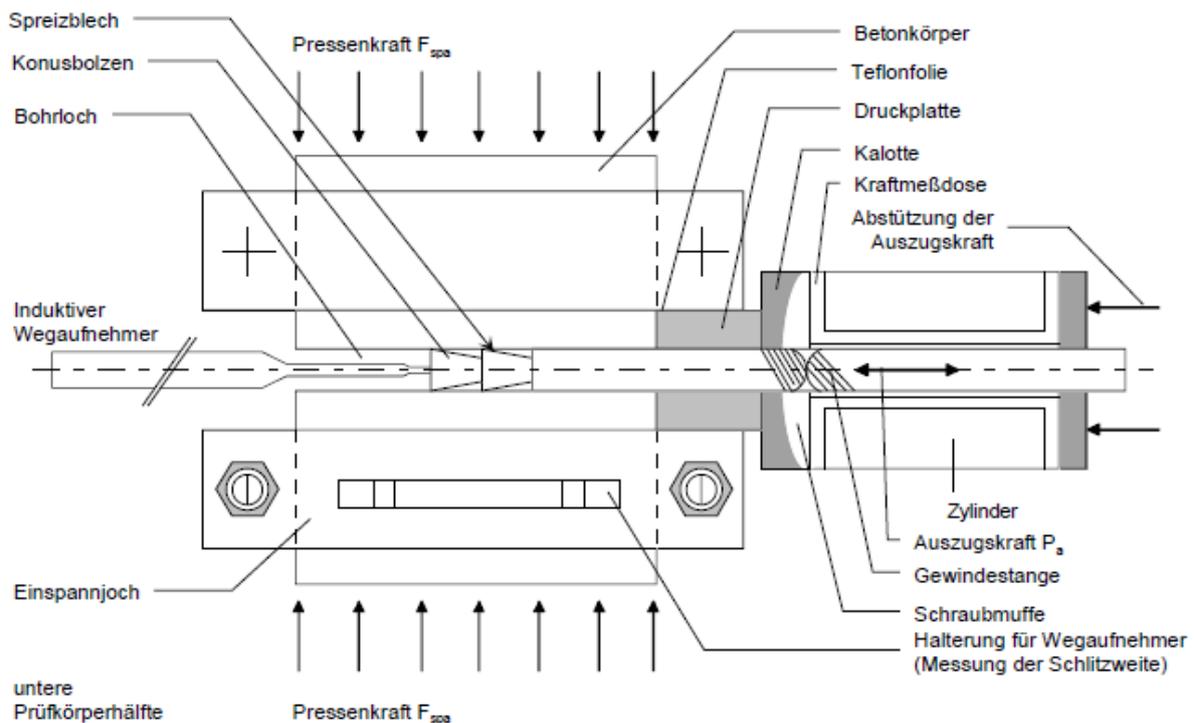


Abbildung 3.7: Schematische Darstellung Versuchsaufbau FEP II

Dann werden die beiden Probekörperhälften inklusive der Abstandhalter in eine Prüfmaschine eingebaut (Abbildung 3.7). Die Prüfmaschine wird so eingestellt, dass sie die beiden Hälften mit einer Kraft von 2 kN zusammendrückt. Daraufhin wird der Dübel montiert. Die Kraft der Prüfmaschine wird bei 2 kN gehalten. Je Würfelhälfte wird ein Einspannjoch montiert, um ein Spalten der Probekörperhälften in Querrichtung zu vermeiden.

Zur Belastung des Befestigungsmittels wird eine handgesteuerte Hydraulikpumpe verwendet. Die Reaktionskraft wird mit einer möglichst engen Abstützung wieder in

den Beton eingetragen. Die Prüfmaschine wird so eingestellt, dass sie während der Versuchsdurchführung den Abstand zwischen den Probekörperhälften konstant hält. Die dazu erforderliche Kraft wird gemessen und aufgezeichnet. Ebenso werden die am Dübel aufgebrauchte Zugkraft mittels einer Kraftmessdose sowie die Verschiebung des Dübels durch einen Wegaufnehmer gemessen. Dadurch erhält man einen Zusammenhang zwischen der am Dübel aufgebrauchten Zugkraft und der Spaltkraft, mit der die beiden Probekörperhälften von dem Befestigungsmittel auseinander gedrückt werden.

3.3 Numerische Untersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit wurden als Ergänzung der experimentellen Studien zahlreiche numerische Simulationen durchgeführt, um auch Untersuchungsergebnisse außerhalb der bei experimentellen Untersuchungen vorhandenen Grenzen zu erlangen.

Ein weiterer Vorteil der numerischen Simulationen ist, dass diese detaillierte Angaben über die Spannungs- und Dehnungsverteilung im Bauteil liefern. Dies hilft bei dem Verständnis der Versagensmechanismen.

Die Bruchprozesse des mehrphasigen und quasi-spröden Werkstoffes Beton sind Ergebnis relativ komplexer Vorgänge innerhalb der Materialstruktur. Prinzipiell lassen sich diese Schädigungsvorgänge entweder auf der Mikro- oder auf der Makroebene abbilden. In Mikromodellen wird die physikalische Materialstruktur modelliert und das jeweilige Materialverhalten und das Zusammenwirken der einzelnen Komponenten mit relativ einfachen Werkstoffgesetzen beschrieben. Das makroskopische Materialverhalten ergibt sich automatisch aus dem Verhalten der einzelnen Materialkomponenten und deren Zusammenwirken. Ein derartiges Modell bedingt jedoch einen sehr großen numerischen Aufwand. Größere Strukturen lassen sich daher (derzeit) nicht in einem vertretbaren Zeitrahmen berechnen.

Daher ist in der Praxis die Verwendung so genannter Makromodelle sinnvoller. Damit ein derartiges Modell realistische Ergebnisse liefern kann, müssen die relativ komplizierten Prozesse auf der Mikroebene, wie die Rissbildung, Kohäsion, Reibung und Wechselwirkung zwischen den Mikrorissen (Mikroriss-Interaktion) integrativ von einem Werkstoffgesetz erfasst werden.

Mit dem Ziel ein realistisches Modell für Beton zu entwickeln, wurde u. a. von *Bažant/Prat (1988)* und *Bažant/Ožbolt (1990)* an der Weiterentwicklung der von *Taylor (1938)* vorgestellten „Microplane“-Theorie für die Anwendung auf Beton gearbeitet. Von *Ožbolt/Li/Kožar (2001)* wurde nachgewiesen, dass das „Microplane“-Modell geeignet ist, das nichtlineare Verhalten des Betons für allgemeine dreidimensionale Spannungs-Dehnungs-Zustände realistisch vorherzusagen. Ausgehend von dem „Microplane“-Modell wurde von *Ožbolt (1998)*, u. a. auch am Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, das Finite-Element-Programm MASA[®] (Macroscopic Space Analysis) entwickelt. Dieses Programm wurde für sämtliche im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen verwendet.

Für das Erstellen der dreidimensionalen Modelle und ihrer Vernetzung sowie für die Visualisierung der Berechnungsergebnisse wurde das kommerzielle CAE-Programm FEMAP[®] verwendet. Die Vernetzung erfolgte mit Hilfe eines automatischen Netzgenerators.

3.3.1 Programmbeschreibung MASA

Das Programm MASA basiert auf der Finite-Elemente-Methode (FEM) und eignet sich allgemein zur Simulation von Bruchprozessen in quasi-spröden Materialien. Es wurde besonders in Hinblick auf Versagensvorgänge im Beton und Stahlbeton optimiert. Es kann zur linearen und nichtlinearen zwei- oder dreidimensionalen Berechnung verschiedenster Konstruktionen eingesetzt werden.

Als Materialmodell liegt der aktuellen Version von MASA das so genannte „microplane model with relaxed kinematic constraint“ (Methode der gelösten kinematischen Bindung) zugrunde, welches im folgenden Abschnitt beschrieben wird.

Die zur iterativen Berechnung des Gleichgewichts notwendige Steifigkeitsmatrix kann mit Hilfe drei verschiedener Methoden aufgestellt werden: die Methode der konstanten Steifigkeit, die Methode der Tangentensteifigkeit und die Methode der Sekantensteifigkeit. Die Verwendung einer konstanten Steifigkeitsmatrix erfordert einen vergleichsweise geringen Rechenaufwand, jedoch wird bei zunehmender Schädigung die Konvergenz schlechter und es kann zu ungenauen Ergebnissen kommen. Bei Verwendung der Tangentensteifigkeit wird die Steifigkeitsmatrix für jeden Iterationsschritt neu aufgestellt. Dies ermöglicht sehr genaue Berechnungsergebnisse, ist jedoch sehr rechen- und damit zeitintensiv. Die Sekantensteifigkeitsmethode stellt einen Kompromiss dar. Hier wird die Steifigkeitsmatrix nach jedem 25. Iterationsschritt dem aktuellen Materialzustand angepasst. Diese Methode wurde bei den Berechnungen dieser Arbeit ausnahmslos verwendet.

Zur Verhinderung netz- bzw. elementgrößenabhängiger Ergebnisse sind in MASA zwei verschiedene Ansätze zur Lokalisierungsbegrenzung implementiert: eine Rissband-Methode und ein nichtlokaler Integralansatz. Diese werden in Abschnitt 3.3.1.2 beschrieben.

In zahlreichen numerischen Studien konnte nachgewiesen werden, dass das Programm geeignet ist, das Tragverhalten von Beton- und Stahlbetonbauteilen und insbesondere auch das Tragverhalten von Befestigungen realitätsnah abzubilden (z. B. *Ožbolt et al. (1999)*).

3.3.1.1 Konstitutives Gesetz – „Microplane“-Modell

Kennzeichen des „Microplane“-Materialmodells sind die Mikroebenen unterschiedlicher Ausrichtung innerhalb des Materials, für die die Materialeigenschaften getrennt definiert sind. Diese Ebenen können als Rissebenen zwischen den Zuschlagskörnern betrachtet werden (Abbildung 3.8a).

Die Materialeigenschaften sind vollständig durch eine eindimensionale Beziehung zwischen den Spannungs- und Dehnungskomponenten auf jeder Mikroebene sowohl in Normal- als auch in Schubspannungsrichtung gekennzeichnet (Abbildung 3.8b). Von den Dehnungskomponenten auf der Mikroebene wird angenommen, dass es sich um Projektionen des makroskopischen Dehnungstensors handelt (Methode der kinematischen Bindung). Ist das Spannungs-Dehnungsgesetz jeder Komponente der Mikroebene bekannt, so lassen sich aus den bekannten Dehnungen der Mikroebene die makroskopische Steifigkeit und der Spannungstensor berechnen. Dazu werden die Spannungskomponenten auf der Mikroebene über alle Richtungen integriert. Diese Integration erfolgt numerisch auf der Grundlage der Methode der virtuellen Arbeit.

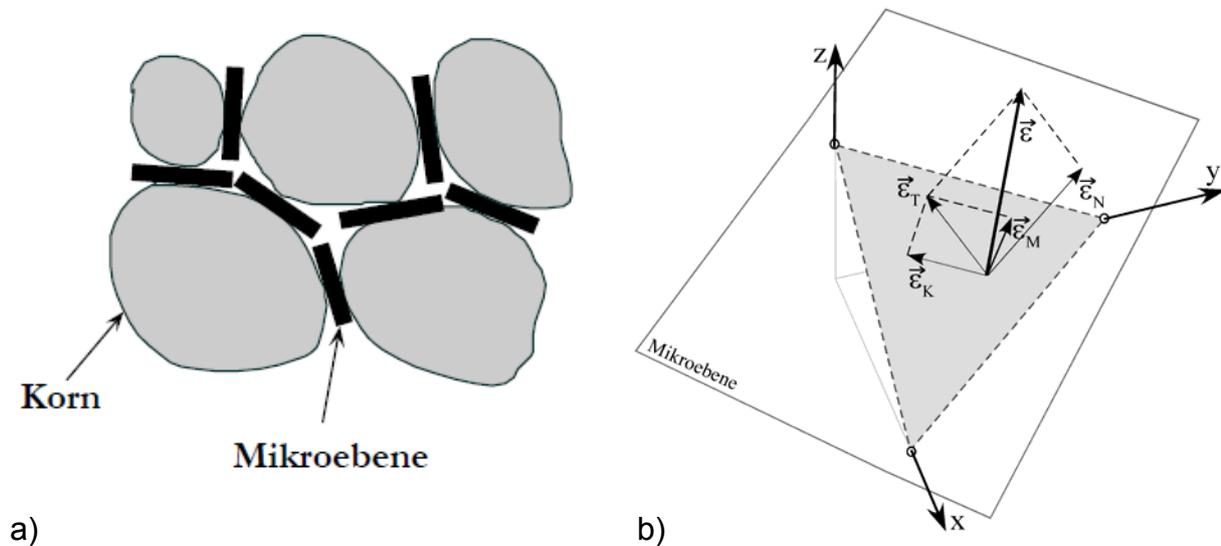


Abbildung 3.8: Konzept des „microplane“-Materialmodells: a) Kontaktflächen (Mikroebenen) im Material und b) Definition der Dehnungskomponenten einer Mikroebene

Ein wesentlicher Vorteil dieses Modells ist seine relative Einfachheit, die sich dadurch begründet, dass für jede Komponente der Mikroebenen nur einachsige Spannungs-Dehnungsgesetze erforderlich sind. Dennoch ist es uneingeschränkt im dreidimensionalen Bereich gültig und kann auf einfache Weise Anisotropie von Materialien berücksichtigen.

3.3.1.2 Lokalisierungsbegrenzung

Kennzeichen quasi-spröder Materialien wie Beton ist eine Entfestigung infolge Schädigung und Rissbildung. Bei der numerischen Simulation nach der Finite-Elemente-Methode erfolgt die Lokalisierung der Schädigung in einem Bereich, dessen Größe von der Elementgröße abhängt. Als Folge sind die Berechnungsergebnisse abhängig von dem verwendeten Finite-Element-Netz. Dies begründet sich dadurch, dass in einem groben Netz das Schädigungsvolumen und somit auch die dissipierte Energie infolge Rissbildung größer ist als in einem feinen Netz. Um von dem Finite-Element-Netz weitgehend unabhängige Ergebnisse zu erhalten, ist es notwendig einen so genannten Lokalisierungsbegrenzer einzusetzen. Nachfolgend werden zwei unterschiedliche Konzepte zur Lokalisierungsbegrenzung beschrieben, welche beide im

Programm MASA implementiert sind. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ausschließlich die Rissband-Methode eingesetzt.

Rissband-Methode

Die grundlegende Annahme der Rissband-Methode (*Bažant/Oh (1983)*) ist Lokalisierung der Schädigung in einer Reihe von nebeneinander liegenden finiten Elementen. Dass die Energiedissipation infolge Rissbildung unabhängig von der Elementgröße und gleich groß wie die Bruchenergie des Betons G_F ist, kann gewährleistet werden, wenn das konstitutive Entfestigungsgesetz derart modifiziert wird, dass gilt:

$$G_F = A_f \cdot h = \textit{konstant} \quad (3.1)$$

mit: A_f = Fläche unter der lokalen Spannungs-Dehnungslinie für zentrischen Zug

h = Elementgröße bzw. angenommene Breite des Rissbandes

Untersuchungen von *Ožbolt (1999)* haben gezeigt, dass die Berechnungsergebnisse neben der Elementgröße auch von der Form und Ausrichtung der Elemente abhängig sein können. Er entwickelte daher die so genannte „Stress Relaxation Method“ (*Ožbolt (1999)*), um diese Abhängigkeit zu minimieren ohne gleichzeitig den numerischen Aufwand gegenüber der herkömmlichen Rissband-Methode deutlich zu erhöhen. Diese neue Methode stellt eine Kombination der Rissband-Methode und der nichtlokalen Integralmethode dar. Sie ist in der aktuellen Version von MASA integriert.

Nichtlokale Integralmethode

Bei der nichtlokalen Integralmethode werden die Dehnungen über eine konstante vorgegebene charakteristische Länge gemittelt. Von dieser wurde ursprünglich angenommen, dass es sich um eine vom Größtkorn des Betons abhängende Materialkonstante handelt. Nach neueren Erkenntnissen (*Bažant (1991)*) hängt die Größe der charakteristischen Länge jedoch vom Spannungs- und Dehnungsfeld in der Umgebung der Rissprozesszone ab. Außerdem hat sich gezeigt, dass mit der nichtlokalen Integralmethode vielfach nur dann realistische Ergebnisse erzielt werden, wenn das Netz im Bereich von Diskontinuitäten sowie im Schädigungsbereich eine hinreichende Netzfeinheit aufweist. Infolge der nichtlokalen Interaktion sowie der vergleichsweise aufwendigen Netze ist bei dieser Methode der numerische Aufwand sehr groß.

3.3.1.3 Werkstoffgesetze

Allgemein können die Werkstoffgesetze eines Materials über die Eingabe der „Microplane“-Parameter definiert werden. Auf diesem Weg lässt sich ein nahezu beliebiges Materialverhalten vorgeben. Das Materialverhalten von Stahl und Beton kann direkt über die Eingabe von Materialkennwerten erfolgen. So kann das Materialverhalten von Beton über die Eingabe des Elastizitätsmoduls, der Betonzugfestigkeit, der Betondruckfestigkeit, der Querdehnzahl und der Bruchenergie definiert werden. Aus diesen Angaben werden dann intern die „Microplane“-Parameter errechnet.

3.3.2 Modellierung

Für alle Simulationen wurden drei-dimensionale Modelle mit einer Diskretisierung aus vierknotigen Tetraeder-Elementen verwendet. Teilweise wurden Symmetrien ausgenutzt und nur halbe oder viertel Modelle generiert. Die Belastung wird inkrementell in Form von Knotenverschiebungen aufgebracht. Die von dem Programm berechnete Reaktionskraft entspricht der zu der jeweiligen Verschiebung gehörenden Last.

Bei der Modellerstellung wurde darauf geachtet, dass das Finite-Element-Netz im Bereich von Lasteinleitungszonen (Diskontinuität) fein elementiert ist. Mit zunehmendem Abstand vom Lasteinleitungsbereich nimmt die Elementgröße dann zu.

Bei den numerischen Untersuchungen wurden insgesamt fünf verschiedene Betone verwendet. Die jeweiligen mechanischen Eigenschaften sind in Tabelle 3.3 aufgelistet. Diese wurden entsprechend den Angaben im *Model Code 90* angesetzt. Hinsichtlich der Bruchenergie wurde von einem Durchmesser des Größtkorns von 16 mm ausgegangen. Für die Untersuchungen des Einflusses der geometrischen Parameter wurde ausschließlich der Beton 1 mit einer mittleren Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Die anderen Betone dienten für Untersuchungen zum Einfluss der Betonfestigkeitseigenschaften.

Materialeigenschaft	Beton 1 (C20/25)	Beton 2 (C12/15)	Beton 3 (C30/37)	Beton 4 (C40/50)	Beton 5 (C50/60)
Betondruckfestigkeit $f_{cm,cyl} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	28	20	38	48	58
Betonzugfestigkeit $f_{ctm} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	2,2	1,6	2,9	3,5	4,1
Elastizitätsmodul $E_{cm} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	29 000	26 000	32 000	35 000	36 800
Querdehnzahl ν	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Bruchenergie G_F $\text{[Nmm/mm}^2\text{]}$	0,06	0,05	0,075	0,09	0,10

Tabelle 3.3: Materialparameter für verschiedene Betone der numerischen Untersuchungen

Da die numerischen Untersuchungen nur auf Versagen des Betons ausgerichtet sind, wird das Materialverhalten des Stahls der Kopfbolzen und der Ankerstange bei Verbunddübeln linearelastisch angenommen. Der Elastizitätsmodul des Stahls wurde mit $210\,000 \text{ N/mm}^2$ und die Querdehnzahl mit 0,33 angesetzt.

3.3.2.1 Innendruck

Es wird in dem zu untersuchenden Betonkörper eine zylindrische Aussparung modelliert. Abbildung 3.9 zeigt ein Modell für einen Einzeldübel am Rand. Unter Ausnutzung der Symmetrie wurde nur eine Hälfte modelliert. Der Innendruck wird in der

Mantelfläche der Aussparung als Verschiebungen in Radialrichtung an den Knoten der Betonelemente aufgebracht (Abbildung 3.10). Zur Simulation der über Reibung in den Beton eingetragenen Zugkraft eines Metallspreizdübels werden an den gleichen Knoten auch Verschiebungen in Achsrichtung der zylindrischen Aussparung aufgebracht.

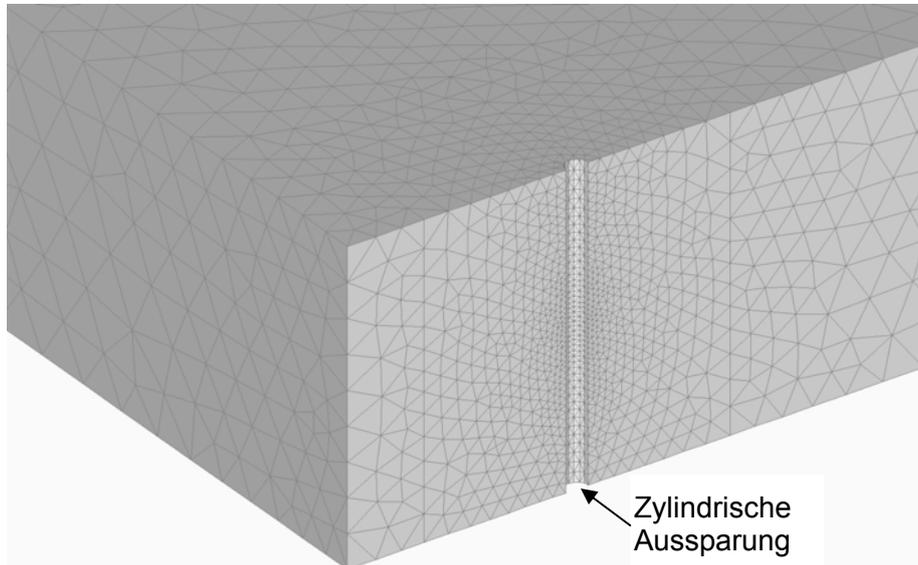


Abbildung 3.9: Modellierung Innendruck, Modell für Einzeldübel am Rand

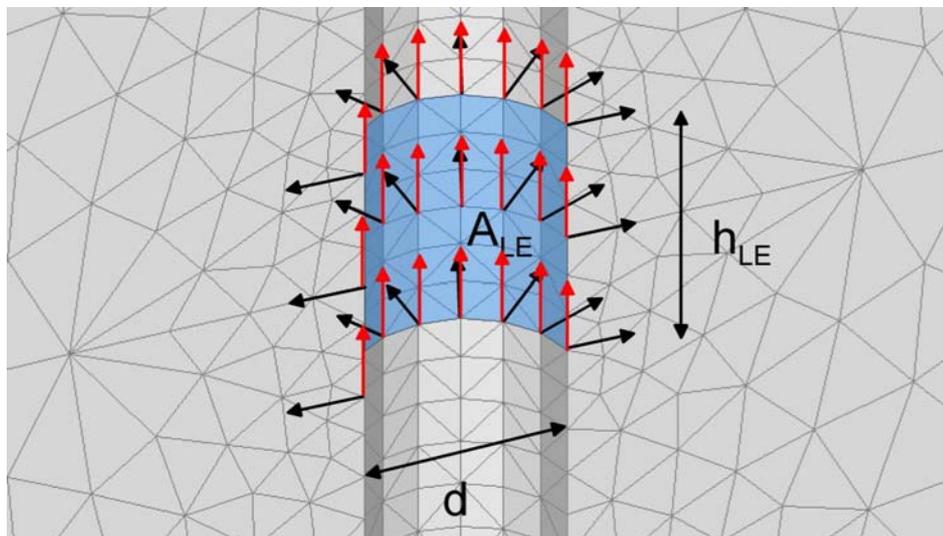


Abbildung 3.10: Modellierung Innendruck, Detail Lasteinleitungsfläche

Für jeden Lastschritt ergibt sich eine Reaktionskraft mit zwei Komponenten für die beiden Raumrichtungen in der Ebene senkrecht zur Achse der zylindrischen Aussparung. Es wird die jeweilige Richtungskomponente der einzelnen Knoten aufaddiert. Dadurch erhält man für die beiden Richtungen jeweils den aufgebrauchten Innendruck bzw. eine Spaltkraft. Die Reaktionskräfte der Verschiebungen in Achsrichtung ergeben die eingeleitete Zugkraft.

3.3.2.2 Kopfbolzen

Für Kopf und Schaft des Kopfbolzens wird jeweils ein Zylinder modelliert, dem die Materialeigenschaften von Stahl zugewiesen werden. An den Mantelflächen des Kopfes und des Schaftes, hier nur oberhalb des Kopfes mit einer Höhe des zweifachen Kopfdurchmessers, ist eine „Kontaktschicht“ (Interface-Elemente) angeordnet. Die Materialeigenschaften dieser Schicht sind so eingestellt, dass sie praktisch keine Zugkräfte, nur sehr geringe Schubkräfte aber Druckkräfte übertragen kann. Die Dicke der Kontaktschicht beträgt 1 mm und die Elemente werden innerhalb des eigentlichen Volumens des Kopfbolzens angeordnet. So wird die Geometrie des Betonvolumens nicht beeinflusst, was einen Einfluss z. B. auf die Ergebnisse im Hinblick auf eine Untersuchung des Einflusses der Größe der Lasteinleitungsfläche haben könnte. Entlang des Schaftes gibt es oberhalb der Kontaktschicht einen 1 mm breiten Spalt, damit hier zwischen den Stahl- und den Betonelementen keine Kraftübertragung stattfindet. Ebenso haben die Betonelemente unterhalb des Kopfes keine Verbindung zu diesem, da ansonsten dort Zugkräfte übertragen würden, was in der Realität jedoch nicht möglich ist.

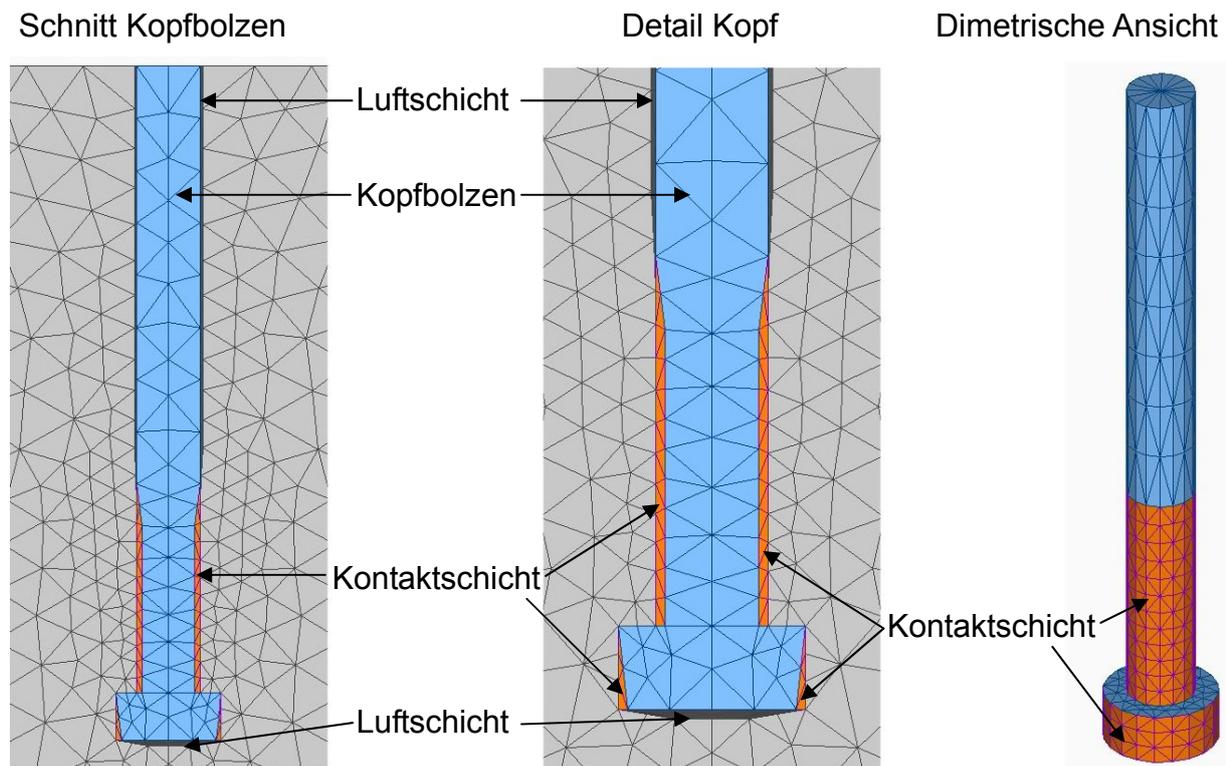


Abbildung 3.11: Modellierung von Kopfbolzen

In der Realität werden zwischen dem Stahl des Kopfbolzens und dem Beton keine nennenswerten Zug- oder Schubkräfte übertragen, da eine Adhäsionsverbindung nur sehr schwach ausgeprägt ist. Die Kontaktschicht gewährleistet einerseits, dass der Beton sich gegen den Stahl bzw. den Kopfbolzen abstützen kann, was im Bereich der Lasteinleitung für realitätsnahe Ergebnisse wichtig ist. Andererseits verhindert die Kontaktschicht, dass von den Stahlelementen Zug- oder Schubkräfte in den Beton übertragen werden.

Für Untersuchungen zum Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche wurden bei den numerischen Simulationen die Abmessungen des Kopfbolzens variiert. In Tabelle 3.4 sind den nachfolgend verwendeten Bezeichnungen der unterschiedlichen Kopfbolzen die jeweiligen Abmessungen zugeordnet.

Bezeichnung	Schaftdurchmesser d_s [mm]	Kopfdurchmesser d_K [mm]
KB1	12	20
KB2	24	40
KB3	12	40
KB4	12	30
KB5	12	34,2
KB6	12	16,5

Tabelle 3.4: Abmessungen der bei den numerischen Untersuchungen verwendeten Kopfbolzen

3.3.2.3 Verbunddübel

Bestandteil konventioneller Verbunddübel ist eine Gewindestange mit metrischem Gewinde nach *DIN 976*. Deren verhältnismäßig feingliedrige Geometrie wurde für die Modellierung vereinfacht. Die Vereinfachung basiert auf der in *Appl (2009)* verwendeten Modellierung. So wurden die Gewindegänge der Gewindestange nicht wendelartig umlaufend sondern rechtwinklig zur Längsachse der Gewindestange modelliert. Außerdem wurde der Abstand dieser „Ersatzgewindegänge“ vergrößert bzw. ihre Anzahl verringert, um die von der Elementanzahl abhängende Rechenzeit zu begrenzen. Weiterhin wurde nur die halbe Gewindeflanke modelliert, da diese ausreichend ist, um die Kraftübertragung mittels Formschluss von der Ankerstange in die Mörtelschicht abzubilden. Die gewählten Abmessungen können Tabelle 3.5 entnommen werden.

Die Vereinfachungen erscheinen gerechtfertigt, da sich die Untersuchungen auf Versagen des Betons beschränken, und für die Berechnungsergebnisse nicht der Übergang der Kraft von der Ankerstange in die Mörtelschicht sondern der von der Mörtelschicht in den Beton entscheidend ist.

Ankerstange	Kerndurchmesser d_{Kern} [mm]	Gewindeabstand P [mm]	Gewindetiefe t_G [mm]
M6	4,5	1,5	0,75
M12	9,6	3,0	1,20
M24	19,9	6,0	2,05

Tabelle 3.5: Abmessungen des modellierten „Ersatzgewindes“

Das modellierte Gewinde greift in eine Mörtelschicht (Abbildung 3.12) ein. Deren Schichtdicke bzw. der Ringspalt variiert in Abhängigkeit des Ankerstangendurchmes-

sers und entspricht den Abmessungen, die sich aufgrund der Differenz aus dem für die Dübelgröße üblichen Bohrlochdurchmesser d_B und dem Durchmesser der jeweiligen Ankerstange ergibt (Tabelle 3.6).

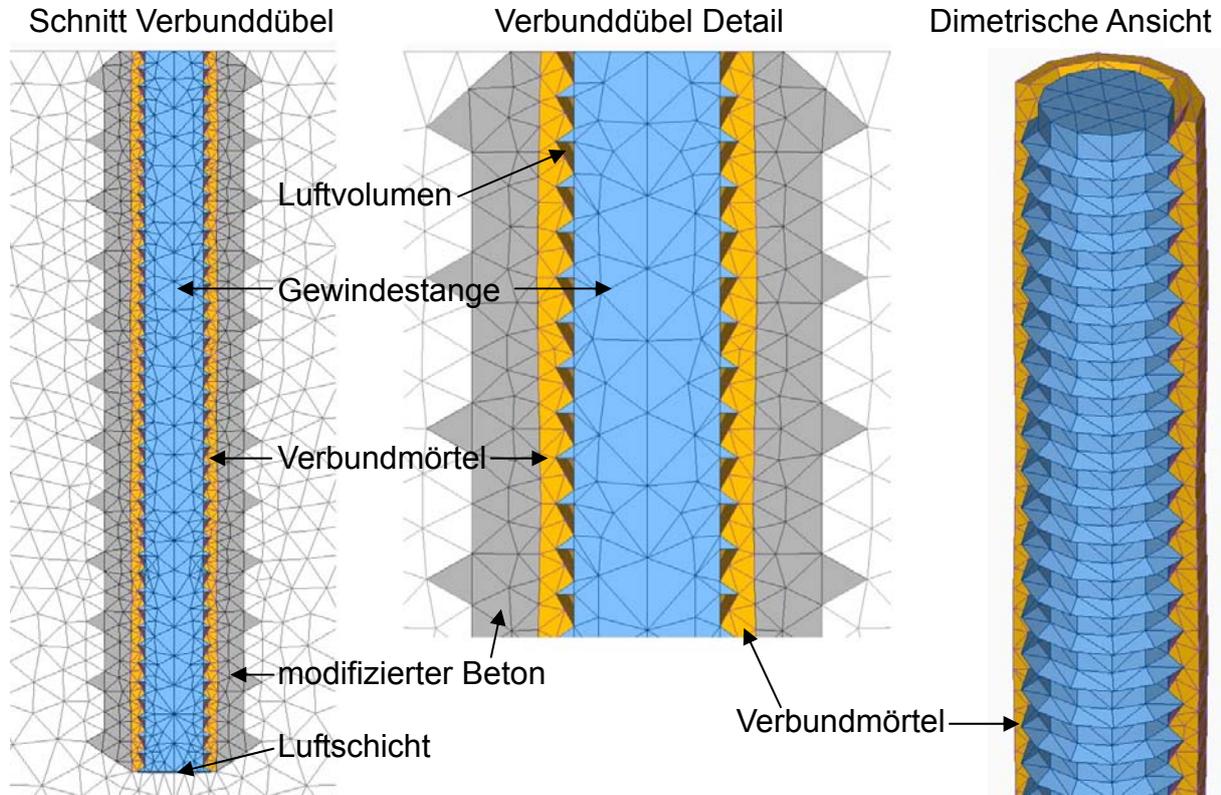


Abbildung 3.12: Modellierung von Verbunddübeln

Ankerstange	Nennendurchmesser d [mm]	Bohrlochdurchmesser d_B [mm]	Mörtelschichtdicke t_M [mm]
M6	6	8	1,0
M12	12	14	1,0
M24	24	28	2,0

Tabelle 3.6: Abmessungen der Verbundmörtelschichten verschiedener Dübelgrößen

Für die Untersuchungen dieser Arbeit wurden drei verschiedene Mörtelschichten verwendet, um die Verbundfestigkeit zu variieren. Da das Interesse dieser Arbeit auf ein Betonversagen gerichtet ist, wurde für die numerischen Untersuchungen jedoch fast ausschließlich eine Mörtelschicht verwendet, die eine sehr hohe Verbundfestigkeit aufweist. Dadurch kann Versagen durch Herausziehen vermieden werden. Die Materialeigenschaften der drei unterschiedlichen Mörtelschichten wurden auf dem Markt befindlichen Injektionssystemen nachempfunden. Ihre in den nachfolgenden Kapiteln verwendete Bezeichnung sowie ihre ungefähre Verbundfestigkeit sind in Tabelle 3.7 angegeben. Die Höhe der jeweiligen Verbundfestigkeit variiert je nach

Verankerungstiefe und Durchmesser etwas und kann daher nicht präzise angegeben werden.

Bezeichnung	Beschreibung	Verbundfestigkeit τ_u
VB1	hohe Verbundfestigkeit	ca. 30 N/mm ²
VB2	mittlere Verbundfestigkeit	ca. 16 N/mm ²
VB3	geringe Verbundfestigkeit	ca. 11 N/mm ²

Tabelle 3.7: Bezeichnung und Verbundfestigkeiten der verwendeten Verbunddübelssysteme

Wie in *Appl (2009)* beschrieben, ist die Kraftübertragung zwischen der Mörtelschicht und dem Beton das Ergebnis relativ komplexer Mechanismen wie Mikroverzahnung und Adhäsion, deren Modellierung für ein makroskopisches Materialmodell eine Modifizierung der Eigenschaften der an die Mörtelschicht grenzenden Betonelemente erfordert. Es wurde die in *Appl (2009)* erfolgreich eingesetzte Modellierung übernommen. Die Verbundfestigkeit des Dübels ergibt sich aus der Kombination der Materialeigenschaften der Mörtelschicht und der daran angrenzenden und hinsichtlich ihrer Schubfestigkeit modifizierten Betonelemente. Nähere Details dazu können *Appl (2009)* entnommen werden.

3.3.2.4 Simulation der Abstützung

Abbildung 3.13 zeigt für einen Einzeldübel in der Bauteilecke die Festhalterungen zur Simulation einer engen Abstützung. Die Abstützung wird durch das Festhalten von Knoten an der Betonoberfläche in zur Oberfläche orthogonaler Richtung simuliert. Im Fall einer engen Abstützung werden alle Knoten eines Kreisringes mit einem Aussendurchmesser, der der dreifachen Verankerungstiefe entspricht, festgehalten. Der innere Radius beträgt bei Verbunddübeln $\frac{4}{3}$ des Nenndurchmessers. Bei Kopfbolzen und bei Innendruck entspricht der innere Radius dem Radius der zylindrischen Aussparung im Beton.

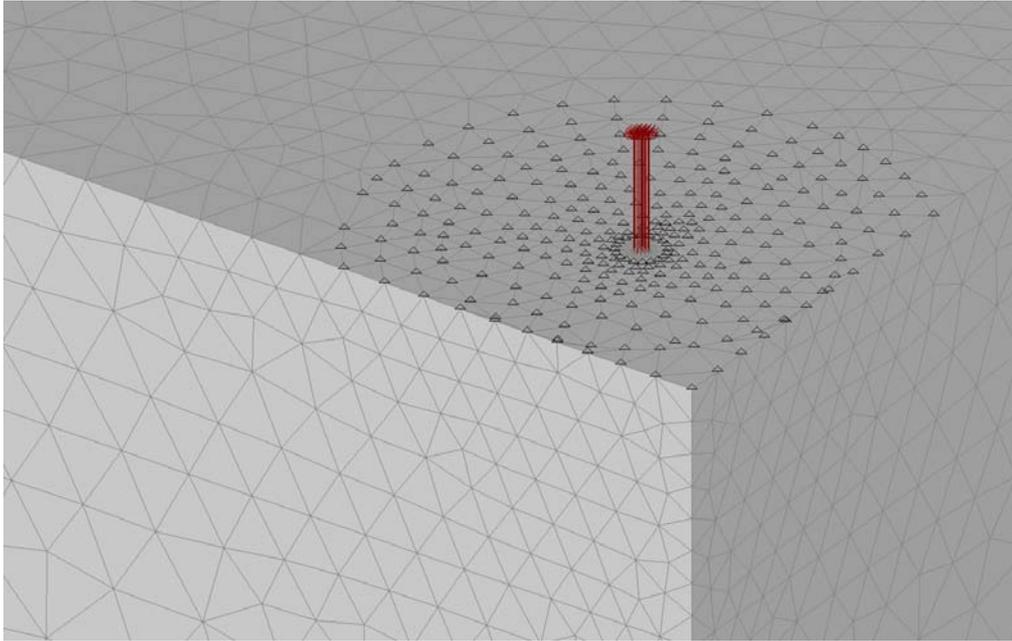


Abbildung 3.13: Simulation einer engen Abstützung bei einem Einzeldübel in der Ecke

Die Simulation einer weiten Abstützung erfolgt durch das Festhalten von jeweils zwei linienförmigen Knotenreihen in einem lichten Abstand entsprechend der zweifachen Verankerungstiefe an beiden Seiten vom Dübel (Abbildung 3.14). Hinter dem Dübel werden senkrecht dazu nochmals zwei Knotenreihen festgehalten. Bei randfernen Befestigungen werden die Knoten auf einem Kreisring mit dem inneren Radius der zweifachen Verankerungstiefe festgehalten.

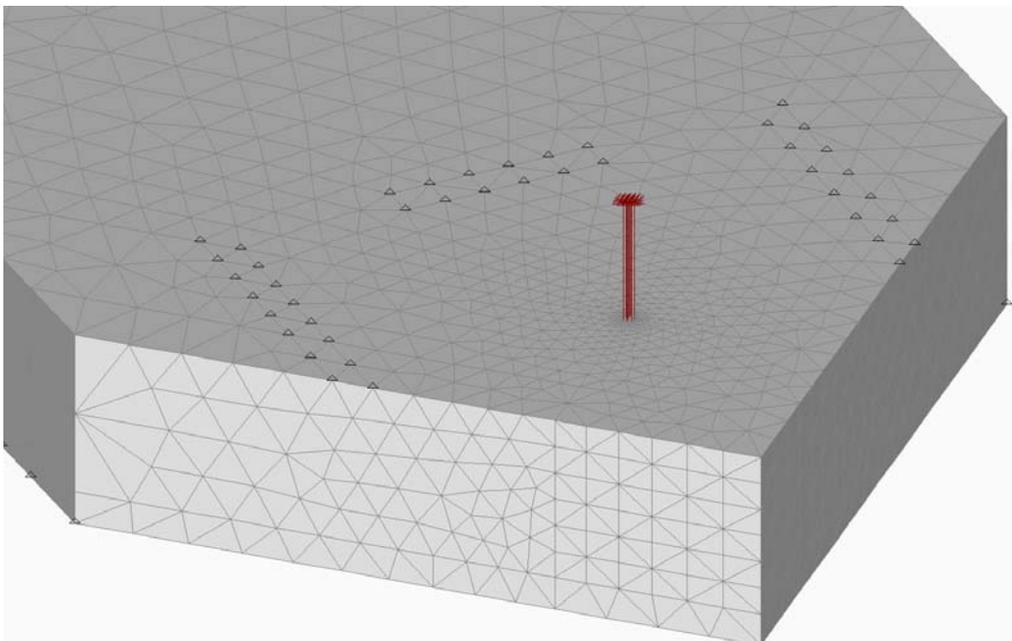


Abbildung 3.14: Simulation einer weiten Abstützung bei einem Einzeldübel in der Ecke

4 Untersuchungen und Ergebnisse bei enger Abstützung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der durchgeführten numerischen und experimentellen Untersuchungen mit stoff-, form- und reibschlüssigen Befestigungsmitteln beschrieben. Mit dem Ziel Versagen durch Spalten des Ankergrundes zu erzeugen, erfolgte bei allen Untersuchungen die Abstützung der Reaktionskraft mit einer engen Abstützung. Anhand der Untersuchungsergebnisse wird der Versagensmechanismus bei Spaltversagen erklärt, und es werden Berechnungsmodelle zur Beschreibung der jeweiligen Höchstlasten abgeleitet.

Die Berechnungsmodelle orientieren sich an den in der Befestigungstechnik etablierten Berechnungsmodellen für Betonausbruch (Abschnitt 2.4.1.1) und Betonkantenbruch (*Hofmann (2005)*). Bei diesen Berechnungsmodellen wird die Höchstlast des jeweiligen Anwendungsfalles über das Verhältnis idealisierter auf die Bauteiloberfläche projizierter Bruchflächen berechnet. Als Grundfall dient die maximale Bruchfläche eines Einzeldübels. Dieses Vorgehen wurde bereits in *Asmus (2007)* vorgeschlagen. Die das Spaltversagen hervorrufende Spaltkraft wirkt ebenso wie die den Betonkantenbruch verursachende Querlast senkrecht zur Achse des Dübels. Daher erfolgt auch hier die Projektion der Bruchflächen, wie beim Betonkantenbruch, auf die Seitenfläche des Bauteils. Der Grundfall ist der Einzeldübel am Rand.

4.1 Spannungsverteilung infolge von Spaltkräften

Bei Versuchen mit enger Abstützung stützt sich die Auszugsvorrichtung gegen die Abstützplatte ab, so dass diese gegen die Betonoberfläche gepresst wird. Die Druckkraft ist dabei aus Gleichgewichtsgründen mit der Zugkraft am Dübel identisch. Als Folge muss die vom Dübel in den Beton eingeleitete Kraft über Druckstreben zur Abstützplatte geführt werden. Dies ist in Abbildung 4.1 schematisch dargestellt. Das dabei auftretende Spannungsfeld breitet sich rotationssymmetrisch um den Dübel aus, sofern es nicht z. B. durch einen Bauteilrand daran gehindert wird. Dementsprechend kann eine Befestigung als randfern montiert betrachtet werden, wenn die Ausbreitung ihres Spannungsfeldes nicht durch Bauteilränder gestört wird.

Bei Verbunddübeln wird die an der Ankerstange angreifende Zugkraft verteilt über die gesamte Verankerungstiefe in den Ankergrund eingeleitet. Bei Hinterschnittdübeln und Kopfbolzen wird hingegen die Last nur am Ende der Verankerungstiefe eingeleitet. Gleiches gilt für Metallspreizdübel.

Zur Veranschaulichung der infolge der Lasteinleitung im Verankerungsgrund auftretenden Spannungen wurden numerische Simulationen mit einem mittig in einem Plattenstreifen mit einer Breite von 700 mm angeordneten Dübel durchgeführt. Es wurde die Symmetrie genutzt und nur der halbe Plattenstreifen modelliert. Die Knoten des FE-Netzes in der Symmetrieebene wurden senkrecht zu dieser gehalten.

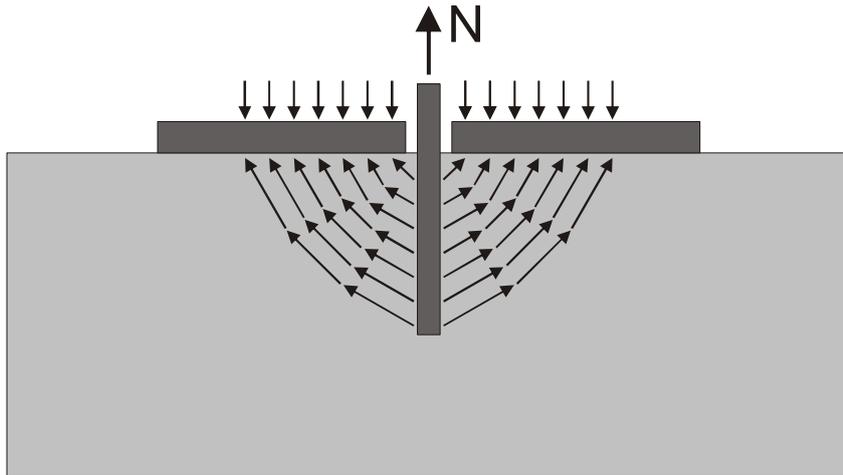


Abbildung 4.1: Schematische Darstellung des Kraftflusses von einem Verbunddübel in die Abstützplatte

Abbildung 4.3 und Abbildung 4.4 zeigen für einen durch die Dübelachse geführten Schnitt durch den Ankergrund (Abbildung 4.2) die Spannungen in Richtung der am Dübel angreifenden Zugkraft. Die Zugkraft am Dübel beträgt ca. 100 kN. Bei Verbunddübeln (Abbildung 4.3) treten die größten Druckspannungen direkt unterhalb der Abstützung auf. Der Durchmesser eines Volumens mit einer bestimmten Spannung nimmt zum Ende der Verankerungstiefe hin ab. Bei Kopfbolzen (Abbildung 4.4) treten die höchsten Druckspannungen direkt oberhalb des Kopfes auf. Da sich die Spannungen mit zunehmendem Abstand vom Kopf verteilen, nimmt die Höhe der Druckspannungen mit dem Abstand ab. Unterhalb der Abstützplatte sind die Druckspannungen innerhalb eines vergleichsweise großen Radius relativ gleichmäßig verteilt.

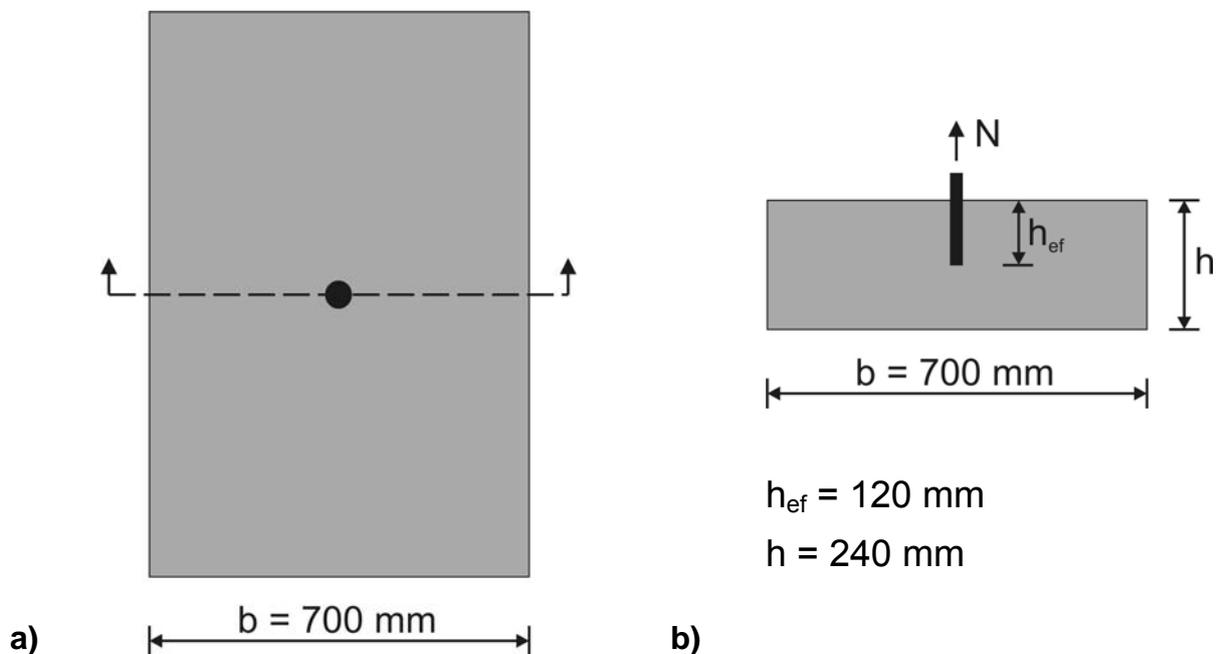


Abbildung 4.2: Plattenstreifen: a) Draufsicht mit Schnittführung und b) Ansicht Schnittebene

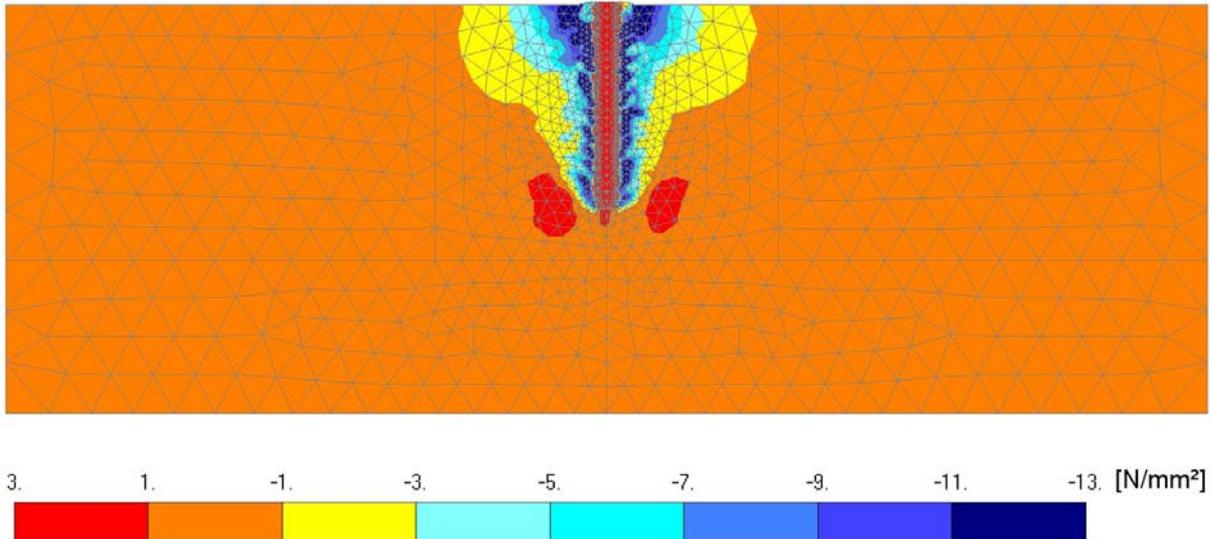


Abbildung 4.3: Spannungen in Zugrichtung für Verbunddübel M12, $N = 100 \text{ kN}$

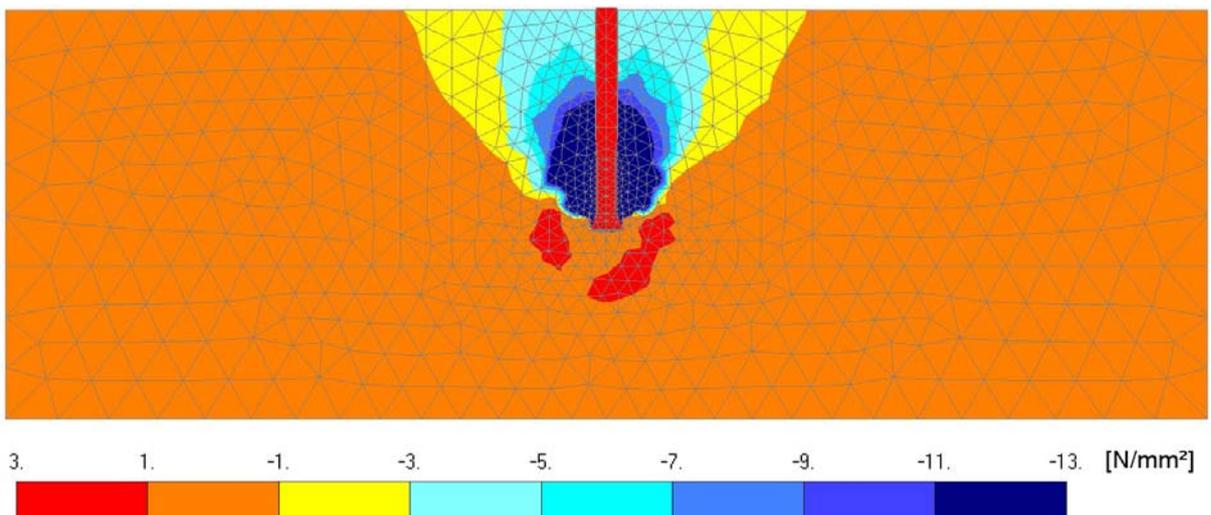


Abbildung 4.4: Spannungen in Zugrichtung für Kopfbolzen KB1, $N = 100 \text{ kN}$

Abbildung 4.5 zeigt für den gleichen Schnitt die senkrecht zur Schnittebene wirkenden Spannungen. Bei einem Verbunddübel treten um den Dübel herum in einem annähernd zylinderförmigen Volumen Druckspannungen auf. Im Rest der Querschnittsfläche wirken Zugspannungen, die ihre größten Werte nahe an dem zylinderförmigen Volumen mit Druckspannungen in einer Höhe zwischen etwa 20 % und 60 % der Verankerungstiefe haben. Das zylinderförmige Druckspannungsfeld resultiert aus den Druckspannungen in Belastungsrichtung (Abbildung 4.3), welche ein Bestreben des Betons zur Ausdehnung in die Querrichtungen hervorrufen. Aufgrund des umgebenden Betons sind diese Querdehnungen jedoch nicht ungehindert möglich, so dass sich als Reaktion das zylinderförmige Druckspannungsfeld aufbaut. Diesen Druckspannungen wirken dann in der restlichen Querschnittsfläche Zugspannungen entgegen. Die aufsummierten Druckspannungen im Bereich des Dübels entsprechen der durch die Lasteinleitung des Dübels hervorgerufenen Spaltkraft. Ab einem bestimmten Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe treten am unteren

Rand des Querschnitts Druckspannungen auf, die aus einer Ausmitte der Spaltkraft gegenüber der Schwerelinie des Querschnitts resultieren.

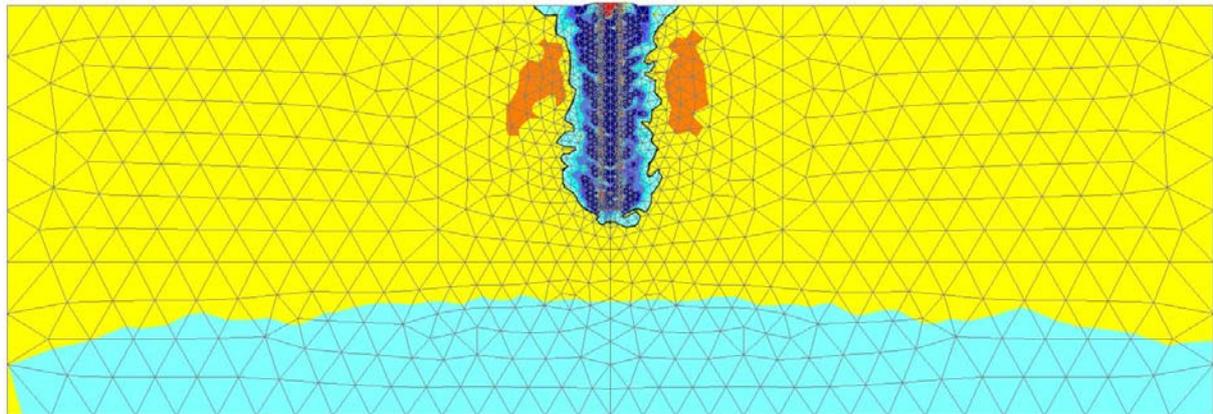


Abbildung 4.5: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für Verbunddübel M12, $N = 100 \text{ kN}$

Mit ansteigender Zugkraft am Dübel steigen sowohl der Durchmesser des zylindrischen Volumens mit Druckspannungen als auch die Höhe der Druckspannungen an. So nimmt für einen Verbunddübel der Größe M12 der Durchmesser von ca. 48 mm bei einer Zugkraft von 100 kN auf ca. 60 mm bei einer Zugkraft von 150 kN zu (Abbildung 4.6). Aus Gleichgewichtsgründen nimmt auch die Höhe der im Querschnitt wirkenden Zugspannungen zu.

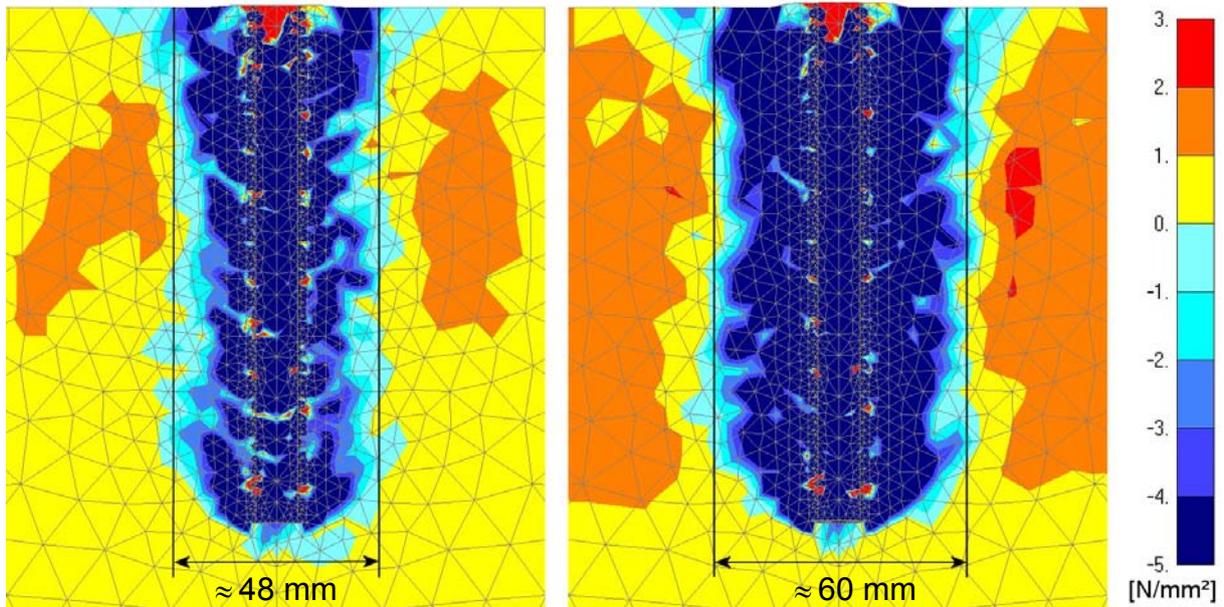


Abbildung 4.6: Druckspannungsfeld der Spannungen senkrecht zur Schnittebene von Verbunddübel M12 für $N = 100 \text{ kN}$ und $N = 150 \text{ kN}$

Die Zunahme des Durchmessers verringert sich jedoch mit zunehmender Zugkraft am Dübel zugunsten einer Erhöhung der Druckspannungen. Wird die am Dübel M12

angreifende Last von 150 kN auf 200 kN erhöht, so vergrößert sich der Durchmesser nur noch von ca. 60 mm auf ca. 65 mm (Abbildung 4.7).

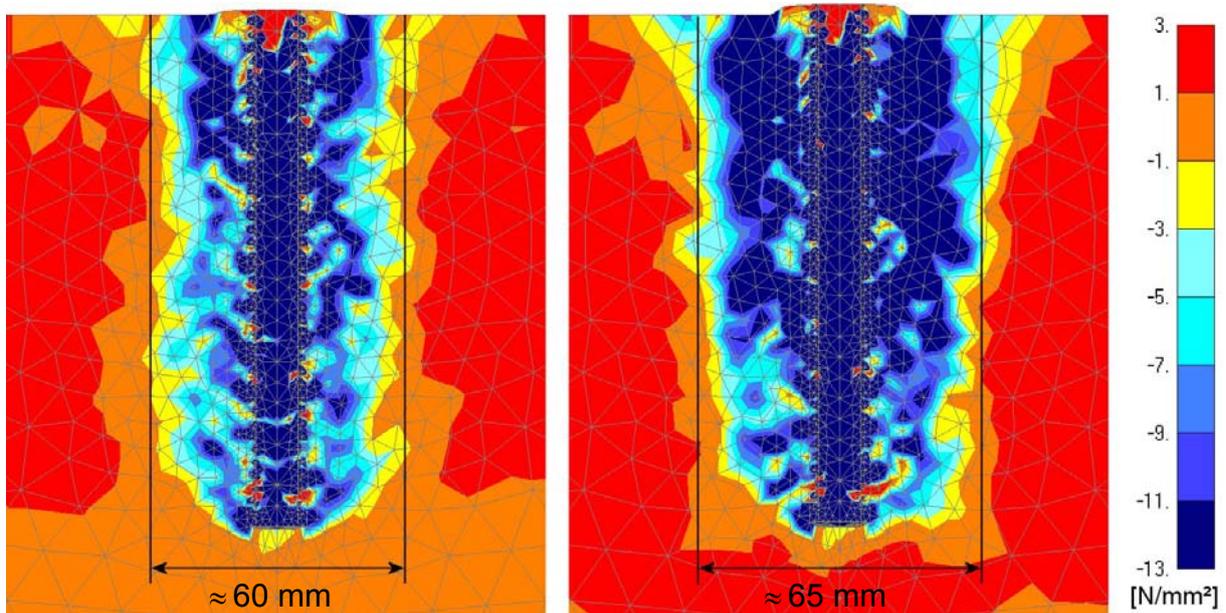


Abbildung 4.7: Druckspannungsfeld der Spannungen senkrecht zur Schnittebene von Verbunddübel M12 für $N = 150 \text{ kN}$ und $N = 200 \text{ kN}$

Bei einem Kopfbolzen treten senkrecht zur Schnittebene ebenfalls Druckspannungen auf, jedoch in einem näherungsweise kugelförmigen Volumen oberhalb des Kopfes (Abbildung 4.8). Also dort wo auch in Belastungsrichtung die größten Druckspannungen wirken. Am unteren Bauteilrand treten wieder geringe Druckspannungen auf, wobei sich diese aufgrund der kleineren Ausmitte der Spaltkraft im Vergleich zum Verbunddübel nur über einen geringeren Teil der Bauteilhöhe verteilen. Im Rest der Querschnittsfläche wirken Zugspannungen, die ihre Höchstwerte ober- und unterhalb des kugelförmigen Druckspannungsfeldes erreichen. Das kugelförmige Druckspannungsfeld repräsentiert wiederum die auftretende Spaltkraft.

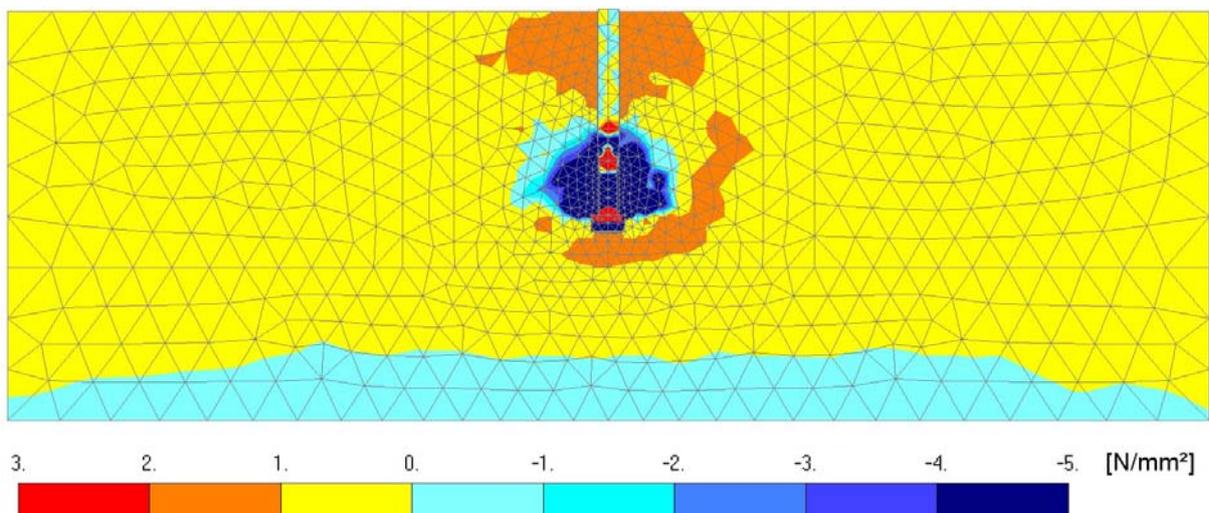


Abbildung 4.8: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für Kopfbolzen mit $d_K = 20 \text{ mm}$, $N = 100 \text{ kN}$

Abbildung 4.9 zeigt eine Draufsicht mit den Hauptzugspannungen für zwei unterschiedliche Zuglasten. Die Bereiche der einzelnen Spannungsstufen haben näherungsweise die Form eines Kreisrings, und sie sind somit rotationssymmetrisch zum Befestigungsmittel. Die Zugspannungen nehmen prinzipiell mit zunehmendem Abstand vom Befestigungsmittel ab. Bei einem Verbunddübel treten im Bereich um den Dübel herum jedoch erst Druckspannungen auf, die in geringem Abstand vom Dübel in Zugspannungen umschlagen.

Erhöht sich die am Befestigungsmittel angreifende Last, so erhöhen sich auch die im Bauteil wirkenden Spannungen. Mit den Druckspannungen in Belastungsrichtung erhöhen sich die die Spaltkraft repräsentierenden Druckspannungen senkrecht zur Schnittebene. Ebenso erhöhen sich die Hauptzugspannungen, was bedeutet, dass sich die Radien der Kreisringe der einzelnen Spannungsstufen vergrößern (Abbildung 4.9b).

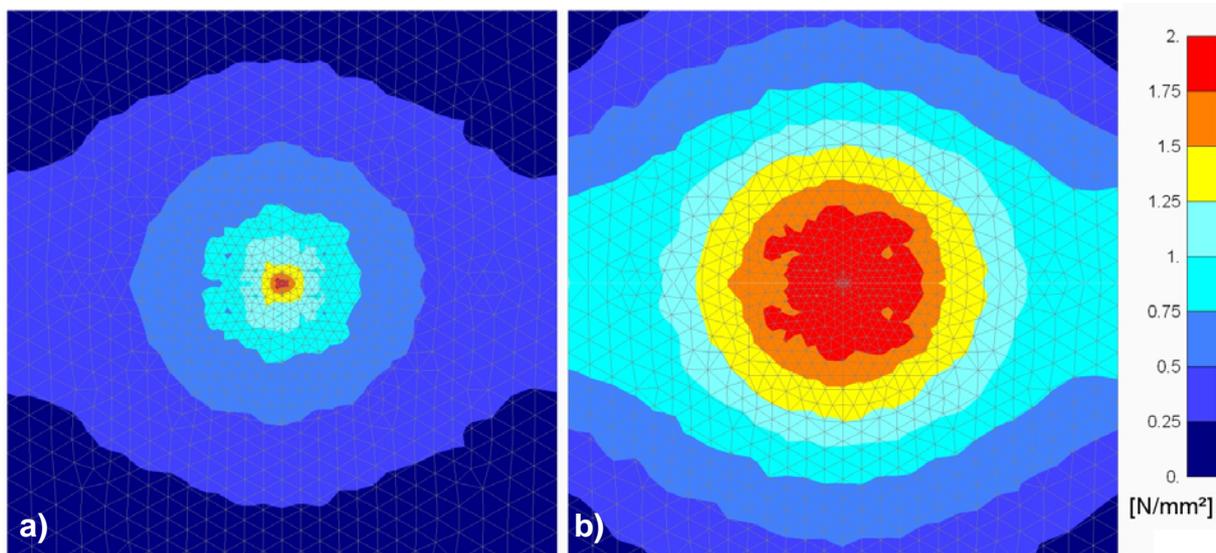


Abbildung 4.9: Draufsicht Hauptzugspannungen S_{11} , Kopfbolzen randfern, $d_k = 20$ mm, a) $N = 100$ kN, b) $N = 200$ kN

4.1.1 Spannungsverteilung bei randnaher Befestigung

Befindet sich ein Dübel in der Nähe eines oder mehrerer Bauteilränder, so kann sich das Spannungsfeld solange rotationssymmetrisch ausbreiten, bis dessen Radius dem kleinsten Randabstand entspricht. Ist die Last so groß, dass der Radius des Spannungsfeldes ohne Randeinfluss größer ist als der Randabstand, so nimmt das Spannungsfeld zwischen Rand und Dübel eine andere Form an als hinter dem Dübel in Richtung Bauteilinneres. Da zwischen Rand und Dübel in einem kleineren Betonvolumen die gleiche Kraft übertragen werden muss, ist dort die Spannung entsprechend größer. Solange im Beton noch keine Schädigung bzw. Riss vorhanden ist, ist das Spannungsfeld eines Einzeldübelns am Rand symmetrisch zu einer Geraden, die senkrecht zum Bauteilrand durch die Dübelachse verläuft (Abbildung 4.10).

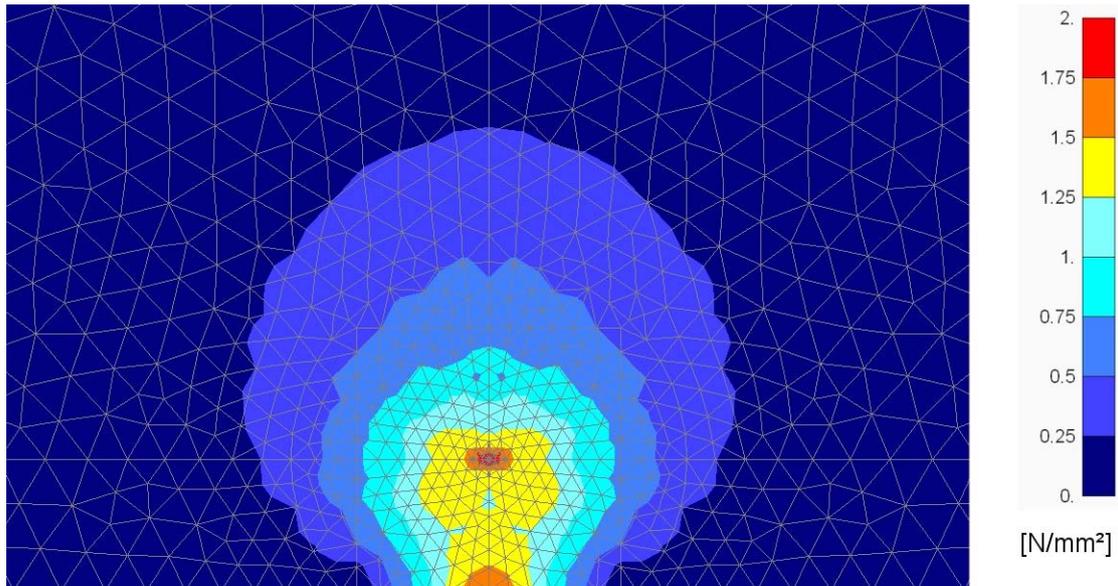


Abbildung 4.10: Draufsicht Hauptzugspannungen S_{11} , Kopfbolzen am Rand, $d_K = 20$ mm, $c_1 = 120$ mm, $N = 100$ kN

4.2 Versagensmechanismus

Infolge der Lasteinleitung durch eine Befestigung entstehen, wie zuvor beschrieben, Zugspannungen im Verankerungsgrund Beton. Überschreiten diese in einem bestimmten Bereich die Zugtragfähigkeit des Betons (s. a. Abschnitt 2.3), so kommt es zur Bildung von Spaltrissen. Das Versagen des Befestigungsmittels erfolgt dann entweder durch das Abspalten eines Bruchkörpers oder durch Herausziehen, wenn das Befestigungsmittel im gerissenen Beton eine verminderte Herausziehllast aufweist. Je nach Anwendungsfall entsteht ein eigenes typisches Rissbild. Nachfolgend wird das Rissbild einiger Anwendungsfälle beschrieben.

4.2.1 Einzeldübel am Rand

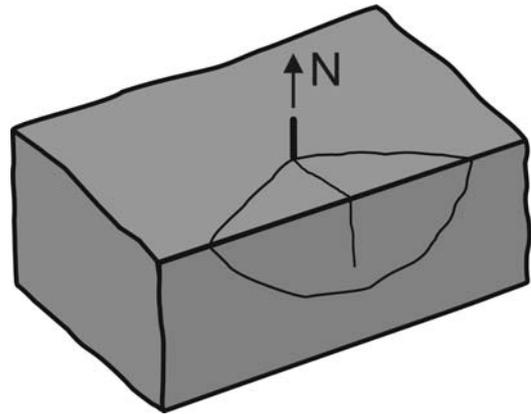
Bei einem Einzeldübel an einem Bauteilrand bildet sich oftmals zunächst ein Riss, der senkrecht vom Bauteilrand zum Befestigungsmittel läuft. Wird die Zuglast an der Befestigung weiter gesteigert, so bilden sich weitere Risse, die ausgehend von der Dübelachse schräg zum Rand verlaufen (Abbildung 4.11). Haben diese Risse eine kritische Länge erreicht, lässt sich die Last nicht weiter steigern und die Befestigung versagt. Unterhalb der Verankerungstiefe bildet sich ein Riss, der nach unten geneigt zum Bauteilrand verläuft.

4.2.2 Einzeldübel in der Ecke

Bei Einzeldübeln, die sich in der Nähe von zwei Bauteilrändern befinden, bildet sich ein Riss senkrecht zum näher gelegenen Rand bzw. bei identischen Randabständen zu einem der Ränder und ein weiterer Riss, der schräg zum zweiten Bauteilrand verläuft (Abbildung 4.12).



a)

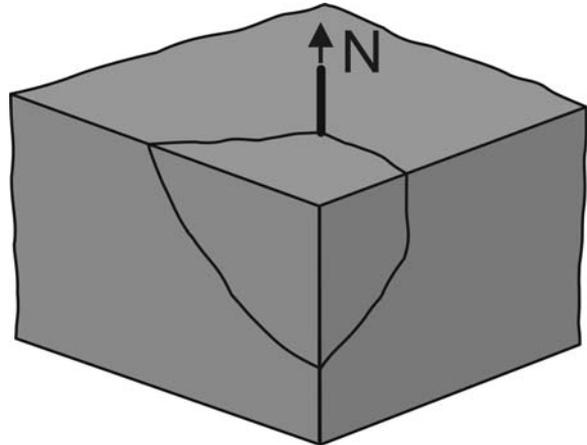


b)

Abbildung 4.11: Rissbild für Einzeldübel am Rand, a) Bruchbild eines Versuchs und b) schematische Skizze



a)



b)

Abbildung 4.12: Rissbild für Einzeldübel in der Ecke, a) Bruchbild eines Versuchs und b) schematische Skizze

4.2.3 Einzeldübel in schmalen Bauteil

Es entsteht auch hier zunächst ein Riss zwischen dem Dübel und dem nächstgelegenen Rand. Dieser Riss setzt sich auch in die andere Richtung vom Befestigungsmittel zu dem zweiten Bauteilrand fort. Das heißt, man erhält einen durchgehenden Riss zwischen beiden Bauteilrändern (Abbildung 4.13a). Ist zudem die Bauteildicke in Bezug auf die Verankerungstiefe gering, so durchtrennt der Riss das komplette Bauteil (Asmus (1999)).

4.2.4 Gruppenbefestigungen

Werden mehrere Dübeln mit geringen Abständen untereinander parallel zum Rand angeordnet, so bildet sich ein Riss parallel zum Rand durch die Dübelachsen (Abbildung 4.13b). Vom ersten und letzten Dübel der Reihe läuft dann wie bei einem Einzeldübel ein Riss schräg zum Bauteilrand.

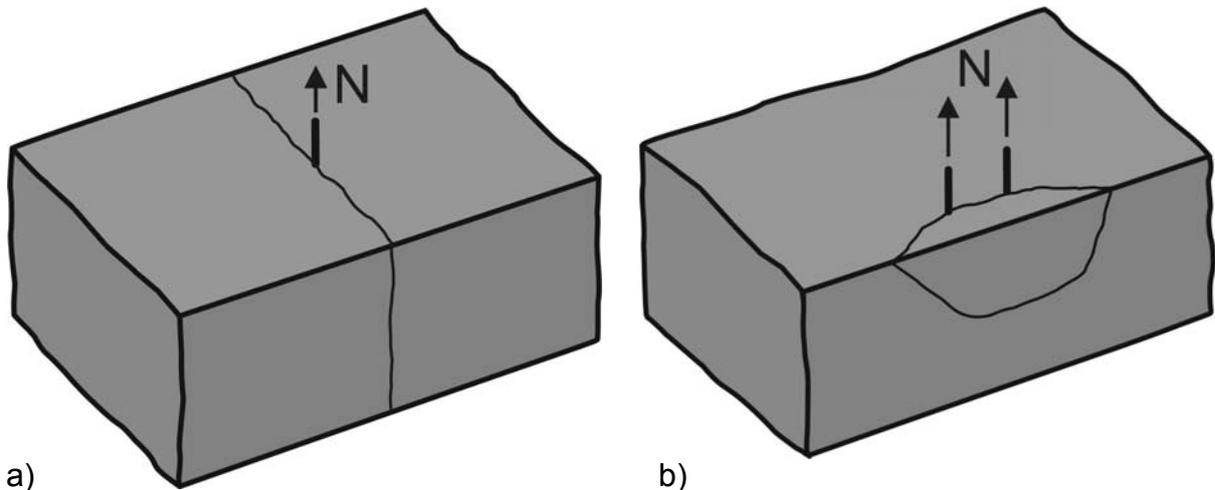


Abbildung 4.13: Rissbild (schematische Skizze) für a) Einzeldübel in schmalen Bauteil (Plattenstreifen) und b) Zweiergruppe am Rand

4.3 Bruchkörper und Bruchfläche für Einzeldübel am Rand

In der Draufsicht hat der Bruchkörper die Grundfläche eines idealtypischerweise gleichschenkeligen Dreiecks. Die Länge der beiden vom Dübel ausgehenden Risse ergibt sich aus dem Bruchwinkel. Der Winkel zwischen Bauteilrand und dem vom Dübel schräg zum Rand verlaufenden Riss nimmt mit dem Randabstand zu. Dies zeigen sowohl die experimentellen Untersuchungen als auch FE-Berechnungen. Abbildung 4.14 zeigt für einen Verbunddübel M12 für zwei verschiedene Randabstände den Rissverlauf, wie er sich aus FE-Simulationen ergibt. Bei einem Randabstand von 160 mm beträgt der Bruchwinkel etwa 39° . Dahingegen ergibt sich bei einem Randabstand von 80 mm ein deutlich flacherer Bruchwinkel von ungefähr 27° . Auch *Asmus (1999)* stellte eine ähnliche Änderung des Bruchwinkels fest. Er gibt an, dass der Bruchwinkel von 27° bei einem Randabstand von 40 mm auf 45° bei einem Randabstand von 160 mm ansteigt (s. a. Abschnitt 2.4.2.7). Eine vergleichbare Änderung des Bruchwinkels tritt auch bei einem Versagen durch Betonkantenbruch bei quer zum Rand belasteten Befestigungen auf (*Fuchs (1990)*, *Hofmann (2005)*). Ebenfalls ändert sich auch bei einem Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch bei zugbeanspruchten Befestigungsmitteln der Winkel zwischen Betonoberfläche und der Mantelfläche des Kegels (*Zhao (1994)*, *Ožbolt et al. (2004)*).

Eine Bestimmung des Bruchwinkels anhand von Versuchen ist jedoch kaum möglich, da aufgrund der Inhomogenität des Werkstoffes Beton der Bruchwinkel relativ großen Streuungen unterliegt. Der Riss verläuft zudem normalerweise nicht in einer geraden Linie. Vielfach ist zu beobachten, dass der Risswinkel bei Annäherung an den Bauteilrand flacher wird. Auch ergibt sich nicht immer ein symmetrisches Rissbild. Wenn die beiden Risse nicht gleichzeitig entstehen, zeigt sich oftmals bei dem zweiten Riss ein kleinerer Risswinkel zum Rand als bei dem ersten Riss.

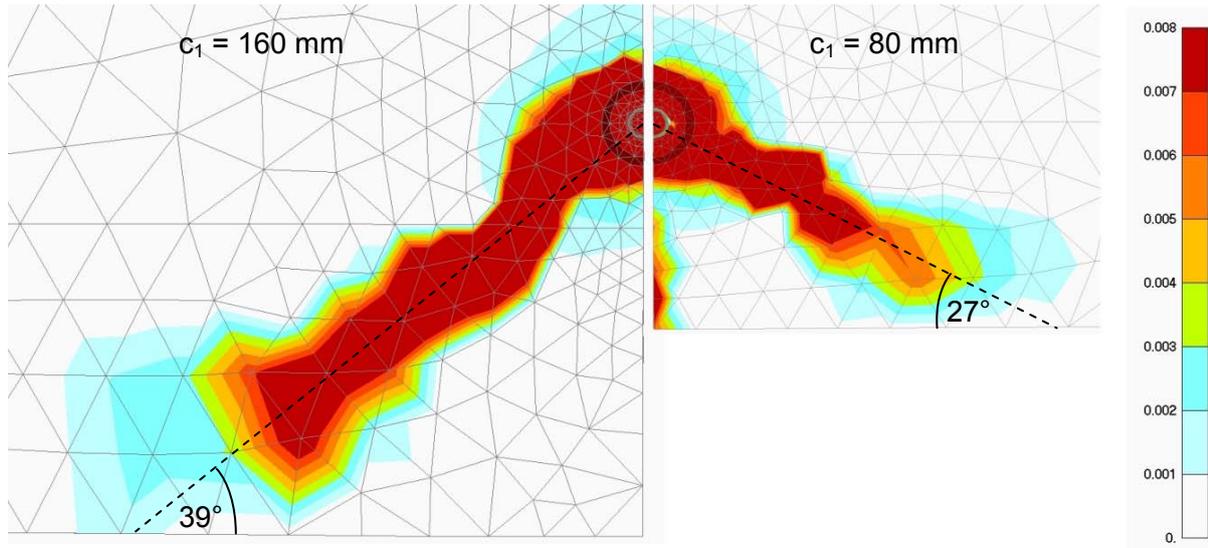


Abbildung 4.14: Riss zum Rand für zwei unterschiedliche Randabstände, Verbunddübel M12

Weiterhin deuten die vorliegenden Untersuchungsergebnisse darauf hin, dass der Bruchwinkel neben dem Randabstand auch von dem Durchmesser des Befestigungsmittels abhängt. So nimmt bei gleichem Randabstand der Bruchwinkel mit zunehmendem Dübeldurchmesser ab, und bei einem größeren Dübeldurchmesser wird der Bruchwinkel eines kleineren Durchmessers erst bei einem größeren Randabstand erreicht. Abbildung 4.15 zeigt für einen Randabstand von 160 mm den Bruchwinkel neben der Dübelgröße M12 auch für die Dübelgröße M24. Bei der Dübelgröße M24 beträgt der Bruchwinkel ungefähr 27°. Damit entspricht er dem Bruchwinkel der Dübelgröße M12 bei einem Achsabstand von 80 mm (Abbildung 4.14). Dies deutet darauf hin, dass der Bruchwinkel von dem Verhältnis Randabstand zu Dübeldurchmesser abhängt. Einen vergleichbaren Zusammenhang zwischen Bruchwinkel und Durchmesser des Befestigungsmittels beobachtete *Hofmann (2005)* auch bei Versagen durch Betonkantenbruch.

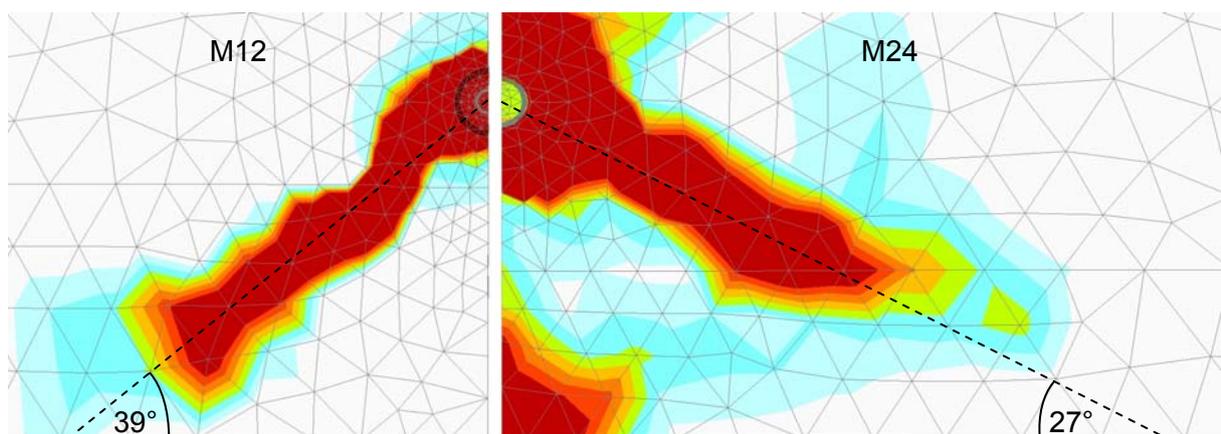


Abbildung 4.15: Riss zum Rand für zwei unterschiedliche Dübelgrößen, $c_1 = 160$ mm

Die Ursache für den sich ändernden Bruchwinkel ist wahrscheinlich eine sich mit dem Randabstand ändernde Form des Spannungsfeldes um den Dübel. Umso kleiner der Randabstand ist, desto mehr muss die Form des Spannungsfeldes von der

eines Kreises abweichen, und die Spannungen im Bereich zwischen Dübel und Bauteilrand weichen in die Breite aus. Dies soll an einem Beispiel verdeutlicht werden. Dazu wird die Verteilung der Hauptzugspannungen für zwei unterschiedlich große Randabstände jeweils bei einer Zugkraft von 90 % der Höchstlast verglichen (Abbildung 4.16). Wenn man den Bereich mit Spannungen zwischen 1,5 N/mm² und 2 N/mm² durch ein Rechteck annähert, so hat das Rechteck bei einem Randabstand von 160 mm ein Seitenverhältnis von 1 zu 1,4 und bei einem Randabstand von 80 mm ein Seitenverhältnis von 1 zu 1,7. Das bedeutet, bei kleiner werdendem Randabstand nimmt das Rechteck eine länglichere Form an. Ebenso wie der Bruchwinkel nimmt somit auch der Winkel einer Diagonalen durch dieses Rechteck mit dem Randabstand ab.

Da bei gleichem Randabstand bei einem größeren Dübeldurchmesser eine höhere Bruchlast erreicht wird, breitet sich das Spannungsfeld prinzipiell in einem größeren Volumen als bei einem kleineren Dübeldurchmesser aus. Bei gleichem Randabstand hat das Spannungsfeld daher eine länglichere Form als bei einem kleineren Dübeldurchmesser und damit auch einen flacheren Bruchwinkel.

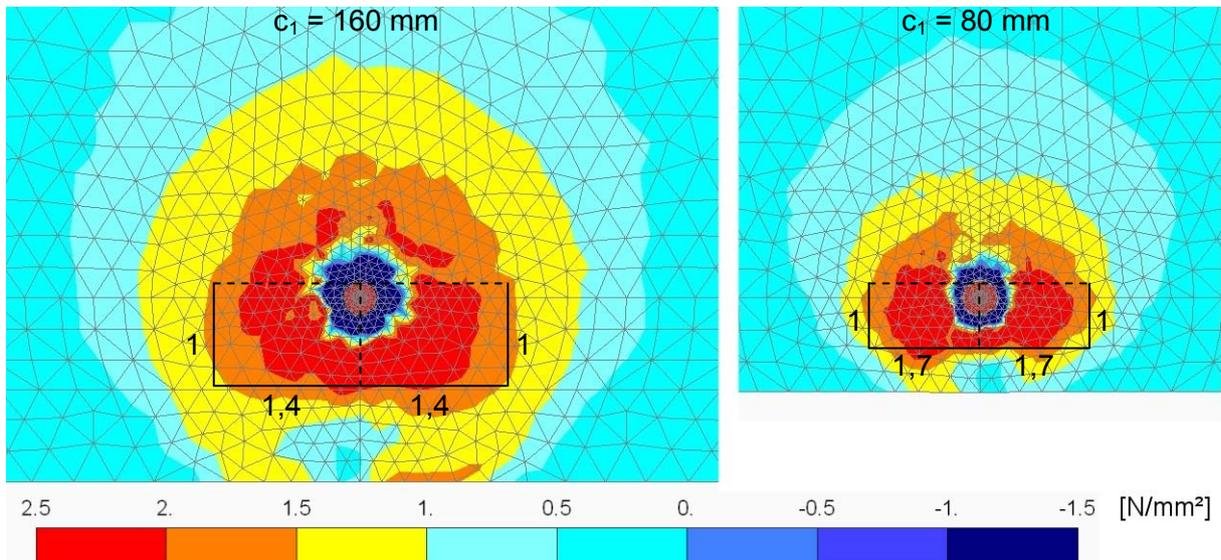


Abbildung 4.16: Draufsicht Hauptzugspannungen S11, Verbunddübel M12, $N = 0,9 N_{u,sp}$

Betrachtet man einen Schnitt senkrecht zum Rand durch die Dübelachse, so erkennt man, dass vom Ende der Verankerungstiefe ein Riss schräg nach unten zum Rand läuft (Abbildung 4.17). Der Bruchwinkel ist annähernd unabhängig vom Randabstand. Der Riss trifft unterhalb des Dübelendes in einem Abstand von ungefähr dem anderthalbfachen Randabstand auf den Bauteilrand.

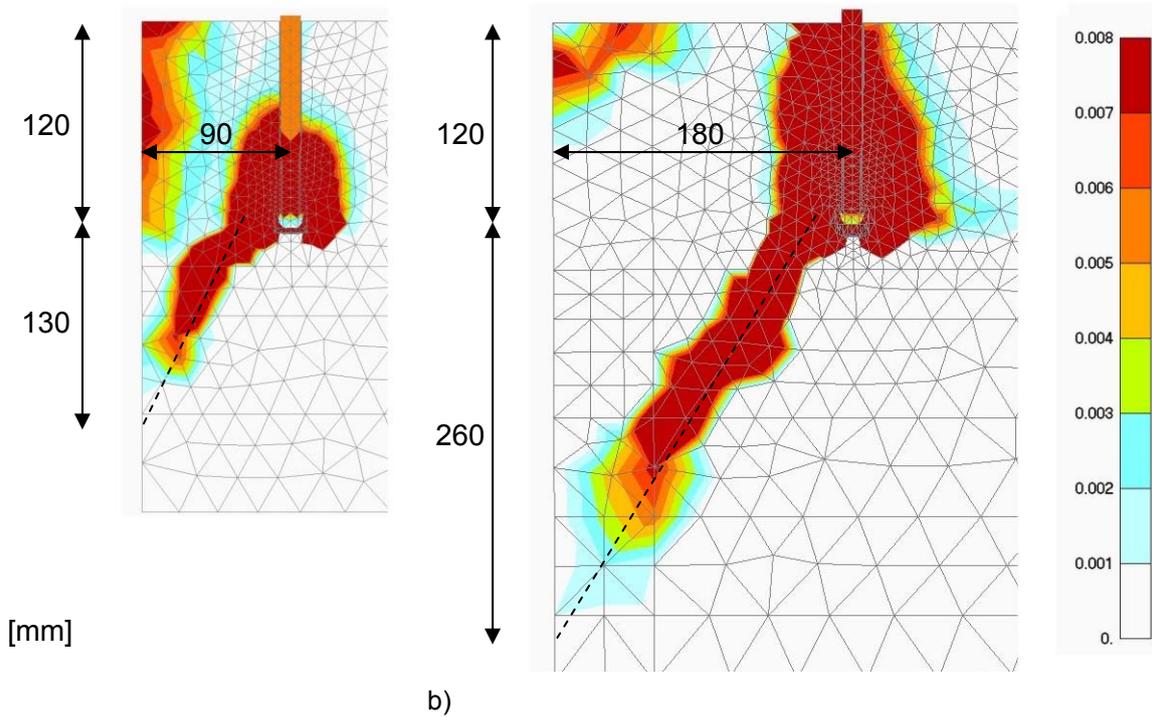


Abbildung 4.17: Kopfbolzen KB1, $h_{ef} = 120$ mm, Riss vom Ende der Verankerungstiefe zum Rand für zwei unterschiedliche Randabstände a) $c_1 = 90$ mm und b) $c_1 = 180$ mm

Der Bruchkörper bei Spaltversagen eines Einzeldübels am Rand, der infolge der Rissbildung entsteht, ist für alle untersuchten Arten von Befestigungsmitteln gleich und lässt sich idealisiert als aus zwei Teilkörpern bestehend beschreiben: Ein Prisma und eine schiefe Pyramide mit nach unten zeigender Spitze. Das Prisma hat ein gleichschenkeliges Dreieck als Grundfläche, und die Höhe entspricht der Verankerungstiefe. Die schiefe Pyramide hat die gleiche Grundfläche, und die Höhe entspricht dem 1,5-fachen Randabstand (Abbildung 4.18).

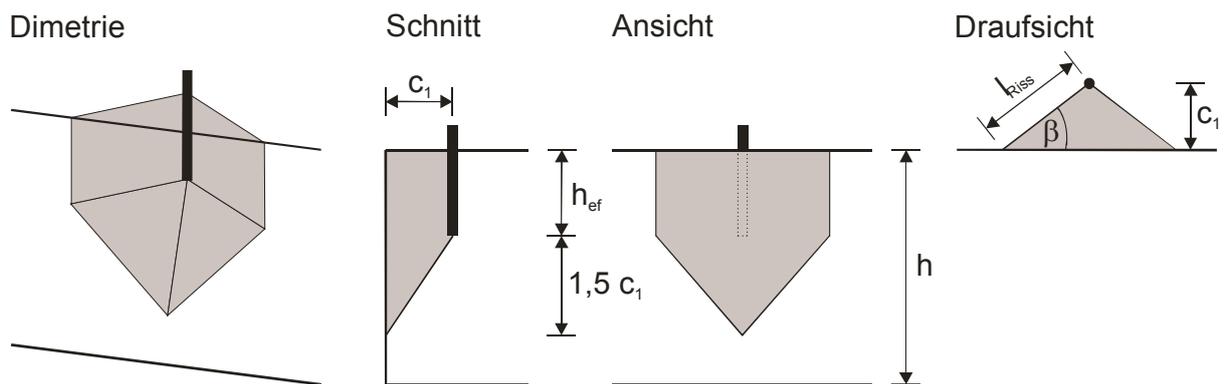


Abbildung 4.18: Schematische Bruchfläche für einen Einzeldübel am Rand

Wie in der dimetrischen Ansicht in Abbildung 4.18 zu erkennen ist, setzt sich die zu diesem Bruchkörper korrespondierende Bruchfläche aus je zwei gleichgroßen Recht- und Dreiecken zusammen und berechnet sich wie folgt:

$$A_{Bruch} = 2 \cdot \left(I_{Riss} \cdot h_{ef} + \sqrt{\frac{I_{Riss}^2 \cdot (1,25 \cdot c_1^2 + I_{Riss}^2)}{4} - \frac{(I_{Riss}^2 + 1,25 \cdot c_1^2 + I_{Riss}^2 - 3,25 \cdot c_1^2)^2}{16}} \right) \quad (4.1)$$

Gleichung 4.1 lässt sich zu folgendem Ausdruck vereinfachen:

$$A_{Bruch} = 2 \cdot I_{Riss} \cdot h_{ef} + c_1 \cdot \sqrt{3,25 \cdot I_{Riss}^2 - c_1^2} \quad (4.2)$$

In Abhängigkeit vom Bruchwinkel ergibt sich folgende Bruchfläche:

$$A_{Bruch} = c_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{\sin \beta} + c_1 \cdot \sqrt{\frac{3,25}{\sin^2 \beta} - 1} \right) \quad (4.3)$$

Die Bruchfläche hängt somit von den beiden geometrischen Parametern Randabstand c_1 und Verankerungstiefe h_{ef} ab; sowie von dem Bruchwinkel β , der jedoch auch eine Funktion von c_1 ist. Als projizierte Bruchfläche für das Berechnungsmodell wird vereinfachend ein Rechteck gewählt (Abbildung 4.19). Für einen Einzeldübel am Rand entspricht die Höhe des Rechtecks der projizierten Bruchfläche $A_{c,sp}^0$ der Verankerungstiefe zuzüglich des 1,5-fachen Randabstandes c_1 und die Breite entspricht dem charakteristischen Achsabstand $s_{cr,sp}$.

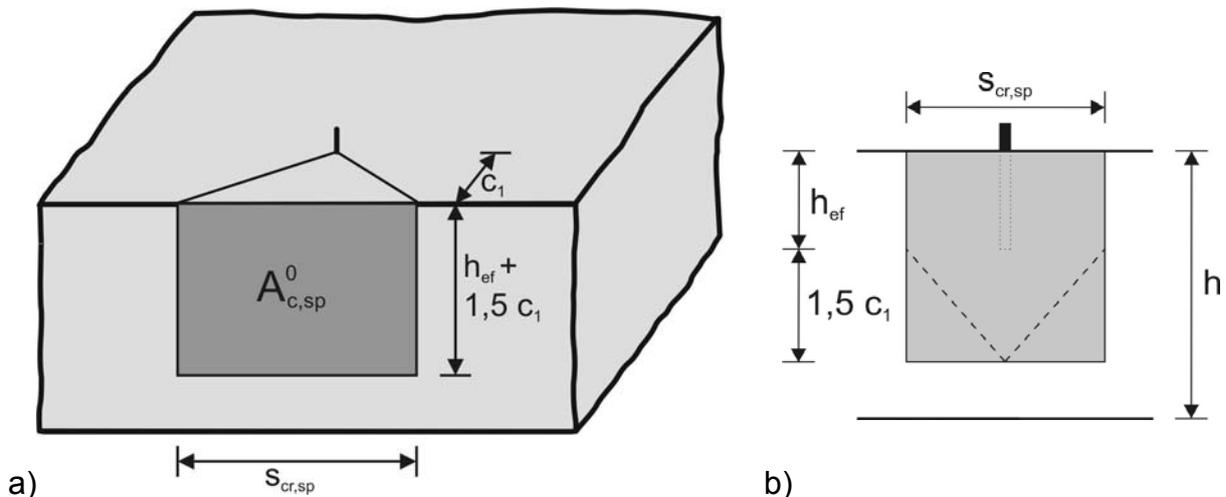


Abbildung 4.19: Projizierte Bruchfläche für einen Einzeldübel am Rand bei großer Bauteildicke (Grundfall), a) Isometrie und b) Ansicht

Der charakteristische Achsabstand $s_{cr,sp}$ ist derjenige Achsabstand, ab dem sich zwei am Bauteilrand nebeneinander angeordnete Dübel nicht mehr beeinflussen. Er ergibt sich in Abhängigkeit vom Bruchwinkel zu:

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot I_{Riss} \cdot \cos \beta = \frac{2 \cdot c_1}{\tan \beta} \quad (4.4)$$

4.4 Stoffschlüssige Befestigungen

4.4.1 Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft

Mit Hilfe so genannter FEP II-Versuche (Abschnitt 3.2.11) lässt sich das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft eines Befestigungsmittels ermitteln. Diese Versuche wurden von *Mayer (1991)* entwickelt, um die Eignung von Metallspreizdübeln für den Einsatz im gerissenen Beton zu beurteilen. FEP II-Versuche werden prinzipiell mit einer engen Abstützung durchgeführt.

Prinzipiell kann diese Versuchsmethode auch auf Verbunddübel angewendet werden. Jedoch treten dabei folgende Probleme auf: Bei der Montage besteht die Gefahr, dass der Injektionsmörtel in den Schlitz zwischen den Würfelhälften läuft, und diese miteinander verklebt, was dann dazu führt, dass die Würfelhälften von der Spaltkraft nicht mehr frei gegen die Aufnahme der Prüfmaschine gedrückt werden. Außerdem wird bei Verbunddübeln die Spaltkraft nicht wie bei Metallspreizdübeln durch den Dübel selbst sondern durch Spannungen im Beton infolge behinderter Querdehnung (siehe Kapitel 4.1) erzeugt. Da sich der Beton in den Schlitz zwischen den beiden Probekörperhälften hinein ausdehnen kann, ist die Behinderung der Querdehnung geringer als in einem ungeschlitzten Betonkörper, und es baut sich dementsprechend eine geringere Spaltkraft auf.

Es wurde eine Versuchsserie mit dem Produkt 1 und der Dübelgröße M12 durchgeführt. Abbildung 4.20 zeigt den für die vier Einzelversuche gemessenen Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft sowie die Mittelkurve. Die Spaltkraft steigt überproportional zur Zugkraft an, bzw. das Verhältnis Spalt- zu Zugkraft vergrößert sich mit der Zugkraft. Der experimentell erhaltene Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft kann durch die in Abbildung 4.20 angegebene Gleichung angenähert werden. Danach steigt die Spaltkraft proportional zum Quadrat der Zugkraft an.

Eine Nachrechnung der FEP II-Versuche mittels einer FE-Simulation ergibt einen ähnlichen Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft wie die Versuche. Der Zusammenhang ist gemeinsam mit dem Verlauf der Gleichung zur Annäherung des Versuchsergebnisses in Abbildung 4.21 dargestellt. Bei der FE-Simulation ergeben sich etwas höhere Spaltkräfte als bei den Versuchen; die Charakteristik des überproportionalen Anstieges der Spaltkraft zeigt sich jedoch auch bei der FE-Simulation. Die höheren Spaltkräfte sind vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Metall-Laschen zur Verhinderung eines Spaltversagens der Würfelhälften in der FE-Simulation durch starre Festhalterungen auf der kompletten Seitenfläche modelliert wurden. Dadurch wird die Verformung in Querrichtung noch restriktiver als im Versuch unterdrückt, und demzufolge werden höhere Spannungen hervorgerufen.

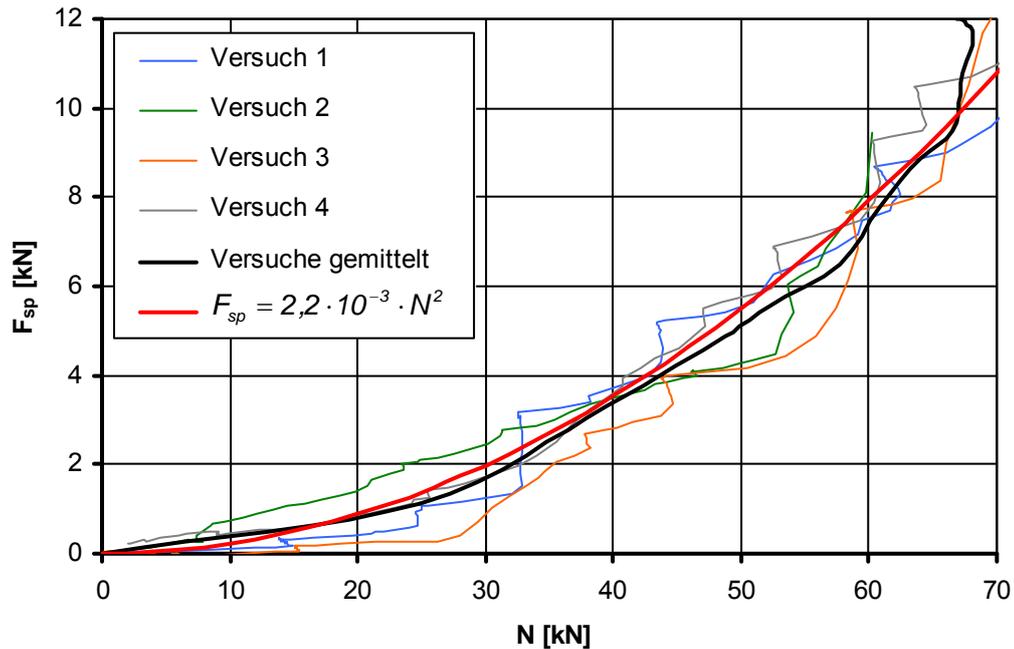


Abbildung 4.20: FEP II-Versuche mit Verbunddübeln M12 von Produkt 1

Das Verhältnis zwischen Spalt- und Zugkraft wurde noch auf einen weiteren Weg untersucht. Wie in Kapitel 4.1 beschrieben, entspricht bei einem Schnitt durch die Dübelachse die Spaltkraft dem Integral der Druckspannungen eines Druckspannungsfeldes im Bereich des Dübels. Ein Schnitt durch die Dübelachse stellt für Einzeldübel am Rand oder im Plattenstreifen eine Symmetrieebene dar. Unter Ausnutzung der Symmetrie kann man FE-Berechnungen mit einem halben Modell durchführen. Die Knoten des FE-Netzes in der Schnitt- bzw. Symmetrieebene werden durch Festhalterungen/Auflagerungen in Richtung senkrecht zu dem Schnitt gehalten. Mittels einer Addition der Reaktionskräfte an den Festhalterungen im Bereich des Druckspannungsfeldes um den Dübel kann die Höhe der auftretenden Spaltkraft bestimmt werden. Die auf diesem Weg für die einzelnen Lastschritte ermittelten Spaltkräfte sind ebenfalls in Abbildung 4.21 über der zugehörigen Zugkraft aufgetragen.

Die im Schnitt durch einen Plattenstreifen ermittelte Spaltkraft ist größer als diejenige, die sich bei der Nachrechnung der FEP II-Versuche ergibt. Der Grund dafür ist, dass sich bei den FEP II-Versuchen der Beton in den Spalt zwischen den beiden Würfelhälften hinein ausdehnen kann. Bei dem Plattenstreifen besteht diese Verformungsmöglichkeit nicht und die Behinderung von Querdehnungen ist größer. Da die Spaltkraft jedoch ein Resultat aus dem Spannungsaufbau infolge einer behinderten Querdehnungsmöglichkeit ist, führt ein größerer Behinderungsgrad zu höheren Spaltkräften.

Da es diese Verformungsmöglichkeit bei einem in einem Betonkörper montierten Dübel nicht gibt, entspricht die im Schnitt des Plattenstreifens ermittelte Spaltkraft besser der von einem Dübel in einem „normalen“ Anwendungsfall hervorgerufenen Spaltkraft. Bei dem auf diesem Weg ermittelten Zusammenhang zwischen Spalt- und

Zugkraft zeigt sich ebenfalls, dass die Spaltkraft überproportional zu der am Dübel angreifenden Zugkraft ansteigt.

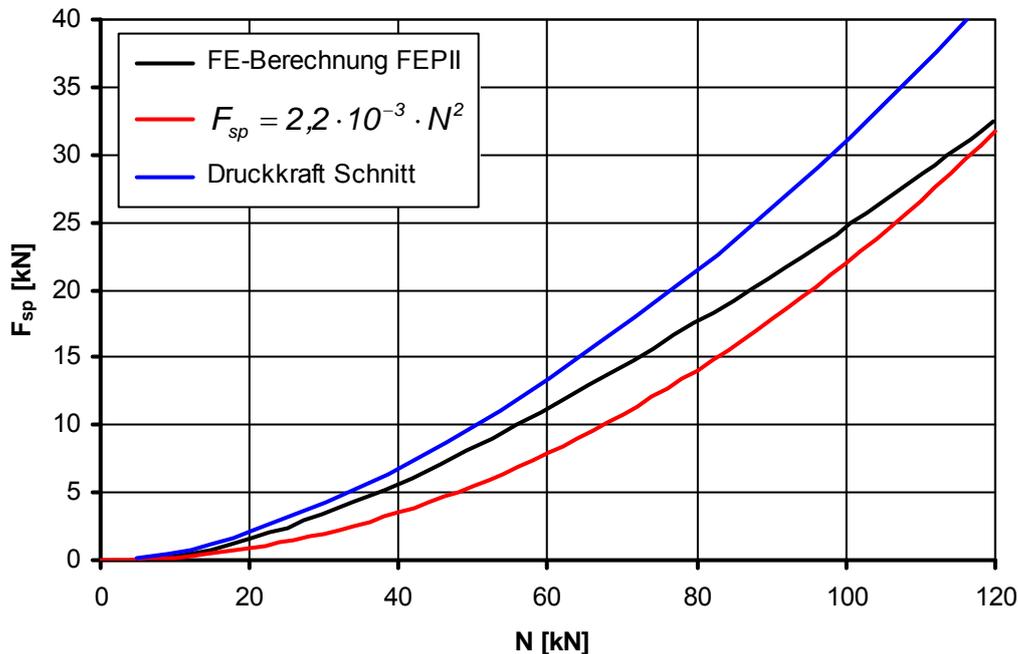


Abbildung 4.21: Spaltkraft aus FE-Berechnungen im Vergleich mit Gleichung aus Versuchen

4.4.2 Ergebnisse FE-Studien und Entwicklung Berechnungsmodell

Zunächst wird für einen Einzeldübel am Rand systematisch der Einfluss aller wesentlichen Parameter auf die Höchstlast bei einem Versagen infolge Spalten untersucht. Aus den Ergebnissen wird die für das vorgesehene Berechnungsmodell erforderliche Grundgleichung abgeleitet. Dazu werden FE-Simulationen mit dem in Kapitel 3.3.1 beschriebenen FE-Programm und der in Kapitel 3.3.2.3 beschriebenen Modellierung des Verbunddübels durchgeführt. Bei den FE-Simulationen wird immer nur diejenige Einflussgröße variiert, deren Einfluss untersucht werden soll. Alle anderen Einflussgrößen werden konstant gehalten. Bei den Untersuchungen im Hinblick auf die geometrischen Einflussgrößen sind die Verbundfestigkeit und die Betondruckfestigkeit immer gleich. Für diese Untersuchungen wurde der Verbundmörtel mit der größten Verbundfestigkeit (VB1) gewählt, um Versagen durch Herausziehen möglichst zu vermeiden. Nachfolgend werden die Ergebnisse für die einzelnen Einflussgrößen vorgestellt.

4.4.2.1 Einfluss Randabstand

Abbildung 4.22 zeigt für einen Dübel der Größe M12 und einer Verankerungstiefe von 120 mm für zwei Bauteildicken (180 mm und 500 mm) den Anstieg der Höchstlast mit zunehmendem Randabstand. Die Höchstlast steigt nur unterproportional an. Bei der kleinen Bauteildicke führt eine Verdoppelung des Randabstandes in etwa zu einer Erhöhung der Bruchlast von 35 %. Der Anstieg der Höchstlast lässt sich gut

durch eine Gleichung beschreiben, in die der Randabstand mit einer Potenz von $3/7$ eingeht.

Vergrößert man jedoch die Bauteildicke, so kommt es zu einem stärkeren Anstieg der Bruchlast. Für den kleinsten untersuchten Randabstand (40 mm) ergibt sich praktisch kein Unterschied zwischen den Höchstlasten der beiden Bauteildicken. Jedoch mit zunehmendem Randabstand wird der Zuwachs für das Bauteil mit großer Dicke gegenüber dem mit kleiner Dicke größer. Bei dem größten untersuchten Randabstand (160 mm) liegt die Bruchlast der großen Bauteildicke 18 % über derjenigen der kleinen Bauteildicke. Es erfolgt der Anstieg der maximal möglichen Last daher mit einer Potenz von etwa $1/2$ gegenüber $3/7$ bei der kleinen Bauteildicke.

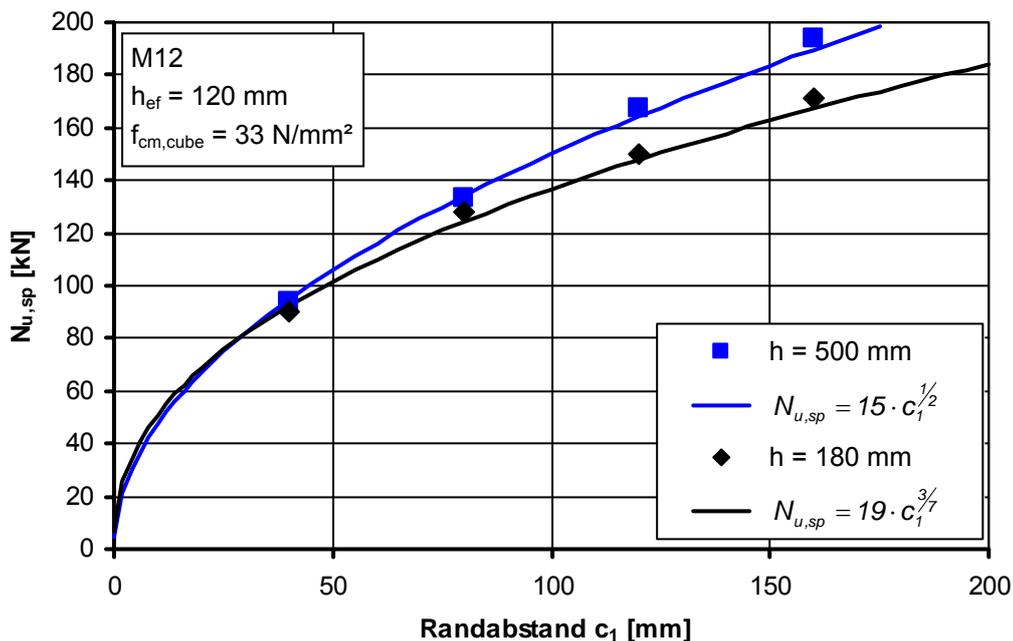


Abbildung 4.22: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit vom Randabstand c_1 , Dübelgröße M12, $h_{ef} = 120$ mm

Zum Einfluss des Randabstandes wurden auch FE-Berechnungen für die Dübelgröße M6 durchgeführt. Dies erfolgte für zwei unterschiedliche Verankerungstiefen. Abbildung 4.23 zeigt die Berechnungsergebnisse. Bei einer Verankerungstiefe von 120 mm war die Bauteildicke mit 360 mm deutlich größer als die Verankerungstiefe, und die Höchstlasten steigen ebenso wie bei der Dübelgröße M12 mit der Wurzel des Randabstandes an. Ist die Bauteildicke mit 90 mm nur wenig größer als die 60 mm große Verankerungstiefe erfolgt der Anstieg wiederum nur mit einer Potenz von $3/7$.

Auch für die Dübelgröße M24 (Abbildung 4.24) erfolgt der Anstieg der Höchstlast mit dem Randabstand in gleicher Weise. Dies gilt für alle drei untersuchten Verankerungstiefen. Die absolute Höhe der Bruchlast vergrößert sich erwartungsgemäß auch mit der Verankerungstiefe.

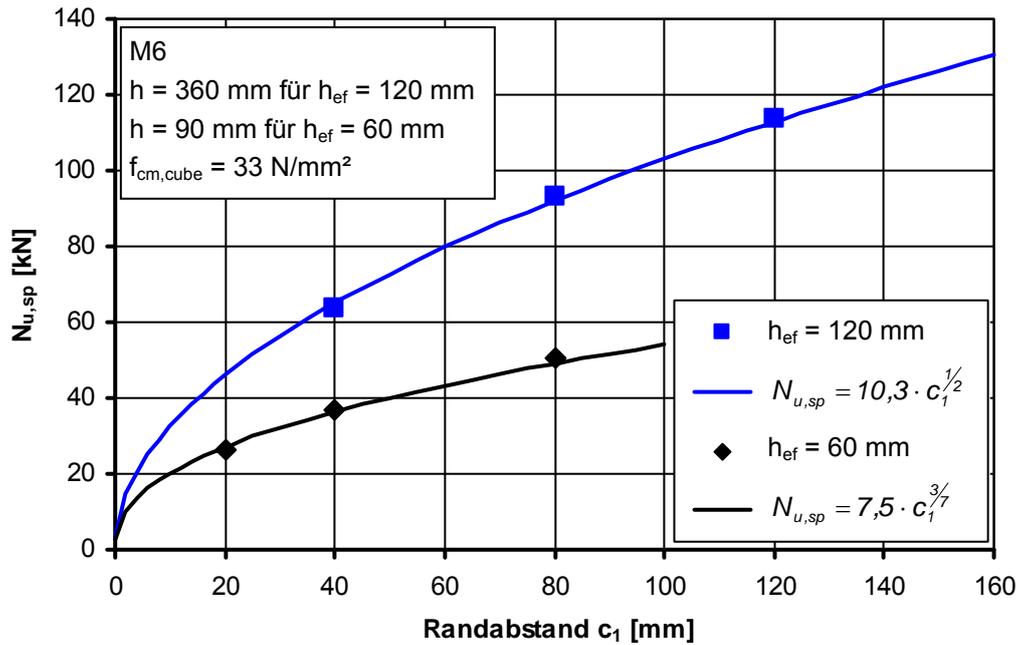


Abbildung 4.23: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit vom Randabstand c_1 , Dübelgröße M6

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Anstieg der Spaltbruchlast mit dem Randabstand unabhängig von dem Dübeldurchmesser und der Verankerungstiefe ist. Die Bauteildicke hat dagegen einen Einfluss auf den Anstieg der Spaltbruchlast. Mit zunehmendem Randabstand wird ein größerer Teil der Bauteilhöhe zum Mittragen herangezogen (vergl. auch Abschnitt 4.3). Der Einfluss der Bauteildicke wird daher im nächsten Abschnitt detailliert untersucht.

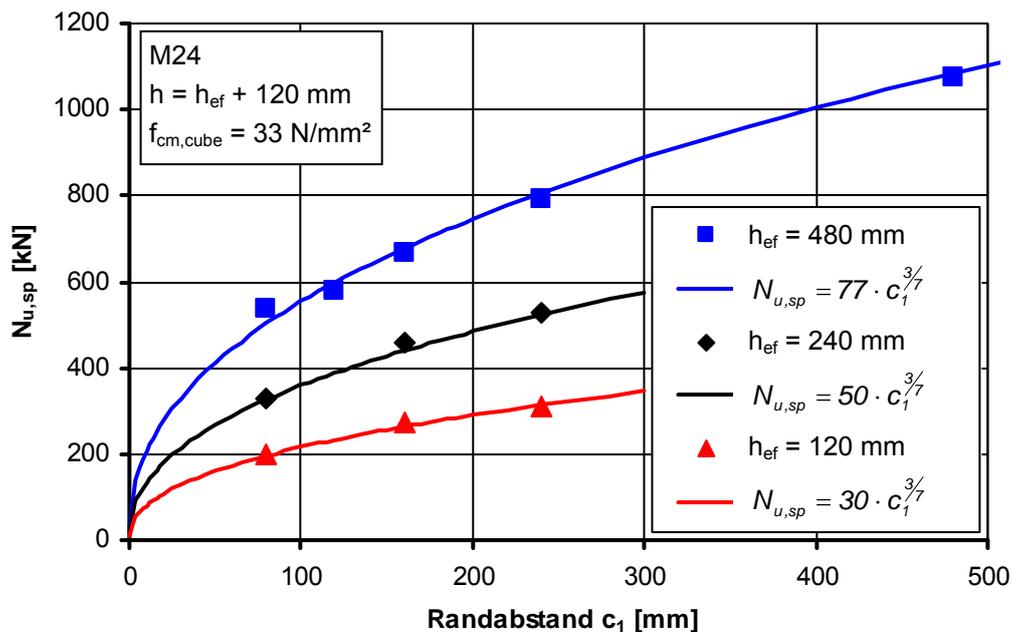


Abbildung 4.24: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit vom Randabstand c_1 , Dübelgröße M24

4.4.2.2 Einfluss der Bauteildicke

Es wurden FE-Berechnungen für die Dübelgröße M12 durchgeführt, bei denen die Bauteildicke zwischen 150 mm und 420 mm variiert wurde. Die Verankerungstiefe betrug immer 120 mm. Für einen Randabstand von 80 mm zeigte sich nur ein geringer Einfluss der Bauteildicke auf die Spaltbruchlast (Abbildung 4.25). So ist die maximale Last bei einer Bauteildicke von 420 mm nur 7 % größer als bei einer Bauteildicke von 150 mm. Bis etwa zu einer Bauteildicke von 240 mm ist ein leichter Anstieg der Höchstlast zu verzeichnen. Die berechneten Höchstlasten für Bauteildicken größer 240 mm sind praktisch identisch.

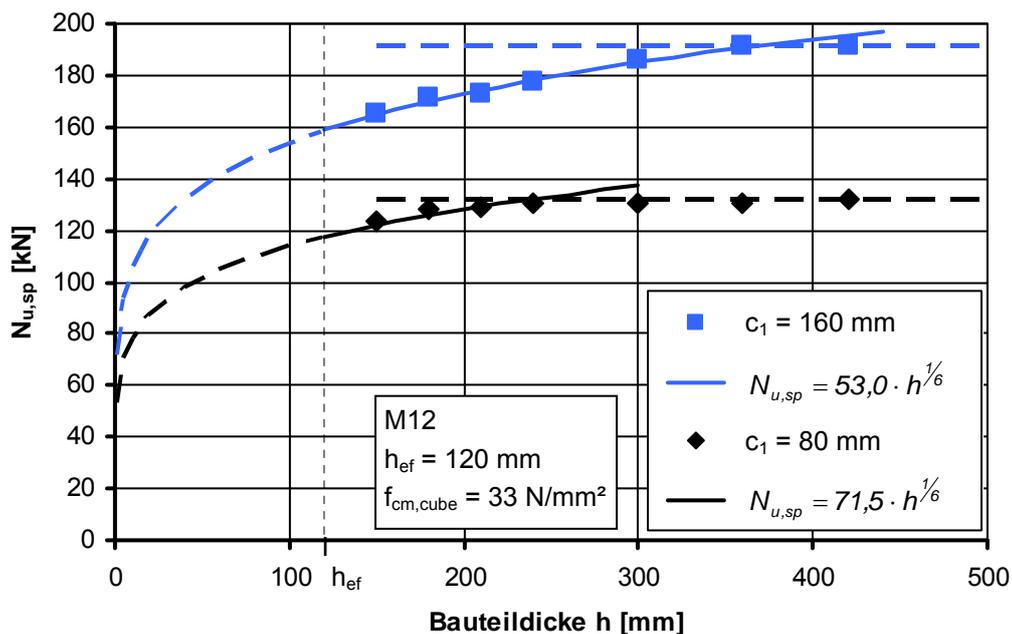


Abbildung 4.25: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit der Bauteildicke, Dübelgröße M12, $h_{ef} = 120$ mm

Bei einem Randabstand von 160 mm ergibt sich ein größerer Einfluss der Bauteildicke (Abbildung 4.25). Die Differenz der Höchstlast zwischen den Bauteildicken 150 mm und 420 mm beträgt 18 %. Ab einer Bauteildicke von ungefähr 360 mm ist kein weiterer Anstieg der Höchstlast mehr zu beobachten. Für beide Randabstände lässt sich der Anstieg der Spaltbruchlast mit der Bauteildicke gut durch eine Gleichung beschreiben, in die die Bauteildicke mit einer Potenz von $1/6$ eingeht. Die durch die Berechnungsergebnisse gelegte Gleichung für einen Randabstand von 80 mm erreicht die für diesen Randabstand maximal mögliche Last bei einer Bauteildicke von ungefähr 240 mm. Bei einem Randabstand von 160 mm geschieht dies erst bei einer Bauteildicke von 360 mm. Damit zeigt sich, dass die mitwirkende Bauteildicke mit dem Randabstand zunimmt.

Für einen Randabstand von 160 mm wurden zudem Berechnungen mit einem Verbunddübel der Größe M24 und einer Verankerungstiefe von 240 mm durchgeführt. Hier steigt die Bruchlast in etwa bis zu einer Bauteilhöhe von 460 mm an (Abbildung 4.26). Die Spaltbruchlast steigt mit der Bauteildicke wie bei der Dübelgröße M12 mit einer Potenz von $1/6$ an.

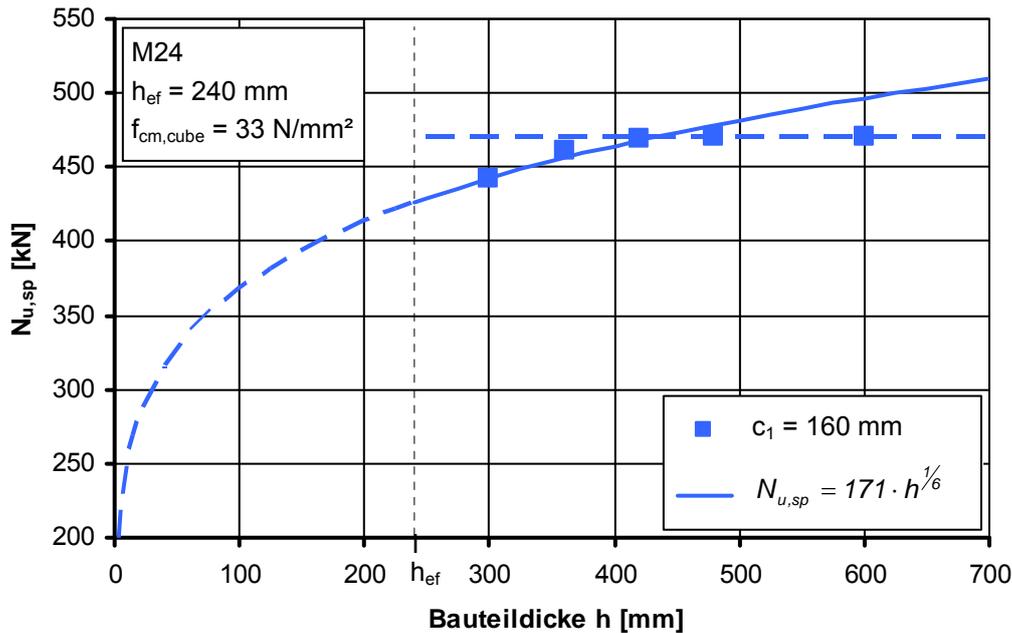


Abbildung 4.26: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit der Bauteildicke, Dübelgröße M24, $h_{ef} = 240$ mm

Insgesamt bedeutet dies, dass die mitwirkende Bauteilhöhe auf einen Wert begrenzt ist, der vom Randabstand der Befestigung abhängt. Diese charakteristische Bauteildicke ergibt sich aus der Verankerungstiefe ergänzt um ungefähr den 1,5-fachen Randabstand (Gleichung 4.5). Bis zu dieser Bauteildicke bewirkt eine Vergrößerung der Bauteildicke auch eine Vergrößerung der Höchstlast der Befestigung; bei einer weiteren Vergrößerung der Bauteildicke bleibt die Höchstlast dagegen konstant.

$$h_{cr,sp} = 1,5 \cdot c_1 + h_{ef} \quad [\text{mm}] \quad (4.5)$$

Der hier beobachtete Zusammenhang zwischen Bauteildicke und Höchstlast des Verbunddübels passt zu dem in Kapitel 4.3 beschriebenen Rissverlauf (Abbildung 4.17). Der Riss läuft vom unteren Ende der Verankerungstiefe schräg zum Bauteilrand und trifft daher je nach Randabstand in einer anderen Höhe auf diesen Rand. Die Höhe, in der der Riss auf dem Rand trifft, entspricht praktisch der mitwirkenden Bauteilhöhe.

4.4.2.3 Einfluss Dübeldurchmesser

In Abbildung 4.27 sind Berechnungsergebnisse für drei verschiedene Dübelgrößen aufgetragen. Es wurden die Randabstände von 80 mm und 120 mm untersucht. Die Verankerungstiefe betrug immer 120 mm. Die Spaltbruchlast steigt mit dem Durchmesser des Dübels an. Sie ist in etwa proportional zum Dübeldurchmesser hoch eine Potenz von $\frac{1}{2}$.

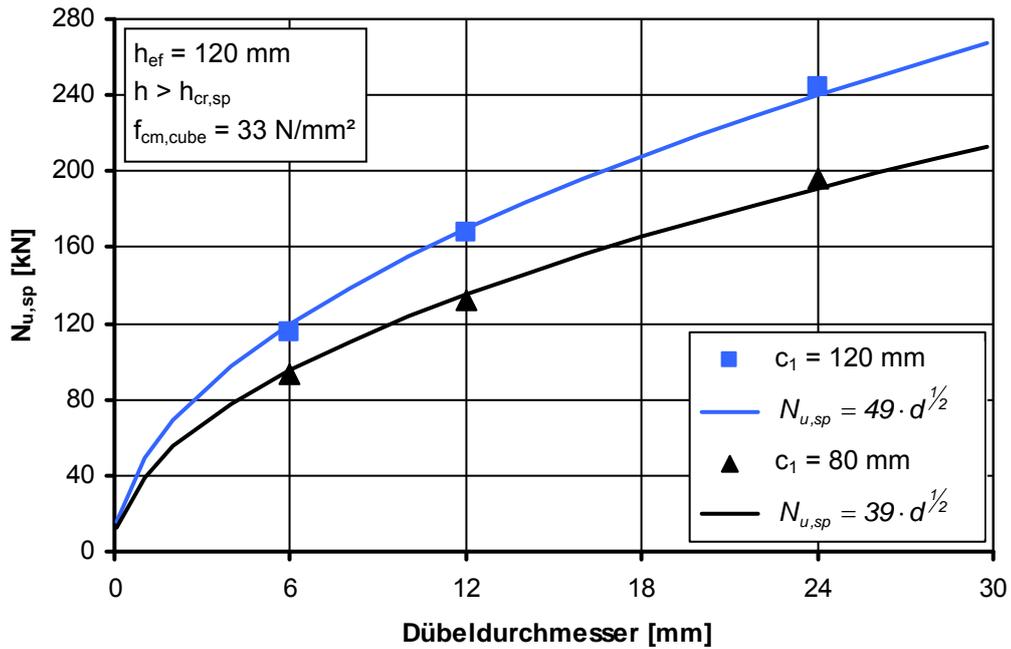


Abbildung 4.27: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser

Für einen Randabstand von 120 mm ist in Abbildung 4.28 für die drei untersuchten Dübeldurchmesser die Spaltkraft über der an der Gewindestange angreifenden Zugkraft aufgetragen. Bei gleicher Zugkraft verringert sich die Spaltkraft mit zunehmendem Dübeldurchmesser. Das Versagen tritt jedoch immer bei nahezu der gleichen Spaltkraft ein. Der Dübeldurchmesser hat damit praktisch keinen Einfluss auf die Höhe des Widerstandes des Bauteils.

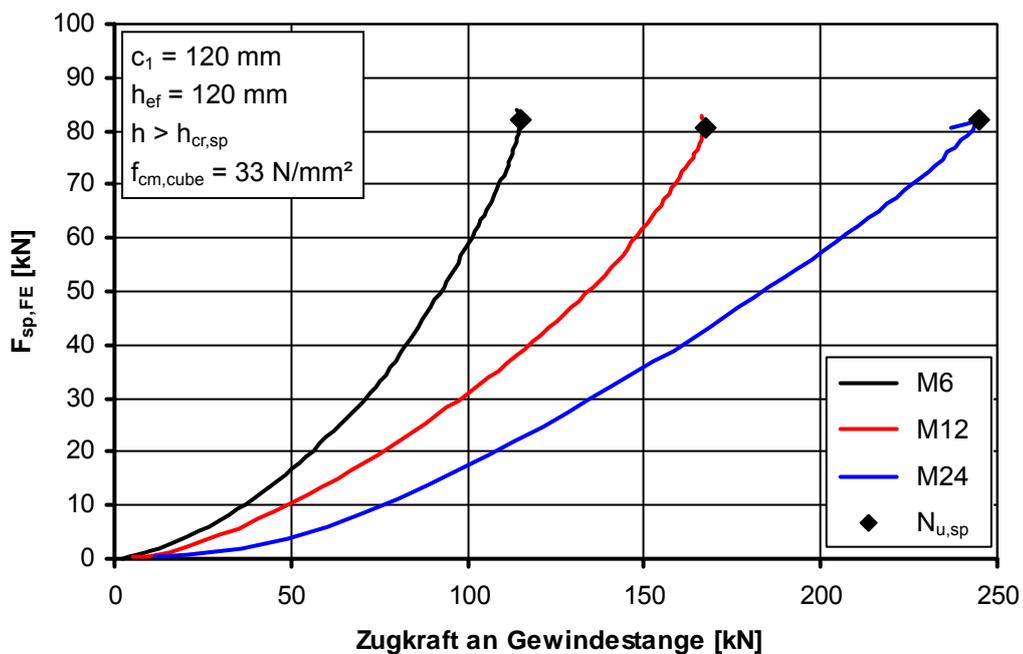


Abbildung 4.28: Zusammenhang zwischen Dübelzugkraft und Spaltkraft bei numerischen Simulationen für verschiedene Dübelgrößen

Damit resultiert der Einfluss des Dübeldurchmessers auf die Spaltbruchlast daraus, dass mit ansteigendem Dübeldurchmesser eine größere Zugkraft am Dübel angreifen muss, um die für das Spaltversagen notwendige Spaltkraft zu generieren. Außerdem stellt sich bei einem größeren Dübeldurchmesser ein flacherer Bruchwinkel ein, wodurch die Größe der Bruchfläche ansteigt.

4.4.2.4 Einfluss der Verankerungstiefe

Für die Dübelgröße M12 wurden für zwei verschiedene Randabstände FE-Berechnungen unter Variation der Verankerungstiefe durchgeführt. Bei dem kleineren Randabstand (60 mm) war die Bauteildicke jeweils 30 mm größer und bei dem größeren Randabstand (160 mm) jeweils 240 mm größer als die Verankerungstiefe. Die ermittelten Höchstlasten sind in Abbildung 4.29 ersichtlich. Die Höchstlast eines Einzeldübels am Rand steigt etwa proportional zu der Verankerungstiefe hoch einer Potenz von $2/3$ an.

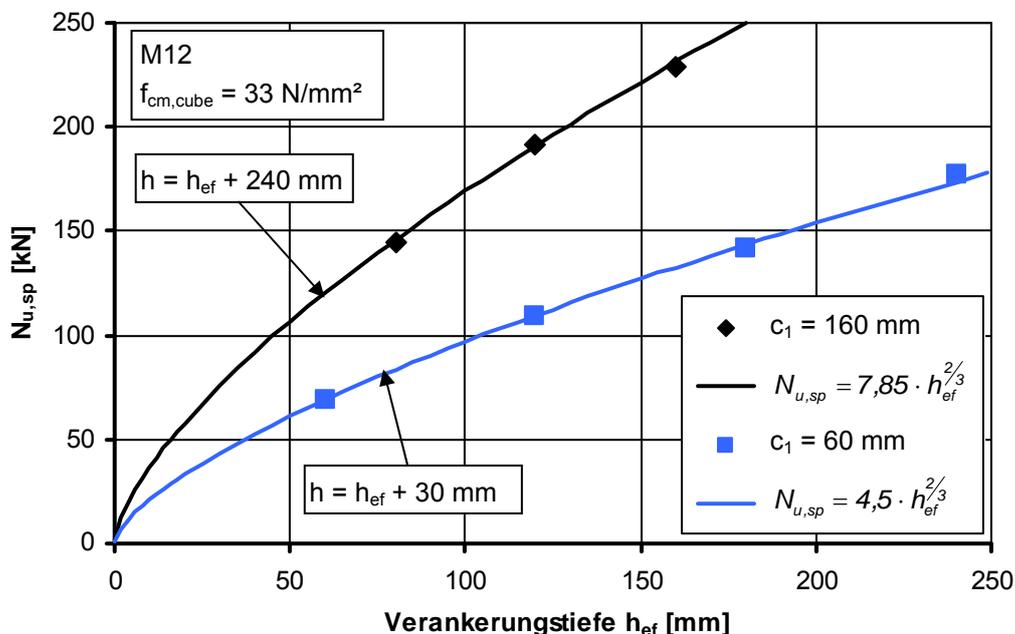


Abbildung 4.29: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit der Verankerungstiefe für die Dübelgröße M12

Weiterhin wurde geprüft, ob der gefundene Zusammenhang auch für andere Dübelgrößen gilt. Dazu wurden FE-Berechnungen mit der Dübelgröße M24 für zwei weitere Randabstände durchgeführt (Abbildung 4.30). Auch hier steigt die Höchstlast wie bei der Dübelgröße M12 mit der Verankerungstiefe hoch einer Potenz von $2/3$ an. Der gefundene Zusammenhang ist also unabhängig von dem Randabstand und von dem Dübeldurchmesser gültig.

Der Anstieg der Höchstlast mit zunehmender Verankerungstiefe erfolgt aufgrund zweier Effekte: Einer Vergrößerung der Bruchfläche und einer Vergrößerung der Lasteinleitungsfläche.

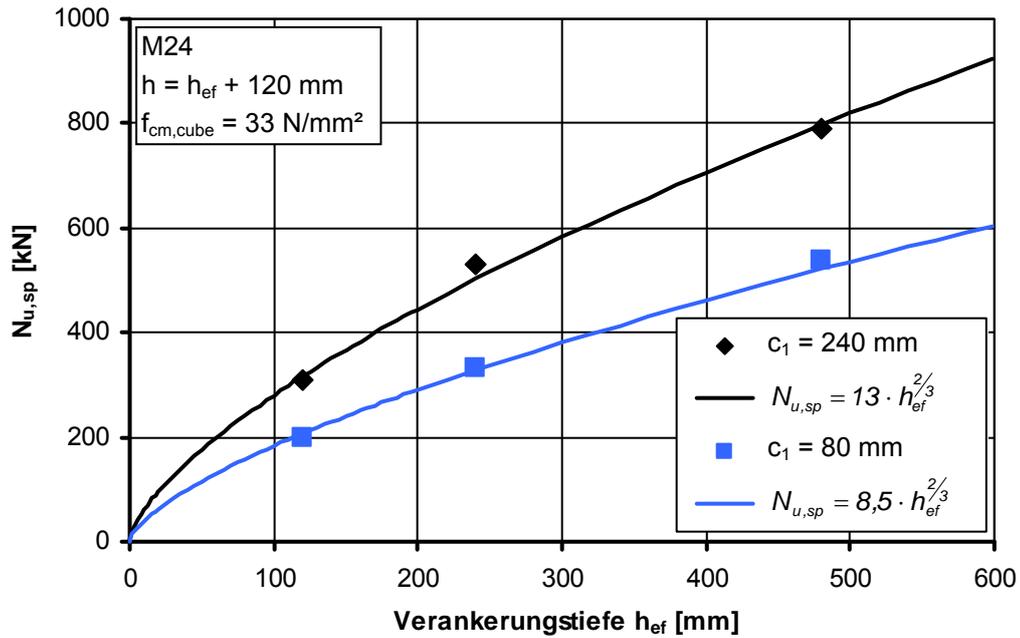


Abbildung 4.30: Numerisch ermittelte Höchstlasten für die Dübelgröße M24 in Abhängigkeit von h_{ef}

Wie der Dübeldurchmesser hat auch die Verankerungstiefe einen Einfluss auf die Höhe der entstehenden Spaltkräfte. Abbildung 4.31 zeigt für die Dübelgröße M24 den Zusammenhang zwischen der Zugkraft am Dübel und der Spaltkraft. Dieser Zusammenhang wurde anhand von FE-Simulationen mit mittig in einem Plattenstreifen angeordneten Verbunddübeln ermittelt. Bei geringer Zugkraft ist die Spaltkraft bei beiden Verankerungstiefen fast identisch, aber mit zunehmender Zugkraft am Dübel steigt die Spaltkraft bei der kleineren Verankerungstiefe stärker an.

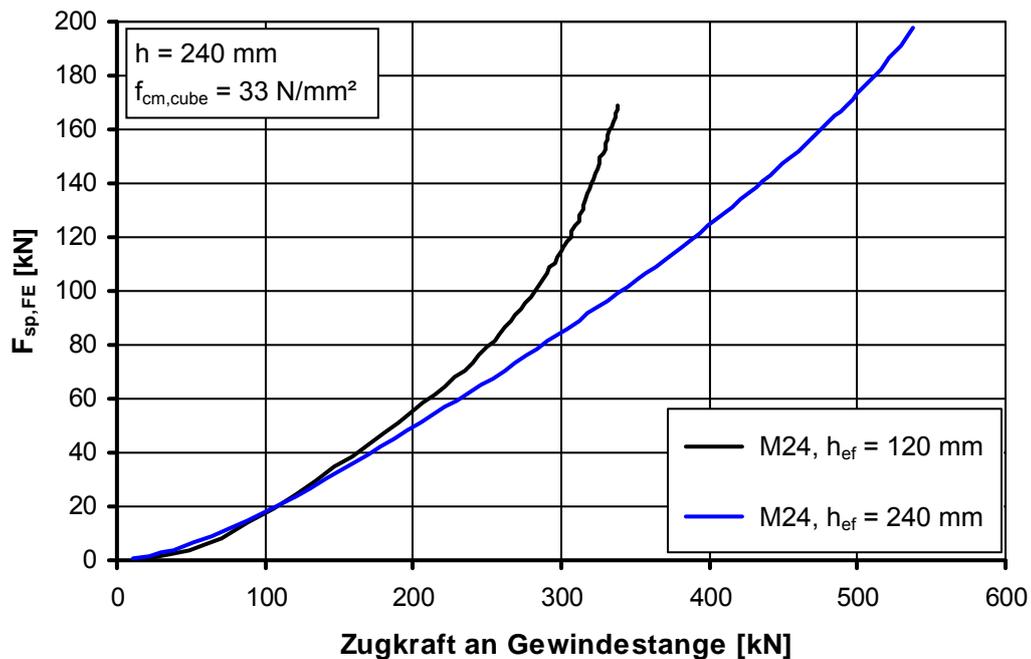


Abbildung 4.31: Spaltkraft in Abhängigkeit der Dübelzugkraft für Dübelgröße M24, Verankerungstiefen 120 mm und 240 mm

4.4.2.5 Einfluss der Betoneigenschaften

Spaltversagen bzw. die Bildung von Spaltrissen ist Folge eines Überschreitens der Zugfestigkeit des Betons. Die Höhe der maximal von einem Beton aufnehmbaren Zugspannungen hängt von seinen Materialeigenschaften ab. Einen wesentlichen Einfluss haben dabei der Elastizitätsmodul, die Zugfestigkeit und die Bruchenergie (Kapitel 2.2).

In der Befestigungstechnik, wie auch im Stahlbetonbau, werden die Materialeigenschaften des Betons in der Regel durch die Betondruckfestigkeit beschrieben. Diese kann mittels standardisierter Prüfverfahren ermittelt werden. Im Allgemeinen besteht eine Korrelation zwischen der Druckfestigkeit des Betons und dem E-Modul, der Zugfestigkeit sowie der Bruchenergie. Daher werden auch in dieser Arbeit die Materialeigenschaften des Betons in Form der Betondruckfestigkeit berücksichtigt.

Es wurden FE-Berechnungen für einen Einzeldübel am Rand mit mittleren Würfel-druckfestigkeiten zwischen 23 und 58 N/mm² durchgeführt. Die Höchstlasten des Verbunddübels steigen etwa proportional zu der Wurzel der Betondruckfestigkeit an (Abbildung 4.32). Dieser Zusammenhang gilt auch für andere Versagensarten, bei denen der Ankergrund infolge von Zugkräften versagt, wie z. B. Betonausbruch und Betonkantenbruch. Weiterhin sind in Abbildung 4.32 auch die bei der jeweiligen Höchstlast wirkenden Spaltkräfte aufgetragen. Auch diese steigen in etwa proportional mit der Wurzel der Betondruckfestigkeit an.

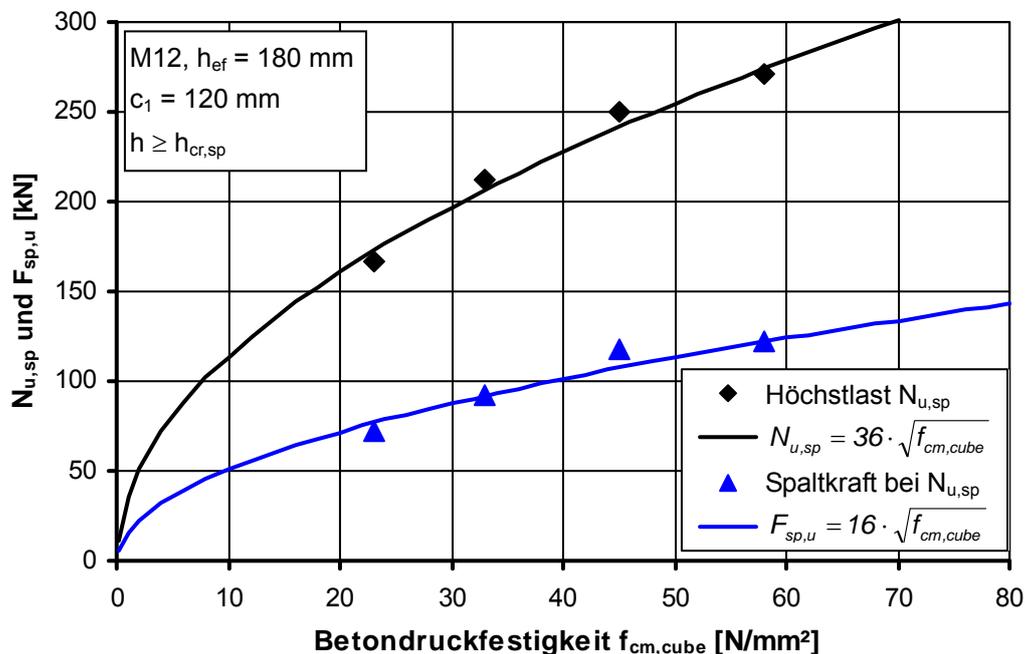


Abbildung 4.32: Höchstlasten und zugehörige Spaltkräfte in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit

Abbildung 4.33 zeigt für die einzelnen untersuchten Betonfestigkeiten den Anstieg der Spaltkraft in Abhängigkeit der am Dübel angreifenden Zugkraft. Es ist zu erkennen, dass für eine bestimmte Zugkraft die Spaltkraft mit ansteigender Betondruckfestigkeit geringer wird. Da jedoch die Höchstlast und die zugehörige Spaltkraft in etwa

gleicher Weise mit der Betondruckfestigkeit ansteigen, ist das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft praktisch unabhängig von der Betondruckfestigkeit. Dies ist auch daran zu erkennen, dass die über der jeweiligen Höchstlast aufgetragenen Spaltkräfte in etwa auf einer Geraden liegen.

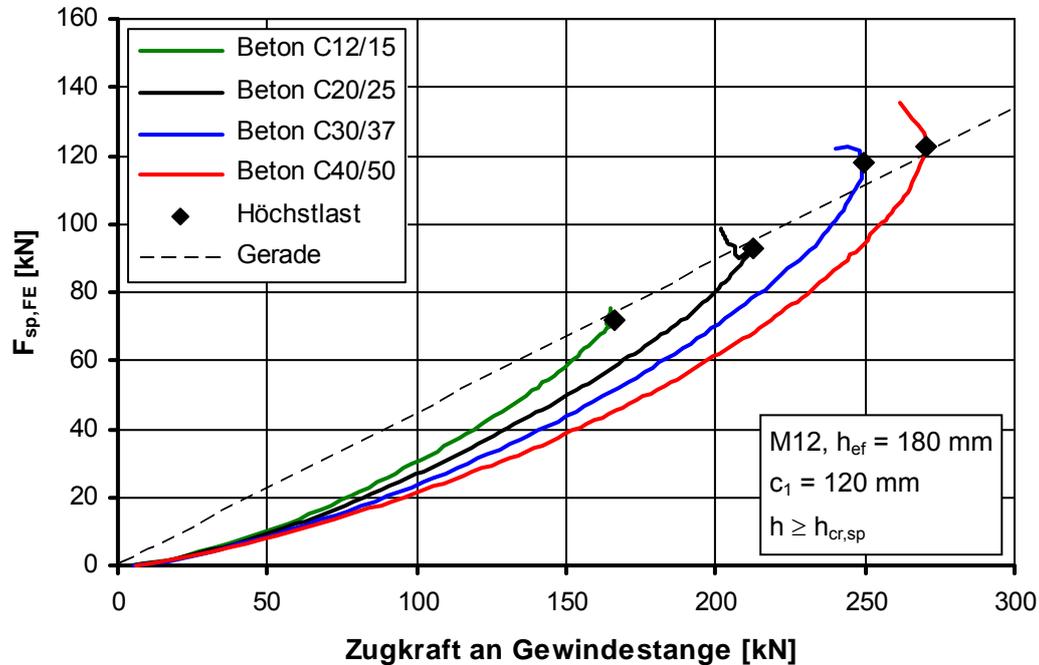


Abbildung 4.33: Spaltkraft in Abhängigkeit von der Zugkraft für verschiedene Betonfestigkeiten

Der Anstieg der Bruchlasten mit der Betondruckfestigkeit ist also zum einen darauf zurückzuführen, dass der Beton mit steigender Festigkeit höhere Spaltkräfte aufnehmen kann. Zum anderen ist bei höherer Druckfestigkeit aber auch eine größere Zugkraft erforderlich, um die gleiche Spaltkraft hervorzurufen.

4.4.2.6 Einfluss Produkt

Um zu überprüfen, ob die Materialeigenschaften des Verbundmörtels einen Einfluss auf die Höchstlast bei der Versagensart Spalten haben, wurden FE-Berechnungen für einen Einzeldübel am Rand unter der Verwendung des Verbundmörtels VB2 (Tabelle 3.7) durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 4.34 dargestellt.

Bei dem Verbundmörtel VB2 tritt nur bei einem Randabstand von 40 mm eine Spaltbildung auf. Bei größeren Randabständen erfolgt das Versagen durch Herausziehen und die ermittelten Höchstlasten bleiben bei zunehmendem Randabstand ungefähr konstant.

Zum Vergleich ist in Abbildung 4.34 auch der Verlauf der Gleichung zur Annäherung der ermittelten Höchstlasten für den Verbundmörtel VB1 aus Abbildung 4.22 eingezeichnet. Es ist zu erkennen, dass die Höchstlast für den Verbundmörtel VB2 bei einem Randabstand von 40 mm nur etwa 77 % der Spaltbruchlast von Verbundmörtel VB1 beträgt. Dies deutet darauf hin, dass es einen Einfluss des Produktes auf die Spaltbruchlast gibt. Unter der Annahme, dass der Anstieg der Spaltbruchlast von VB2

in gleicher Weise wie von VB1 erfolgt, ist in Abbildung 4.34 eine Gleichung zur Abbildung der Spaltbruchlast von VB2 angegeben und deren Verlauf dargestellt. Diese erreicht jedoch bereits bei einem Randabstand von circa 50 mm die Herausziehlust eines Dübels mit dem Verbundmörtel VB2.

Da bei Verwendung des Verbundmörtels VB2 bereits bei kleinen Randabständen ein Wechsel der Versagensart von Spalten nach Herausziehen auftritt, ist es nicht möglich, zu untersuchen, ob die für den Verbundmörtel VB1 gefundenen Zusammenhänge zwischen den einzelnen Einflussgrößen und der Höchstlast auch für den Verbundmörtel VB2 gelten.

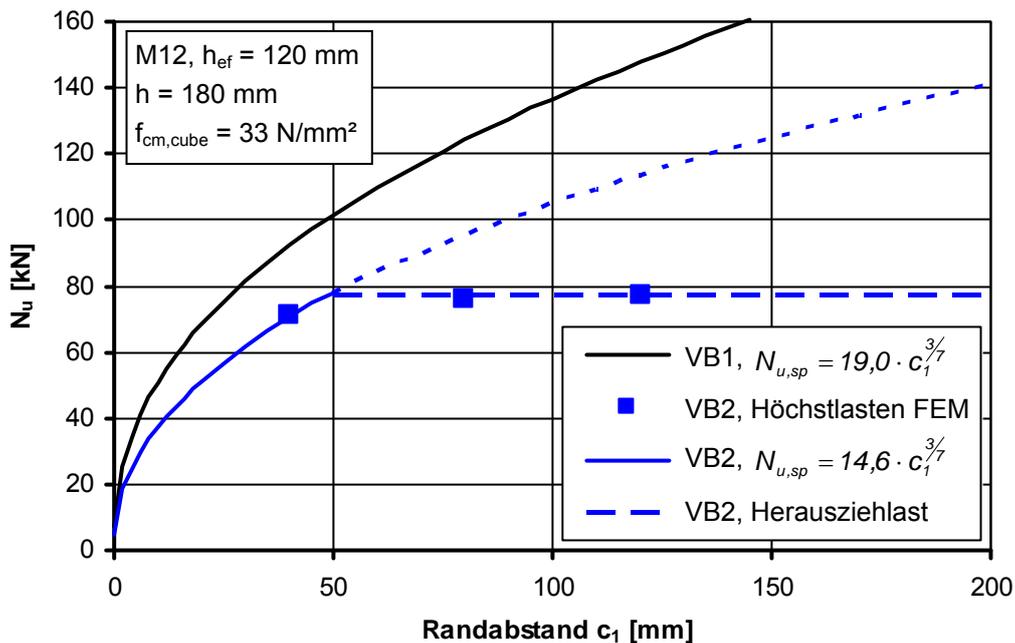


Abbildung 4.34: Berechnungsergebnisse für Verbundmörtel VB2 in Abhängigkeit vom Randabstand

Weitere Untersuchungen zum Einfluss des Produktes sind in Kapitel 4.4.3.1 beschrieben.

4.4.2.7 Grundgleichung für Einzeldübel am Rand

Das Berechnungsmodell geht von der Spaltbruchlast eines Einzeldübels am Rand mit einer Bauteildicke von mindestens der charakteristischen Bauteildicke (Abschnitt 4.4.2.2, Gleichung 4.5) als Grundwert aus. Die zuvor beschriebenen Untersuchungen zeigen, in welcher Weise die einzelnen Einflussgrößen die Höchstlast des Einzeldübels am Rand bestimmen. In Gleichung 4.6a sind diese Einflussgrößen entsprechend der Untersuchungsergebnisse für Bauteildicken größer der charakteristischen Bauteildicke berücksichtigt. Als geometrische Parameter gehen in die Gleichung der Randabstand und die Verankerungstiefe ein. Diese bestimmen die Größe der Bruchfläche (Abschnitt 4.3, Gleichung 4.3). Weiterhin geht der Dübeldurchmesser ein, der einen Einfluss auf das Verhältnis von der am Dübel angreifenden Zugkraft zu der das Versagen auslösenden Spaltkraft hat (Abschnitt 4.4.2.3).

$$N_{u,sp}^0 = k_{P,a} \cdot c_1^{1/2} \cdot d^{1/2} \cdot h_{ef}^{2/3} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad (4.6a)$$

Alternativ (Gleichung 4.6b) kann die charakteristische Bauteildicke in die Grundgleichung eingesetzt werden. Der Einfluss des Randabstandes (Abschnitt 4.4.2.1) ist dann so zu berücksichtigen, wie er sich für kleine Bauteildicken gezeigt hat. Bei der Untersuchung zum Einfluss der Verankerungstiefe (Abschnitt 4.4.2.4) vergrößert sich mit der Verankerungstiefe auch die (mitwirkende) Bauteildicke. Demzufolge wird in Gleichung 4.6b der Einfluss der Verankerungstiefe um den Einfluss der Bauteildicke vermindert. Da dann die Verankerungstiefe und der Dübeldurchmesser die Spaltbruchlast in gleicher Weise beeinflussen, und deren Produkt proportional zur Mantelfläche und damit auch zur Lasteinleitungsfläche des Dübels ist, kann die Lasteinleitungsfläche in der Gleichung als Einflussgröße berücksichtigt werden.

$$N_{u,sp}^0 = k_{P,b} \cdot c_1^{3/7} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/6} \cdot (\pi \cdot d \cdot h_{ef})^{1/2} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad (4.6b)$$

Die Gleichungen 4.6a und 4.6b sind nicht mathematisch ineinander überführbar; sie liefern jedoch, sofern die Einflussgrößen in den für Verbunddübel üblichen Bereichen variiert werden, praktisch identische Werte.

Da die im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen Untersuchungsergebnisse auf einen Produkteinfluss hindeuten, wird in die Grundgleichung ein Produktfaktor k_P eingeführt. Der absolute Wert des Produktfaktors unterscheidet sich zwischen den Gleichungen 4.6a und 4.6b. Der Produktfaktor $k_{P,b}$ beträgt 21,3 für den Verbundmörtel VB1 und 15,9 für den Verbundmörtel VB2.

4.4.2.8 Charakteristischer Randabstand

Wenn sich die Befestigung in der Nähe einer Bauteilecke befindet, kann sich nicht der vollständige Bruchkörper eines Einzeldübels am Rand ausbilden, sofern der Randabstand c_2 kleiner als die Abmessung des halben Bruchkörpers entlang des Randes ist (Abbildung 4.35).

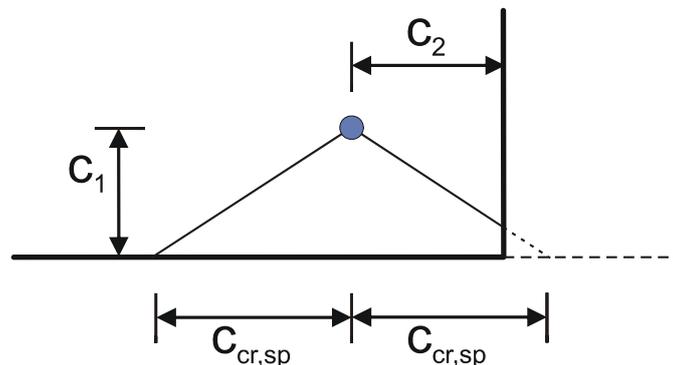


Abbildung 4.35: Abmessungen Bauteilecke

Aufgrund des gewählten Konzeptes mit projizierten Bruchflächen ist es erforderlich, den charakteristischen Randabstand $c_{cr,sp}$ zu kennen, ab dem die Bruchlast des Einzeldübels am Rand erreicht wird. Für einen Einzeldübel in der Bauteilecke ergibt sich aus dem Verhältnis der projizierten Bruchflächen prinzipiell folgende Höchstlast:

$$N_{u,sp} = N_{u,sp}^0 \cdot \frac{(c_2 + c_{cr,sp}) \cdot \min(h; h_{cr,so})}{2 \cdot c_{cr,sp} \cdot h_{cr,sp}} \quad (4.7)$$

Das Verhältnis der Bruchlast in der Ecke zu der Bruchlast am Rand ergibt sich damit für die charakteristische Bauteildicke zu:

$$\frac{N_{u,sp,Ecke}}{N_{u,sp,Rand}} = \frac{1}{2} + \frac{c_2}{2 \cdot c_{cr,sp}} \quad (4.8)$$

Abbildung 4.36 zeigt, wie sich der Rissverlauf ändert, wenn der Randabstand in einer Richtung (c_a) vergrößert wird. Der Randabstand in die zweite Richtung (c_b) bleibt dabei konstant. Für den Fall, dass einer der beiden Randabstände deutlich kleiner als der andere Randabstand ist, erfolgt der Bruch zu dem Rand mit dem kleineren Abstand hin (Abbildungen 4.36 a und d). Der Rissverlauf entspricht dem eines Einzeldübels am Rand. Sinnvollerweise erfolgt dann die Projektion auf die Stirnfläche des Randes mit dem geringeren Abstand. Dementsprechend wird der Grundwert (Gleichung 4.6) für den kleineren Randabstand berechnet.

Unterscheiden sich die beiden Randabstände dagegen nur unwesentlich, so bildet sich zwischen Dübel und dem Rand mit dem kleineren Abstand ein Riss, der in etwa senkrecht auf den Rand zuläuft, und ein weiterer Riss, der schräg auf den Rand mit dem größeren Abstand zuläuft (Abbildungen 4.36 b und c). Entsprechend dem Rissbild wäre hier die Projektion auf die Stirnfläche des Randes mit dem größeren Randabstand sinnvoll.

Im Hinblick auf die Praktikabilität des Berechnungsmodells ist es dagegen sinnvoll, den Grundwert der Spaltbruchlast (Gleichung 4.6) immer für den kleineren Randabstand zu berechnen. Andernfalls müsste man immer erst prüfen, zu welchem Rand hin der Bruch erfolgt.

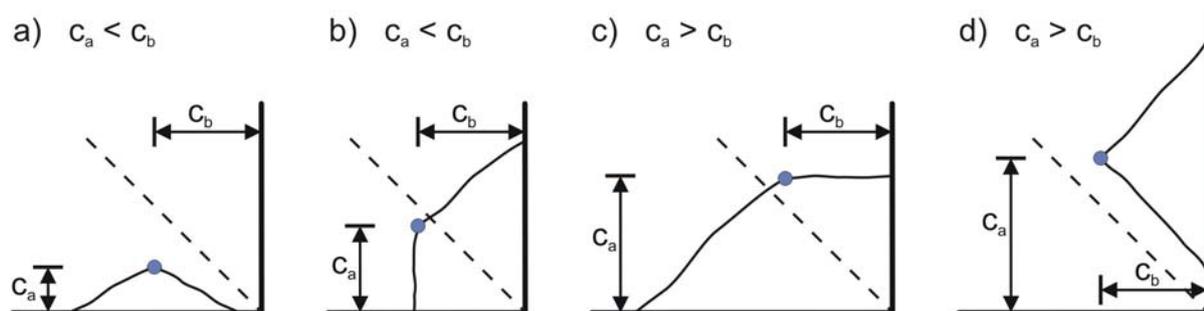


Abbildung 4.36: Änderung des Rissverlaufs mit ansteigendem Randabstand c_a

Befindet sich in der Nähe des Befestigungsmittels noch ein zweiter Bauteilrand, so ist das Betonvolumen, in das sich die von dem Befestigungsmittel eingeleitete Zugkraft ausbreiten kann, kleiner als bei einem Einzeldübel am Rand. Somit treten bei gleicher Zugkraft höhere Spannungen auf, die im Vergleich zum Einzeldübel am Rand bei einer kleineren Zugkraft am Dübel die Betonzugfestigkeit erreichen. Somit tritt das Versagen der Befestigung bei einer geringeren Last ein. Um wie viel die Höchst-

last kleiner im Vergleich zum Einzeldübel am Rand ist, hängt davon ab, in welchem Maß die Ausdehnung des Spannungsfeldes beschränkt wird.

Die Ausbreitung des Spannungsfeldes wird zum einen von der Höhe der am Dübel angreifenden Zugkraft und zum anderen von dem Dübeldurchmesser bestimmt. Die maximal mögliche Zugkraft hängt wiederum vom Randabstand ab.

Für einen Einzeldübel am Rand ergibt sich bei einer Verdoppelung von Randabstand und Dübeldurchmesser in etwa die zweifache Bruchlast. Vergleicht man bei einem Dübel ohne Randeinfluss die Ausbreitung der Hauptzugspannung zwischen einem Dübel M12 und einem Dübel M24, wobei am Dübel M24 die zweifache Zugkraft des Dübels M12 angreift, ist der Radius des Kreises, innerhalb dem die Spannung einen bestimmten Wert übersteigt, beim Dübel M24 in etwa doppelt so groß wie bei dem Dübel M12 (Abbildung 4.37). So wird eine Hauptzugspannung von z. B. $0,5 \text{ N/mm}^2$ beim Dübel M12 in etwa bei einem Radius von 140 mm und beim Dübel M24 von etwa 270 mm erreicht.

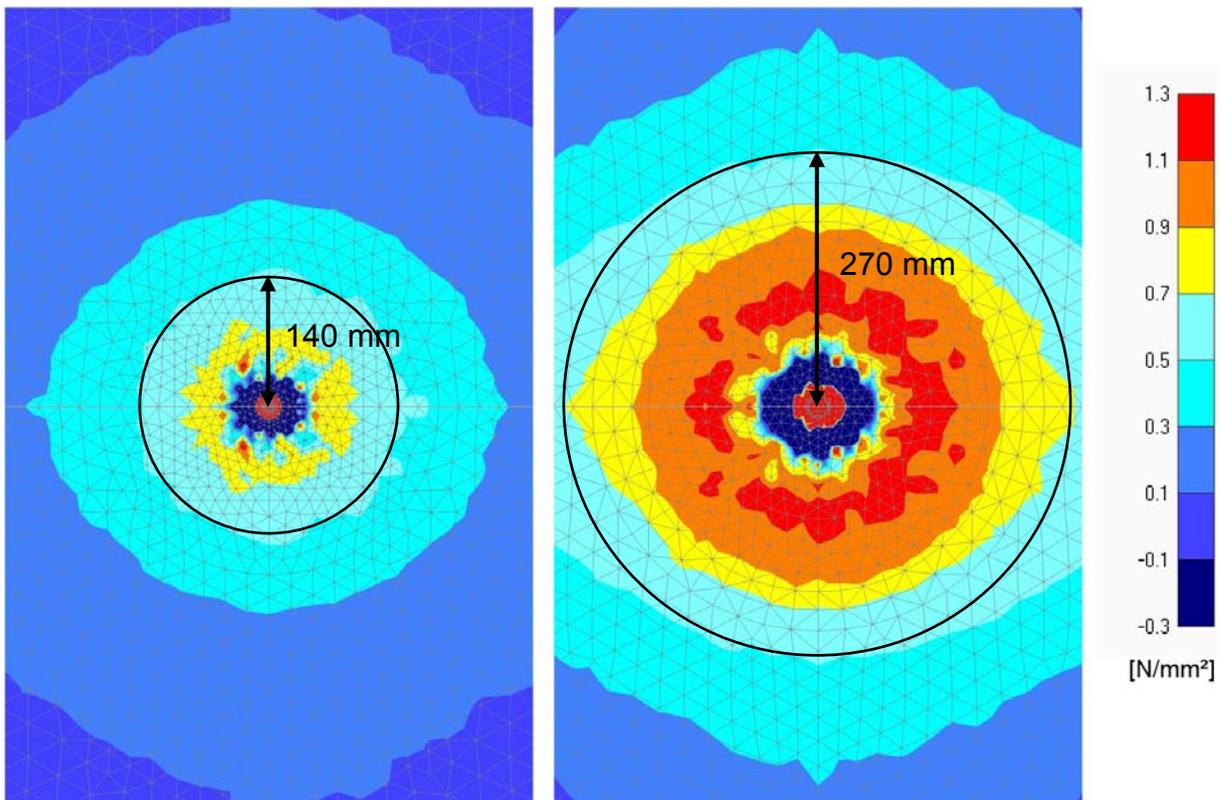


Abbildung 4.37: Hauptzugspannungen randfern, M12: $N = 100 \text{ kN}$ und M24: $N = 200 \text{ kN}$

Am Bauteilrand kann sich das Spannungsfeld nicht rotationssymmetrisch um den Dübel herum ausbreiten. Die Form des Spannungsfeldes muss sich entsprechend dem Verhältnis Abstand des Bauteilrandes vom Dübel zu Radius des Spannungskreises ändern. Das bedeutet für einen Einzeldübel am Rand, dass bei Höchstlast bei gleichem Verhältnis Randabstand zu Dübeldurchmesser die Form des Spannungsfeldes ungefähr gleich ist. Die Form des Spannungsfeldes bestimmt auch den Bruchwinkel (Abschnitt 4.3). Dementsprechend ist auch dieser abhängig von dem auf den Dübeldurchmesser bezogenen Randabstand.

Für einen Einzeldübel in der Bauteilecke mit gleichem Abstand zu beiden Bauteilrändern gilt prinzipiell der gleiche Zusammenhang zwischen der Form des Spannungsfeldes und dem Verhältnis Randabstand zu Dübeldurchmesser. So ergibt sich auch in der Bauteilecke eine Verdoppelung der Höchstlast, wenn sich Randabstand und Dübeldurchmesser verdoppeln.

Daraus ergibt sich, dass das Verhältnis der Bruchlast in der Ecke zu der Bruchlast am Rand von dem Verhältnis Randabstand zu Dübeldurchmesser abhängt. In Abbildung 4.38 sind die mittels FE-Berechnungen ermittelten Verhältniswerte der Bruchlasten von Ecke zu Rand über das Verhältnis von Randabstand zu Dübeldurchmesser aufgetragen. Bei den Berechnungen mit Einzeldübeln in der Bauteilecke war der Abstand immer zu beiden Bauteilrändern gleich groß. Die FE-Berechnungen wurden für verschiedene Verankerungstiefen durchgeführt. Es zeigt sich dabei kein nennenswerter Einfluss der Verankerungstiefe auf das von dem auf den Dübeldurchmesser bezogenen Randabstand abhängende Verhältnis der Bruchlasten Ecke zu Rand. Der Anstieg der auf die Bruchlast am Rand bezogenen Bruchlast in der Bauteilecke lässt sich gut durch Gleichung 4.9 beschreiben.

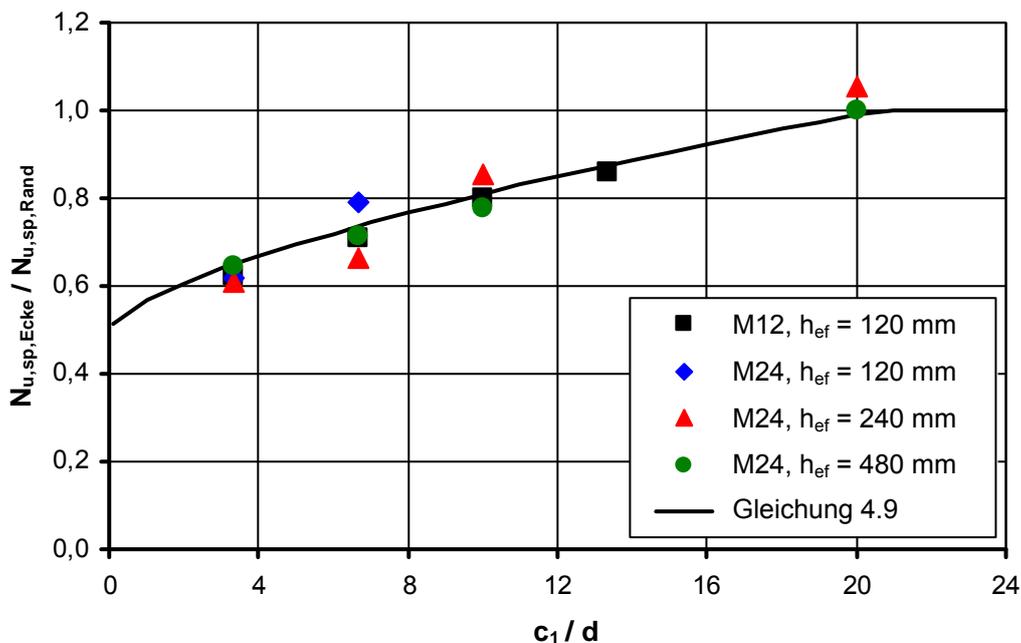


Abbildung 4.38: Verhältnis der Höchstlast Ecke zu Rand in Abhängigkeit des Verhältnisses c_1/d für den Fall $c_1 = c_2$

$$\frac{N_{u,sp,Ecke}}{N_{u,sp,Rand}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{15} \cdot \left(\frac{c_1}{d} \right)^{2/3} \quad (4.9)$$

Durch Gleichsetzen von Gleichung 4.8 und Gleichung 4.9 und Auflösen nach dem charakteristischen Randabstand ergibt sich dieser zu:

$$c_{cr,sp} = \frac{15}{2} \cdot c_1^{1/3} \cdot d^{2/3} \quad (4.10)$$

Für die Dübelgröße M12 sind die mittels FE-Berechnungen ermittelten Höchstlasten für Einzeldübel am Rand und in der Ecke in Abbildung 4.39 aufgetragen. Die Bruchlasten in der Ecke steigen stärker an als die am Rand und sie nähern sich diesen somit an. Es ist auch der Verlauf des vorgesehenen Berechnungsmodells, sowohl für den Rand (Gleichung 4.6) als auch für die Ecke (Gleichung 4.7), in das Diagramm eingetragen.

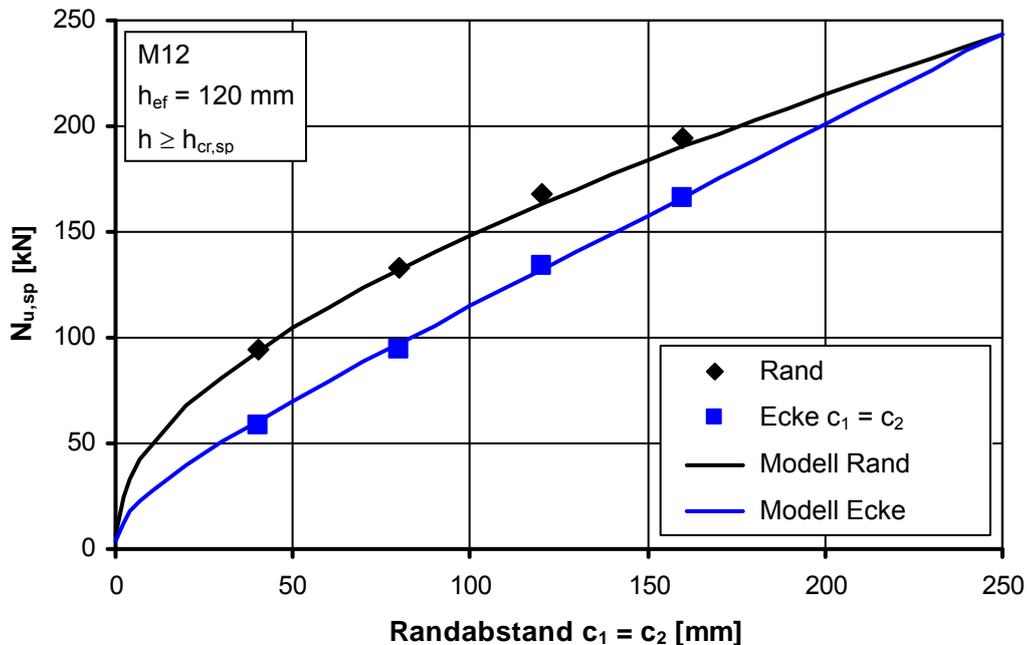


Abbildung 4.39: Höchstlasten für Rand und Ecke $c_1 = c_2$ in Abhängigkeit des Randabstandes

Für die Dübelgröße M12 wurden FE-Berechnungen mit vier verschiedenen Randabständen c_1 durchgeführt, wobei jeweils auch der Randabstand c_2 variiert wurde. Die Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 4.40 dargestellt. In das Diagramm ist auch der jeweilige Verlauf des Berechnungsmodells (Gleichung 4.7) mit dem zuvor gefundenen charakteristischen Randabstand eingetragen. Die Übereinstimmung der mittels FE-Berechnungen erhaltenen Höchstlasten mit dem Berechnungsmodell ist gut, was zeigt, dass der gefundene charakteristische Randabstand auch dann richtig ist, wenn c_1 ungleich c_2 ist.

Für einen Randabstand c_1 von 80 mm wurden auch für die Dübelgröße M24 FE-Berechnungen unter Variation des Randabstands c_2 durchgeführt. Die berechneten Höchstlasten bezogen auf die Höchstlast am Rand sind in Abbildung 4.41 dargestellt. Zum Vergleich sind auch die Berechnungsergebnisse für die Dübelgröße M12 mit aufgetragen, welche bereits in Abbildung 4.40 enthalten sind. Es ist zu erkennen, dass der größere Dübeldurchmesser erst bei einem deutlich größeren Randabstand c_2 die Höchstlast des Randes erreicht. Der Verlauf des Berechnungsmodells für beide Dübelgrößen ist ebenfalls in Abbildung 4.41 dargestellt. Der charakteristische Randabstand nach Gleichung 4.10 berücksichtigt das zuvor beschriebene Verhalten in korrekter Weise.

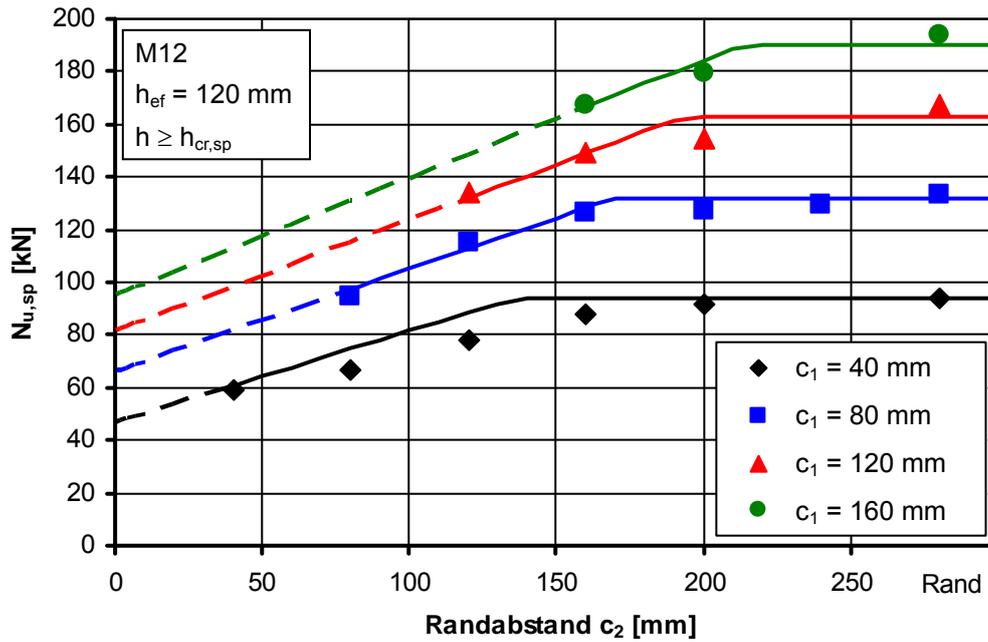


Abbildung 4.40: Höchstlasten für Einzeldübel in der Ecke in Abhängigkeit des Randabstandes c_2

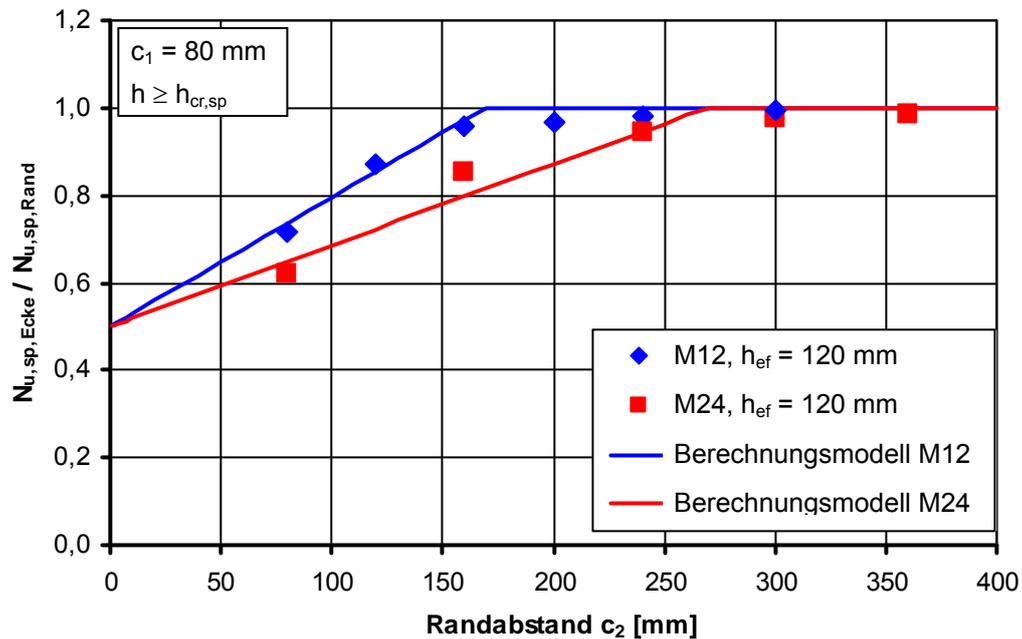


Abbildung 4.41: Verhältniszerte Höchstlast Ecke zu Rand in Abhängigkeit des Randabstandes c_2 für $c_1 = 80 \text{ mm}$ und Dübelgrößen M12 und M24

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der charakteristische Randabstand im Wesentlichen von den beiden Parametern Dübeldurchmesser und Randabstand c_1 abhängt.

4.4.2.9 Charakteristischer Achsabstand

Sind mehrere Dübel nebeneinander an einem Bauteilrand angeordnet, und der Achsabstand der Dübel untereinander ist so gering, dass sich die Spannungsfelder und die Bruchkörper der einzelnen Dübel überschneiden, so vermindert sich die Höchstlast des einzelnen Dübels. Für das Modell der auf die Bauteilkante projizierten Bruchflächen ist also zu bestimmen, ab welchem charakteristischen Achsabstand keine gegenseitige Beeinflussung der Dübel mehr stattfindet.

Die Untersuchungen zur Bestimmung des charakteristischen Achsabstandes werden anhand von Gruppenbefestigungen mit zwei parallel zum Bauteilrand angeordneten Dübeln durchgeführt. Vergleicht man eine derartige Zweiergruppe mit einem Einzeldübel in der Bauteilecke, so ergibt sich je Dübel der Gruppe die gleiche projizierte Bruchfläche wie bei einem Einzeldübel in der Ecke, wenn der Achsabstand s_2 dem zweifachen Randabstand c_2 entspricht (Abbildung 4.42).

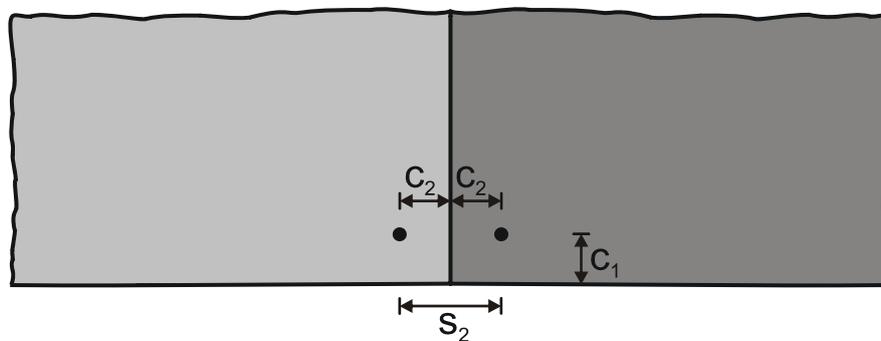


Abbildung 4.42: Draufsicht Einzeldübel in der Ecke und Zweiergruppe am Rand

In Abbildung 4.43 sind für einen Randabstand c_1 von 40 mm die Höchstlasten für den Einzeldübel in der Ecke und diejenigen für einen Dübel der Zweiergruppe über den Randabstand c_2 bzw. den halben Achsabstand s_2 aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass bei gleicher projizierter Bruchfläche die Höchstlast des Dübels in der Zweiergruppe größer ist als die des Einzeldübels in der Bauteilecke. Außerdem erreicht der Dübel der Zweiergruppe bei einem wesentlich geringerem Abstand die Höchstlast des Einzeldübels am Rand als der Einzeldübel in der Ecke: ungefähr 80 mm zu 180 mm. Dies bedeutet, dass hier der charakteristische Achsabstand wesentlich geringer ist als der zweifache charakteristische Randabstand.

Analog zu Abbildung 4.43 und einem Randabstand c_1 von 40 mm sind in Abbildung 4.44 die Berechnungsergebnisse für einen Randabstand c_1 von 160 mm aufgetragen. Hier ist zu erkennen, dass die Unterschiede zwischen Gruppe und Ecke sowohl bei der Höhe der Lasten als auch im Hinblick auf den Abstand, bei dem die Höchstlast des Einzeldübels am Rand erreicht wird, geringer sind als bei dem zuvor untersuchten kleineren Randabstand c_1 .

Die obigen Untersuchungen zeigen, dass der charakteristische Achsabstand kleiner als der zweifache charakteristische Randabstand ist. Jedoch nähert er sich diesem mit zunehmendem Randabstand c_1 an. Dies bedeutet, dass der charakteristische Achsabstand stärker vom Randabstand c_1 beeinflusst wird als der charakteristische

Randabstand. Nachfolgend soll untersucht werden, in welcher Weise der charakteristische Achsabstand vom Randabstand c_1 abhängt.

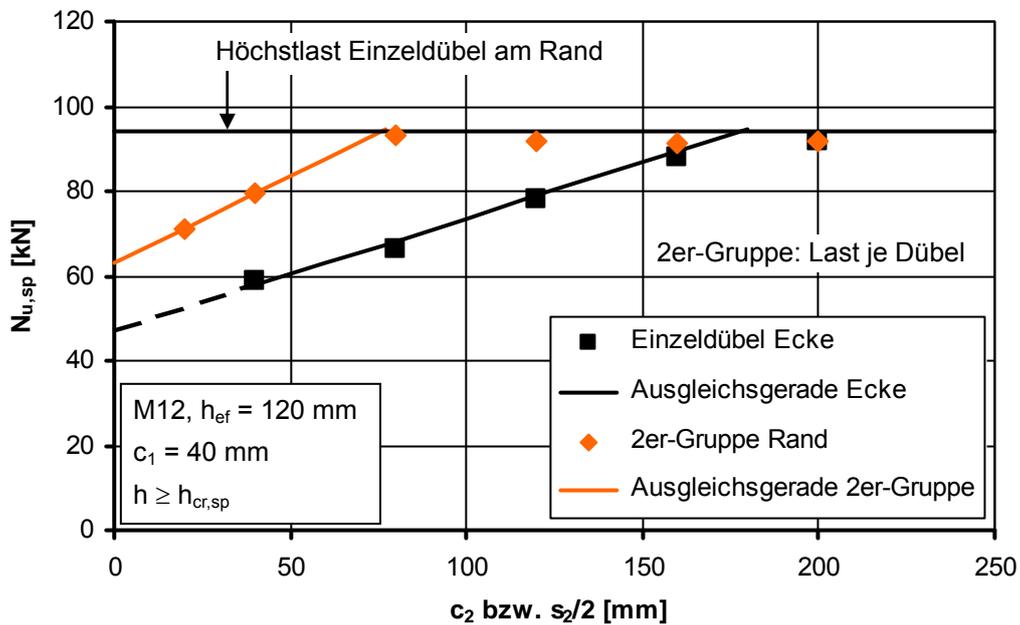


Abbildung 4.43: Berechnungsergebnisse für Einzeldübel Ecke und 2er-Gruppe Rand, $c_1 = 40$ mm

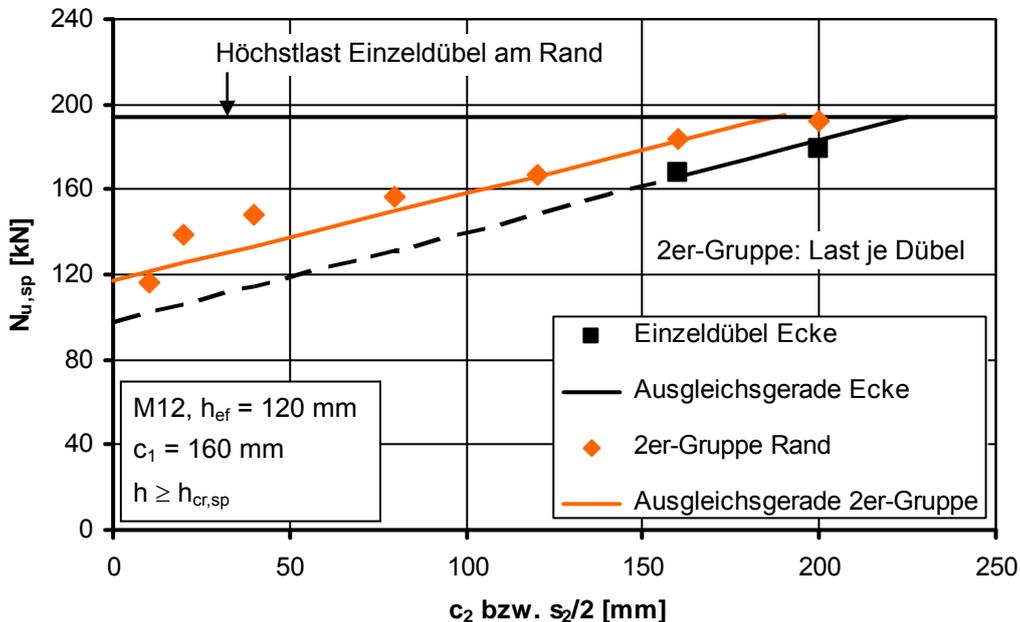


Abbildung 4.44: Berechnungsergebnisse für Einzeldübel Ecke und 2er-Gruppe Rand, $c_1 = 160$ mm

Dazu wurden für die Dübelgröße M12 neben den in Abbildung 4.43 und Abbildung 4.44 gezeigten Berechnungsergebnissen für zwei weitere Randabstände FE-Berechnungen durchgeführt. Die Höchstlasten der Zweiergruppen in Abhängigkeit vom Achsabstand s_2 sind in Abbildung 4.45 dargestellt. Für jeden der vier verschiedenen Randabstände c_1 ist in Höhe der zweifachen Höchstlast eines Einzeldübel

am Rand eine horizontale Linie sowie eine Ausgleichsgerade durch die mit dem Achsabstand ansteigenden Höchstlasten eingezeichnet.

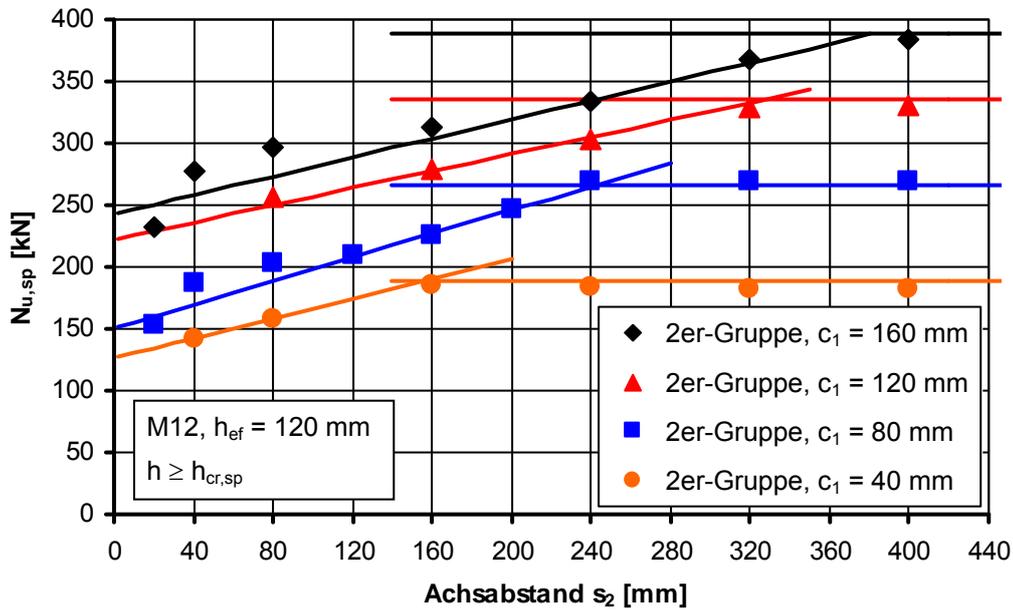


Abbildung 4.45: Höchstlasten von Zweiergruppen in Abhängigkeit des Achsabstandes

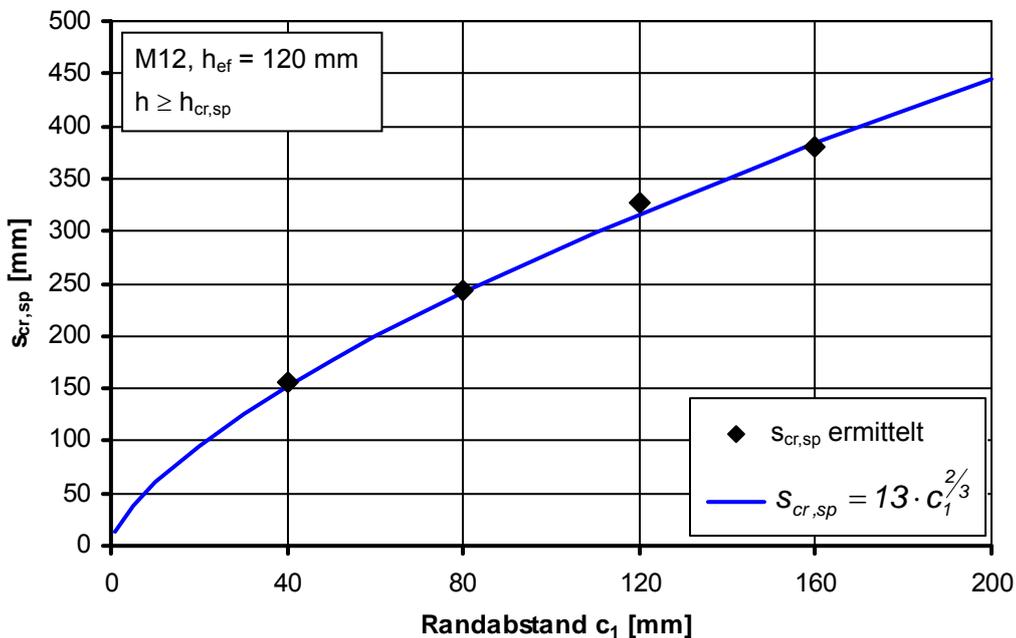


Abbildung 4.46: Charakteristischer Achsabstand für die Dübelgröße M12 in Abhängigkeit des Randabstandes c_1

Der Schnittpunkt der jeweiligen Ausgleichsgeraden mit der zugehörigen horizontalen Linie ist derjenige Achsabstand, ab dem die Höchstlast der Gruppe der zweifachen Höchstlast eines Einzeldübels entspricht – also der charakteristische Achsabstand. Die so ermittelten charakteristischen Achsabstände sind in Abbildung 4.46 über dem

jeweiligen Randabstand c_1 aufgetragen. Der Anstieg des charakteristischen Achsabstandes lässt sich gut durch eine Gleichung beschreiben, in die der Randabstand c_1 mit einer Potenz von $2/3$ eingeht.

In der Bauteilecke mit gleichen Randabständen in beiden Richtungen wird ab einem bestimmten auf den Dübeldurchmesser bezogenen Randabstand die Höchstlast eines Einzeldübels am Rand erreicht. Geht man davon aus, dass analog für eine Gruppe mit dem zweifachen Randabstand als Achsabstand bei dem gleichen auf den Dübeldurchmesser bezogenen Randabstand die zweifache Höchstlast des Einzeldübels erreicht wird, so lässt sich der allgemeine charakteristische Achsabstand wie nachfolgend beschrieben bestimmen.

Gleichsetzen von Höchstlast Ecke mit Höchstlast Rand:

$$\frac{N_{u,sp,Ecke}}{N_{u,sp,Rand}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{15} \cdot \left(\frac{c_1}{d}\right)^{2/3} = 1 \quad (4.11)$$

Der auf den Dübeldurchmesser bezogene Randabstand ergibt sich zu:

$$\frac{c_1}{d} = \left(\frac{15}{2}\right)^{3/2} \quad (4.12)$$

Für dieses Verhältnis Randabstand zu Dübeldurchmesser gilt:

$$\frac{s_{cr,sp}}{d} = k_1 \cdot \left(\frac{c_1}{d}\right)^{2/3} = \frac{2 \cdot c_{cr,sp}}{d} = 2 \cdot \frac{15}{2} \cdot \left(\frac{c_1}{d}\right)^{1/3} \quad (4.13)$$

k_1 lässt sich bestimmen zu:

$$k_1 = 15 \cdot \left(\left(\frac{2}{15}\right)^{3/2}\right)^{1/3} = \sqrt{30} \quad (4.14)$$

Der allgemeine charakteristische Achsabstand ergibt sich damit zu:

$$s_{cr,sp} = \sqrt{30} \cdot c_1^{2/3} \cdot d^{1/3} \quad [\text{mm}] \quad (4.15)$$

Die Ursache dafür, dass bei theoretisch gleich großer Bruchfläche Gruppenbefestigungen höhere Bruchlasten erreichen als Befestigungen in der Ecke, liegt darin, dass in der Symmetrieachse der Gruppenbefestigung aufgrund der Symmetriebedingungen keine Verschiebungen in Richtung parallel zum Rand möglich sind. Bei der Befestigung in der Ecke entspricht die Symmetrieachse der Zweiergruppe einem freien Bauteilrand, so dass dort Verschiebungen senkrecht zu diesem Rand möglich sind. Die gegenüber der Ecke begrenzte Verformungsmöglichkeit der Gruppenbefestigung führt zu den höheren Bruchlasten. Der Einfluss verringert sich jedoch je größer der Abstand des einzelnen Dübels von der Symmetrieachse bzw. von dem zweiten Bauteilrand ist, und die Bruchlasten von Gruppe und Ecke nähern sich an.

Ein weiterer Unterschied zwischen der Gruppenbefestigung und der Befestigung in der Ecke ist, dass die Ausdehnung des Spannungsfeldes in der Ecke durch zwei Bauteilränder begrenzt ist, und bei der Gruppenbefestigung nur durch einen Bauteilrand. Die Spannungsfelder der einzelnen Dübel der Gruppenbefestigung können sich wie dasjenige eines Einzeldübel am Rand ausbreiten. Allerdings kommt es dabei zu einer Überlagerung der von den einzelnen Dübeln hervorgerufenen Spannungen, so dass in Abhängigkeit vom Achsabstand der Dübel bereits bei geringeren Zugkräften als beim Einzeldübel die Spannungen im Ankergrund so groß werden, dass eine Rissbildung und damit das Versagen der Befestigung ausgelöst wird.

Wie in Abschnitt 4.3 erläutert korrespondiert der charakteristische Achsabstand mit dem Bruchwinkel. Abbildung 4.47 zeigt den Bruchwinkel in Abhängigkeit vom Verhältnis Randabstand zu Dübeldurchmesser, wie er sich aus dem charakteristischen Achsabstand für Gruppenbefestigungen (Gleichung 4.15) sowie aus dem charakteristischen Randabstand für Dübel in der Ecke (Gleichung 4.10) ergibt. Die Bruchwinkel steigen mit zunehmendem Verhältnis von Randabstand zu Dübeldurchmesser an und erreichen bei einem Randabstand entsprechend dem 20-fachen Dübeldurchmesser den Wert 45° . Aus dem charakteristischen Achsabstand (Gleichung 4.15) ergeben sich prinzipiell größere Bruchwinkel als aus dem charakteristischen Randabstand. Diese Bruchwinkel stimmen ungefähr mit den für einen Einzeldübel am Rand gemessenen Bruchwinkeln gemäß Abbildung 4.14 und Abbildung 4.15 überein.

Sowohl aus Abbildung 4.43 als auch aus Abbildung 4.44 ist ersichtlich, dass die Ausgleichsgerade durch die Berechnungsergebnisse der Zweiergruppe bei einem theoretischen Achsabstand von null nicht auf die halbe Höchstlast des Einzeldübel am Rand abfällt. Dies jedoch impliziert das vorgesehene Berechnungsmodell. Aus dem Verhältnis der projizierten Flächen ergibt sich, dass sich bei Gruppenbefestigungen die Bruchlast der Gruppe der Bruchlast eines Einzeldübel annähert, wenn der Achsabstand sehr kleine Werte annimmt. Dies ist insofern auch korrekt, da sich mit abnehmendem Achsabstand die Bruchfläche der Gruppe der Bruchfläche eines Einzeldübel annähert. Jedoch besitzen die n Dübel der Gruppenbefestigung eine größere Lasteinleitungsfläche als ein Einzeldübel gleichen Durchmessers. Es wird in dieser Arbeit davon ausgegangen, dass die Lasteinleitungsfläche von n Verbunddübeln ohne Abstand zueinander der Wurzel- n -fachen Lasteinleitungsfläche eines Einzeldübel entspricht. Dies geschieht in Anlehnung an die Stahlbetonnormen *DIN 1045-1* und *Eurocode 2*, in denen für Stabbündel als Vergleichsdurchmesser der Wurzel- n -fache Durchmesser der Einzelstäbe angesetzt werden darf.

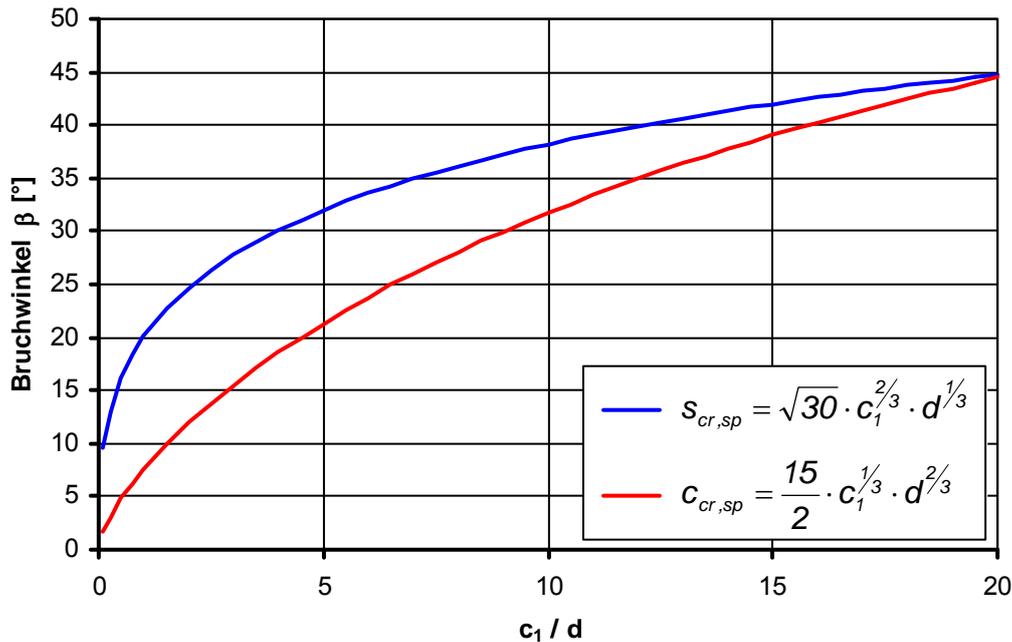


Abbildung 4.47: Bruchwinkel in Abhängigkeit des Verhältnisses Randabstand c_1 zu Dübeldurchmesser d

Wie bereits in Abschnitt 4.4.2.3 beschrieben wurde, erlaubt eine größere Lasteinleitungsfläche das Einleiten höherer Lasten. Die Spaltbruchlast steigt proportional zur Wurzel des Dübeldurchmesser bzw. der Lasteinleitungsfläche an. Um dies zu berücksichtigen, wird in dem Berechnungsmodell der Faktor $\Psi_{g2,sp}$ eingeführt. Dieser erhöht für den theoretischen Fall eines Achsabstandes der Größe null die Bruchlast auf die eines Einzeldübels mit der Wurzel n -fachen Lasteinleitungsfläche. Das bedeutet, die Bruchlast erhöht sich gegenüber einem Einzeldübel um den Faktor n_2 hoch einer Potenz von $1/4$. Mit zunehmendem Achsabstand verringert sich die Erhöhung der Bruchlast durch diesen Faktor bis auf den Wert Eins, wenn der Achsabstand die Größe des charakteristischen Achsabstandes erreicht.

$$\Psi_{g2,sp} = n_2^{1/4} - \left(n_2^{1/4} - 1 \right) \cdot \frac{s_2}{s_{cr,sp}} \geq 1 \quad (4.16)$$

In Abbildung 4.48 sind nochmals die Berechnungsergebnisse von Abbildung 4.45 aufgetragen. Diesmal ist der jeweilige Verlauf des Berechnungsmodells unter Anwendung des charakteristischen Achsabstandes nach Gleichung 4.15 und des Faktors $\Psi_{g2,sp}$ nach Gleichung 4.16 mit eingetragen. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen und dem Berechnungsmodell.

Der charakteristische Achsabstand nimmt mit dem Dübeldurchmesser zu. Die in Abbildung 4.49 dargestellten Berechnungsergebnisse für drei verschiedene Dübelgrößen zeigen, dass der Einfluss des Dübeldurchmessers in korrekter Weise durch das Berechnungsmodell unter Anwendung des charakteristischen Achsabstandes nach Gleichung 4.15 berücksichtigt wird.

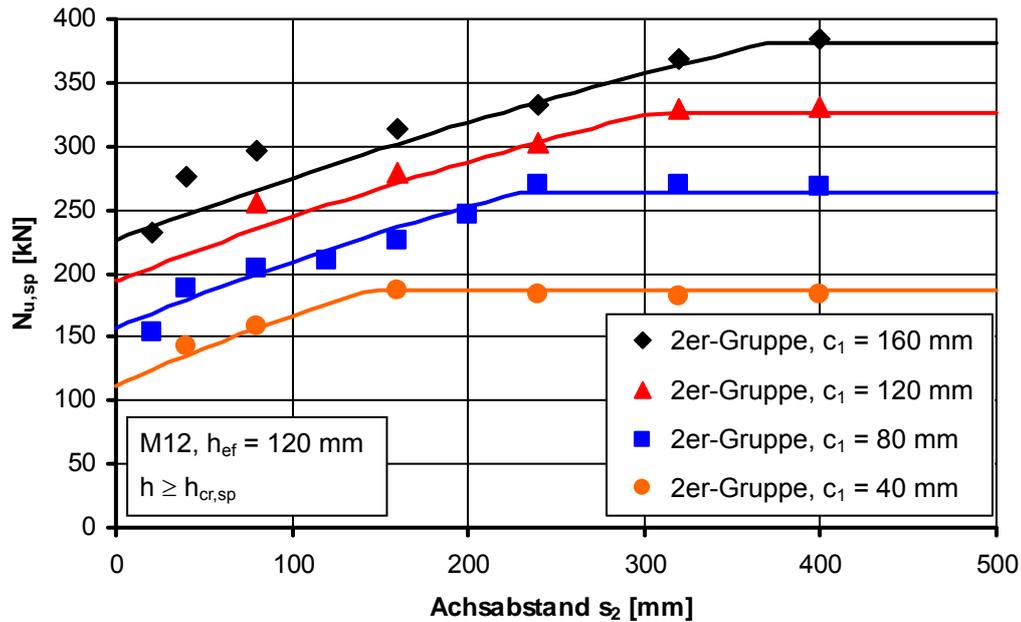


Abbildung 4.48: Höchstlasten von Zweiergruppen in Abhängigkeit des Achsabstandes für verschiedene Randabstände c_1

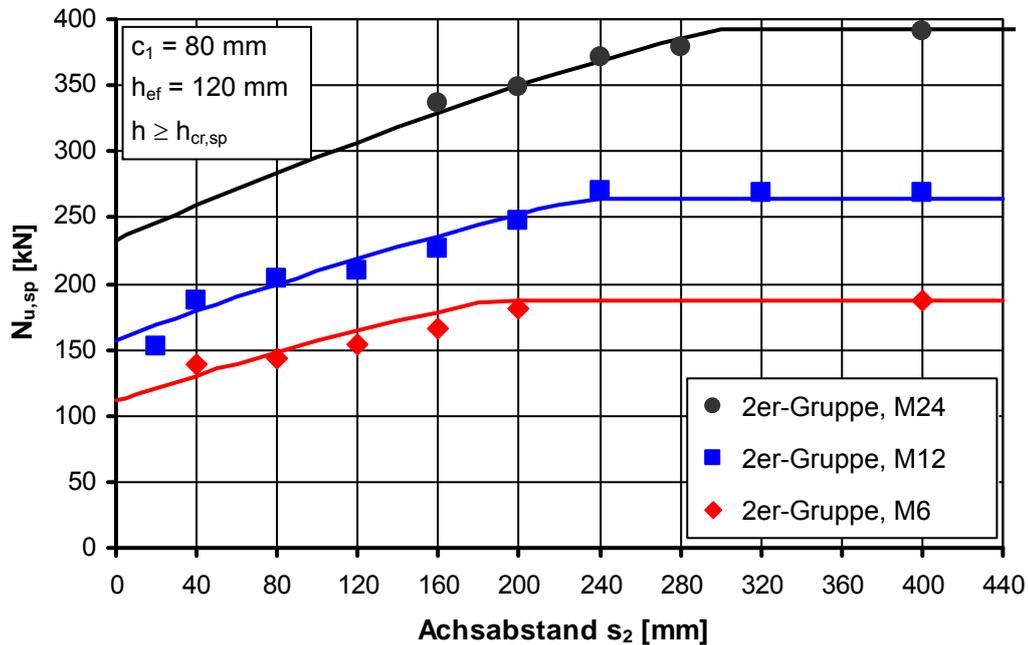


Abbildung 4.49: Höchstlasten von Zweiergruppen für verschiedene Dübel Durchmesser

Weiterhin wurde geprüft, ob die Verankerungstiefe einen Einfluss auf die Größe des charakteristischen Achsabstandes hat. In Abbildung 4.50 ist für zwei verschiedene Verankerungstiefen das Verhältnis der Höchstlast einer Zweiergruppe parallel zum Rand zur Höchstlast eines Einzeldübels am Rand aufgetragen. Die zweifache Höchstlast des Einzeldübels am Rand wird bei beiden Verankerungstiefen bei dem gleichen Achsabstand erreicht. Bei der großen Verankerungstiefe zeigt sich jedoch,

dass bei einem Achsabstand von 120 mm der Verhältniswert der FE-Berechnung größer ist als nach dem Berechnungsmodell. Ob sich für größere Verankerungstiefen eventuell ein anderer als der von dem Berechnungsmodell vorgegebene Verlauf ergibt, wurde jedoch nicht näher untersucht.

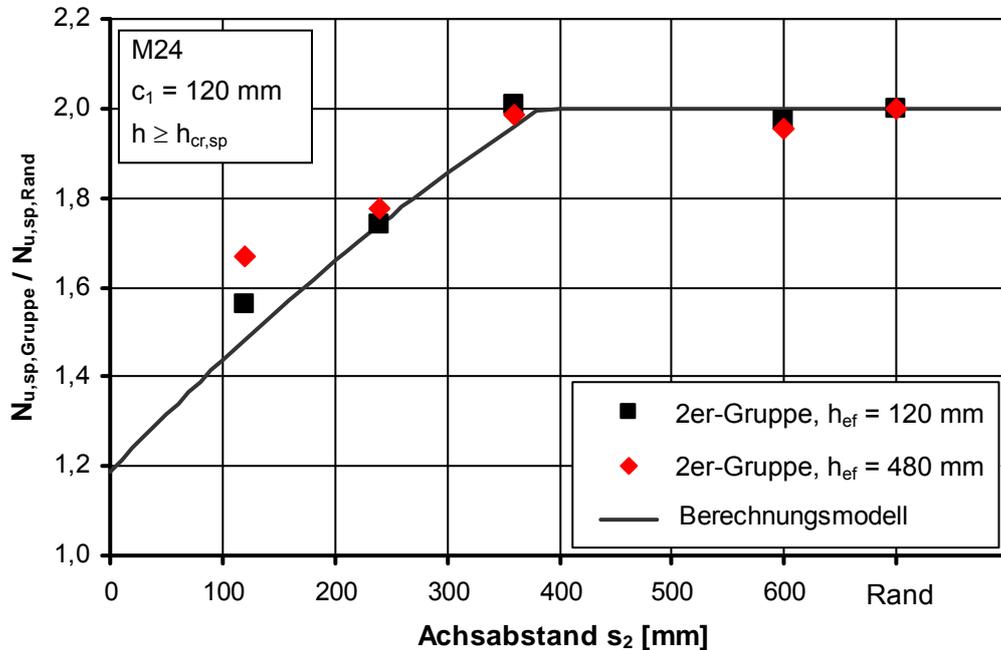


Abbildung 4.50: Verhältnis Höchstlast Zweiergruppe parallel zum Rand zu Einzeldübel am Rand in Abhängigkeit des Achsabstandes c_2 für $c_1 = 120$ mm und Verankerungstiefen 120 mm und 480 mm

4.4.2.10 Gruppe senkrecht zum Rand

Werden zwei oder mehr Dübel auf einer Linie senkrecht zum Bauteilrand angeordnet, so beeinflussen sich die Dübel gegenseitig, wenn ihr Achsabstand gering ist. Der Dübel mit dem kleinsten Randabstand hat natürlich prinzipiell die geringste Tragfähigkeit. So entstehen dann auch zunächst die Risse im Bereich des vorderen Dübels. Dadurch dass sich die Spannungsfelder der einzelnen Dübel überlagern, versagt der Dübel, der dem Rand am nächsten ist, bei einer geringeren Last als ein Einzeldübel mit gleichem Randabstand. Es wird angenommen, dass alle Dübel der Gruppe gleich hoch beansprucht sind, und dass die Tragfähigkeit der Gruppe erreicht ist, wenn die Tragfähigkeit des Dübels mit dem kleinsten Randabstand erschöpft ist.

Es wurden numerische Untersuchungen mit einer Zweiergruppe (Abbildung 4.51) durchgeführt. Dabei wurde an beiden Dübeln die gleiche Verformung aufgebracht, und für jeden Dübel die Last-Verschiebungskurve ermittelt. Als Höchstlast der Gruppe wurde das zweifache Maximum der Last-Verschiebungskurve des näher zum Rand gelegenen Dübels genommen.

Aus den in Abbildung 4.52 dargestellten Berechnungsergebnissen ist ersichtlich, dass bei einer Dübelgruppe mit einem geringen Randabstand (80 mm) die zweifache Höchstlast eines Einzeldübel mit gleichem Randabstand schon bei relativ geringen

Achsabständen erreicht wird. Bei einem größeren Randabstand der Gruppe (160 mm) ist auch ein größerer Achsabstand erforderlich, um die zweifache Höchstlast eines Einzeldübeln zu erreichen.

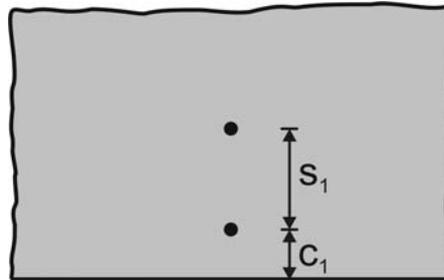


Abbildung 4.51: Draufsicht Zweiergruppe senkrecht zum Rand, schematische Darstellung

Da wie bei parallel zum Rand angeordneten Dübeln (Abschnitt 4.4.2.9) auch hier die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Dübel durch eine Überlagerung ihrer Spannungsfelder verursacht wird, ist wahrscheinlich, dass der charakteristische Achsabstand auch hier von dem Randabstand c_1 und dem Durchmesser des Dübels abhängt, da diese die Größe des Spannungsfeldes bestimmen. Daher, und um das Berechnungsmodell möglichst einfach zu halten, wird hier der gleiche charakteristische Achsabstand angesetzt, wie bei Gruppen parallel zum Rand.

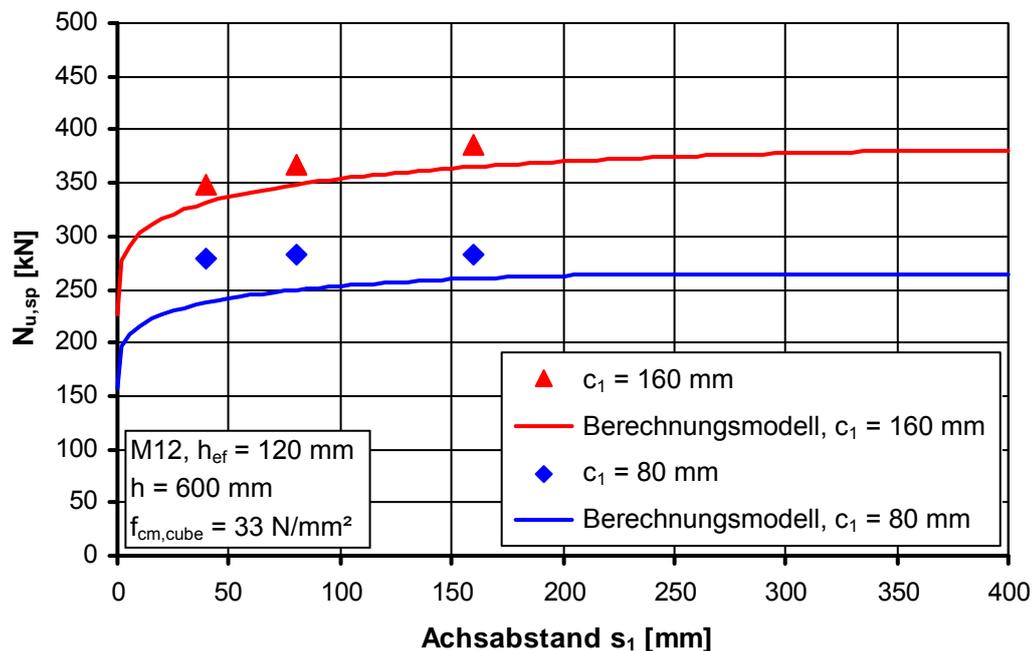


Abbildung 4.52: Anstieg der Höchstlasten einer 2er-Gruppe senkrecht zum Rand mit dem Achsabstand s_1

Da die auf einer Linie senkrecht zum Rand liegenden Dübel keinen Einfluss auf die projizierten Bruchflächen haben, wird die durch sie hervorgerufene Erhöhung der Bruchlast gegenüber einem Einzeldübel durch den Faktor $\Psi_{g1,sp}$ nach Gleichung 4.17 berücksichtigt. Der Faktor wurde so gewählt, dass er bei einem Achsabstand von null den Wert $n_1^{1/4}$ hat, was wiederum einem Dübel mit $\sqrt{n_1}$ -facher Lasteinleitungsfläche

entspricht. Der Faktor steigt mit zunehmendem Achsabstand zunächst stark an und erreicht bei einem dem charakteristischen Achsabstand entsprechendem Achsabstand den Wert n_1 (Abbildung 4.53).

$$\Psi_{g1,sp} = n_1^{1/4} - \left(n_1^{1/4} - 1\right) \cdot \frac{s_1}{s_{cr,sp}} + (n_1 - 1) \cdot \left(\frac{s_1}{s_{cr,sp}}\right)^{1/4} \geq 1 \quad (4.17)$$

Der Verlauf des Berechnungsmodells unter Anwendung von $\Psi_{g1,sp}$ nach Gleichung 4.17 ist zusätzlich zu den Berechnungsergebnissen in Abbildung 4.52 eingezeichnet. Es ist zu erkennen, dass die mit dem FE-Modell berechneten Höchstlasten insbesondere bei einem Randabstand von 80 mm größer als die des Berechnungsmodells sind. Dass das Berechnungsmodell in Bezug auf die vorhandenen Untersuchungsergebnisse auf der sicheren Seite liegt, wird hingenommen, da die wenigen Untersuchungsergebnisse für die Bestimmung eines genaueren charakteristischen Achsabstandes nicht ausreichend sind, und dieser das Berechnungsmodell verkomplizieren würde.

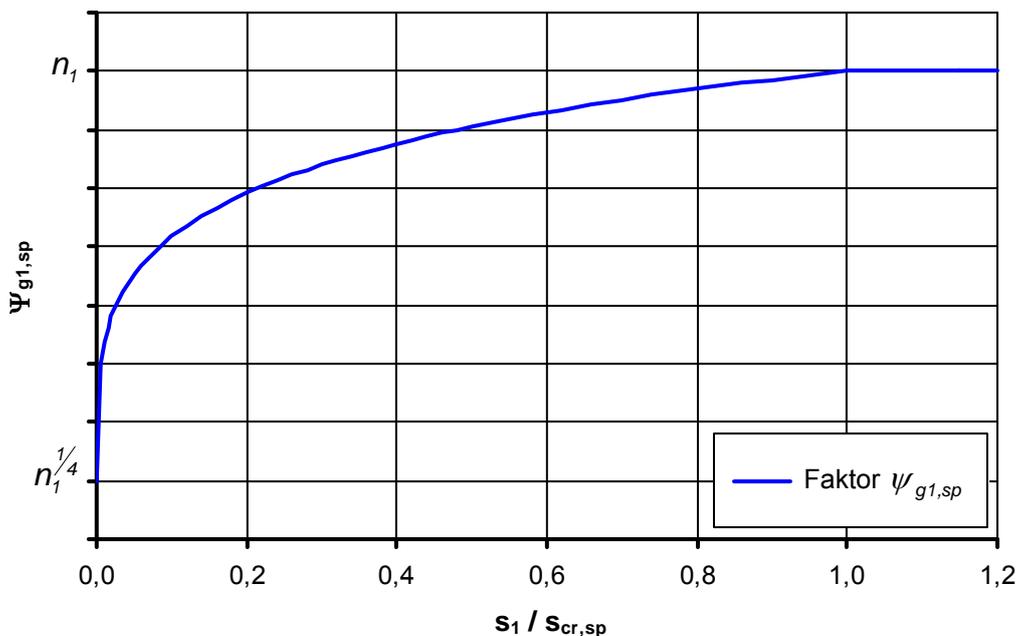


Abbildung 4.53: Anstieg des Faktors $\Psi_{g1,sp}$ (Gleichung 4.17) in Abhängigkeit von dem Verhältnis Achsabstand s_1 zu charakteristischem Achsabstand

4.4.2.11 Berechnungsmodell

Das Berechnungsmodell geht von der Höchstlast eines Einzeldübels am Rand als Grundwert (Gleichung 4.6) aus. Dieser gilt für Bauteildicken größer oder gleich der charakteristischen Bauteildicke. Die Höchstlasten anderer Anwendungsfälle ergeben sich aus der Multiplikation dieses Grundwertes mit dem Verhältnis der projizierten Bruchfläche des Anwendungsfalles zu der projizierten Bruchfläche des Einzeldübels am Rand und vier weiteren Faktoren (Gleichung 4.18).

$$N_{u,sp} = N_{u,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,sp}}{A_{c,sp}^0} \cdot \Psi_{h,sp} \cdot \Psi_{g1,sp} \cdot \Psi_{g2,sp} \cdot \Psi_{ec,sp} \quad [N] \quad (4.18)$$

Die Größe der projizierten Bruchfläche für den allgemeinen Anwendungsfall berechnet sich nach Gleichung 4.19. Abbildung 4.54a zeigt für das Beispiel einer Zweiergruppe in der Ecke die projizierte Bruchfläche und gibt deren Größe an.

$$A_{c,sp} = \left[\min(c_2; c_{cr,sp}) + (n_2 - 1) \cdot \min(s_2; s_{cr,sp}) + c_{cr,sp} \right] \cdot \min(h; h_{cr,sp}) \quad (4.19)$$

Abbildung 4.54b zeigt die projizierte Bruchfläche des Grundfalles „Einzeldübel am Rand“ und Gleichung 4.20 gibt deren Größe an.

$$A_{c,sp}^0 = s_{cr,sp} \cdot h_{cr,sp} \quad (4.20)$$

mit: $s_{cr,sp}$ nach Gleichung 4.21

$$h_{cr,sp} = 1,5 \cdot c_1 + h_{ef}$$

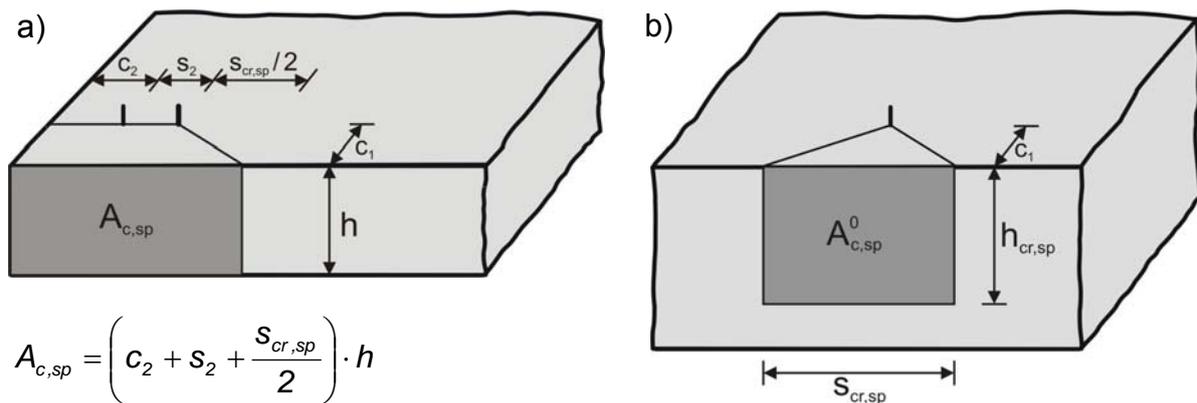


Abbildung 4.54: Projizierte Bruchflächen für a) 2er-Gruppe in der Ecke und b) Einzeldübel am Rand

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass der charakteristische Achsabstand nicht der zweifache Wert des charakteristischen Randabstandes ist. Dies weicht von den anderen Bemessungsmodellen der Befestigungstechnik ab, und ist in einem Bemessungsmodell mit projizierten Flächen kaum implementierbar. Weiterhin wird die Anwendung des Bemessungsmodells dadurch kompliziert.

Daher wird hier vorgeschlagen, als charakteristischen Achsabstand den zweifachen charakteristischen Randabstand zu verwenden (Gleichung 4.21). Dies führt dazu, dass sich für Gruppenbefestigungen insbesondere für kleine Randabstände Bruchlasten ergeben, die auf der sicheren Seite liegen. Das Modell büßt damit etwas an Wirtschaftlichkeit ein, die Sicherheit erhöht sich dagegen.

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp} = 15 \cdot c_1^{1/3} \cdot d^{2/3} \quad (4.21)$$

Die projizierte Bruchfläche des allgemeinen Anwendungsfalls und damit auch seine Höchstlast steigt linear mit der Bauteildicke an. Die in Abschnitt 4.4.2.2 vorgestellten Untersuchungen zeigen jedoch, dass der Einfluss der Bauteildicke deutlich geringer ist. Der Faktor $\Psi_{h,sp}$ (Gleichung 4.22) bewirkt, dass in dem Berechnungsmodell der Einfluss der Bauteildicke entsprechend dem in Abschnitt 4.4.2.2 gefundenen Einfluss berücksichtigt wird.

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h_{cr,sp}}{h} \right)^{5/6} \quad (4.22)$$

Der Faktor $\Psi_{g1,sp}$ (Gleichung 4.17) gilt für Gruppenbefestigungen mit mehreren auf einer Linie senkrecht zum Rand angeordneten Dübeln. Siehe dazu auch Abschnitt 4.4.2.10.

Im Fall von mehreren parallel zum Rand angeordneten Dübeln berücksichtigt der Faktor $\Psi_{g2,sp}$ (Gleichung 4.16), wie in Abschnitt 4.4.2.9 begründet, den Einfluss der im Vergleich zum Einzeldübel größeren Lasteinleitungsfläche.

Der Faktor $\Psi_{ec,sp}$ (Gleichung 4.23) stellt den ungünstigen Einfluss einer Exzentrizität der angreifenden Zuglast gegenüber dem geometrischen Schwerpunkt einer Gruppenbefestigung in Rechnung. Der Faktor ist gegebenenfalls für beide Achsrichtungen zu bestimmen und in Gleichung 4.18 zu berücksichtigen. Er wurde von dem Berechnungsmodell für Betonausbruch übernommen, ohne dass entsprechende Untersuchungsergebnisse für Spaltversagen vorliegen.

$$\Psi_{ec,sp} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{sp}}{s_{cr,sp}}} \leq 1 \quad (4.23)$$

4.4.3 Versuchsergebnisse

Im Folgenden werden die in experimentellen Untersuchungen mit fünf verschiedenen Produkten ermittelten Höchstlasten mit nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell berechneten Höchstlasten verglichen. Es wurden überwiegend Einzeldübel am Bauteilrand und in der Ecke geprüft, wobei bei allen Eckversuchen die Randabstände c_1 und c_2 gleich groß waren. Einige Versuche wurden auch mit Gruppenbefestigungen mit zwei parallel zum Bauteilrand angeordneten Dübeln durchgeführt. Bei den Produkten 1 und 3 wurden neben dem Randabstand auch der Dübel Durchmesser, die Verankerungstiefe und die Bauteildicke variiert.

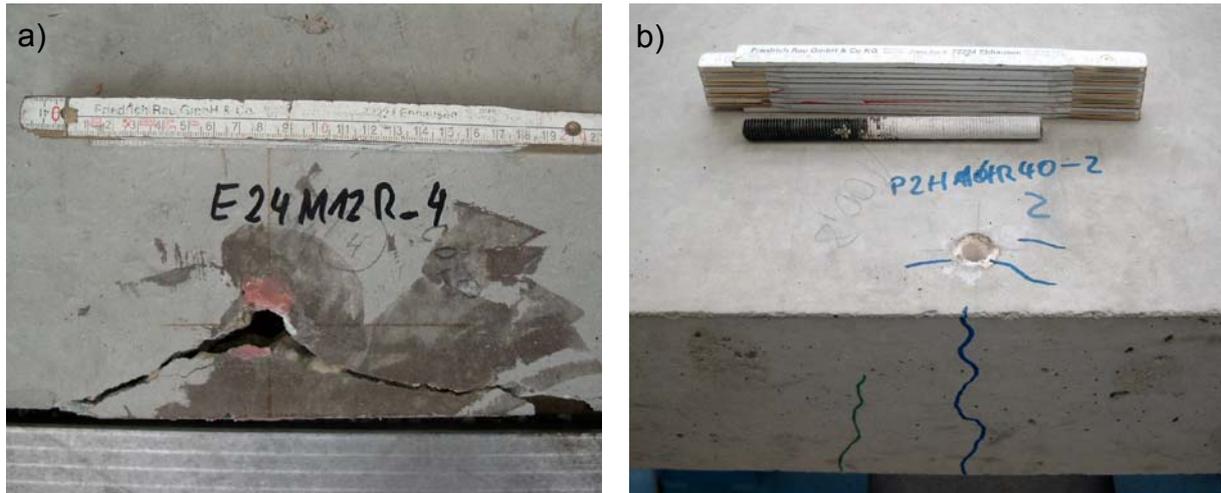


Abbildung 4.55: Rissbildung bei Versuchen, a) stark ausgeprägt und b) gering ausgeprägt

Alle für den Vergleich herangezogenen Versuche wurden mit dem in Kapitel 3.2.4 beschriebenen Versuchsaufbau durchgeführt. Bei den Versuchen zeigte sich je nach Produkt, Randabstand und Verankerungstiefe eine unterschiedlich stark ausgeprägte Spaltrissbildung (Abbildung 4.55). So war es nicht immer eindeutig ersichtlich, ob das Versagen durch Spalten des Betons oder durch Herausziehen hervorgerufen wurde. Daher wurden in die Auswertung nur diejenigen Rand- und Eckversuche einbezogen, deren Höchstlast eindeutig unterhalb der in Referenzversuchen mit großem Abstand zum Bauteilrand ermittelten Herausziehlust lag.

Der Produktfaktor wurde für die unterschiedlichen Produkte jeweils aus dem Mittelwert einer Serie mit der Dübelgröße M12 und einer Verankerungstiefe von 70 mm sowie dem kleinsten geprüften Randabstand ermittelt. Die einzelnen Produktfaktoren sind in Tabelle 4.1 aufgelistet. Der Produktfaktor für Produkt 3 ist deutlich größer als diejenigen der anderen vier Produkte. Bei Produkt 3 handelt es sich um einen Epoxidharz (Tabelle 3.1). Die Produkte 1 und 2 sind Hybridmörtel und bei den Produkten 4 und 5 handelt es sich um Vinylesterharze. Dies deutet darauf hin, dass es einen von der Art des Injektionsmörtels abhängenden Produkteinfluss gibt.

Produkt	Produktfaktor k_p
1	16,0
2	13,4
3	23,4
4	16,4
5	15,8

Tabelle 4.1: Produktfaktoren der untersuchten Verbunddübel

4.4.3.1 Produkteinfluss

Wenn man mit an der Stirnseite des Versuchskörpers angebrachten Wegaufnehmern (Abbildung 3.4) die Rissentwicklung misst, zeigt sich, dass die Messwerte bis zu einer bestimmten Last nahe null verharren, um dann mit zunehmender Last immer weiter anzusteigen (Abbildung 4.56). Wertet man beispielsweise die Lasten von Versuchen aus *Hüer (2006/1)* aus, bei denen der erste der beiden Wegaufnehmer den Wert 0,01 misst, so wird deutlich, dass sich diese für die fünf geprüften Produkte nur geringfügig unterscheiden (Abbildung 4.57). Bei den Höchstlasten tritt analog zu dem Produktfaktor zwischen Produkt 3 und den anderen vier Produkten ein deutlicher Unterschied auf. Unter der Annahme dass die Höhe der Zugkraft durch die Wurzel der Betondruckfestigkeit beeinflusst wird, wurden die in Abbildung 4.57 dargestellten Zugkräfte auf eine einheitliche Betondruckfestigkeit von 30 N/mm² umgerechnet.

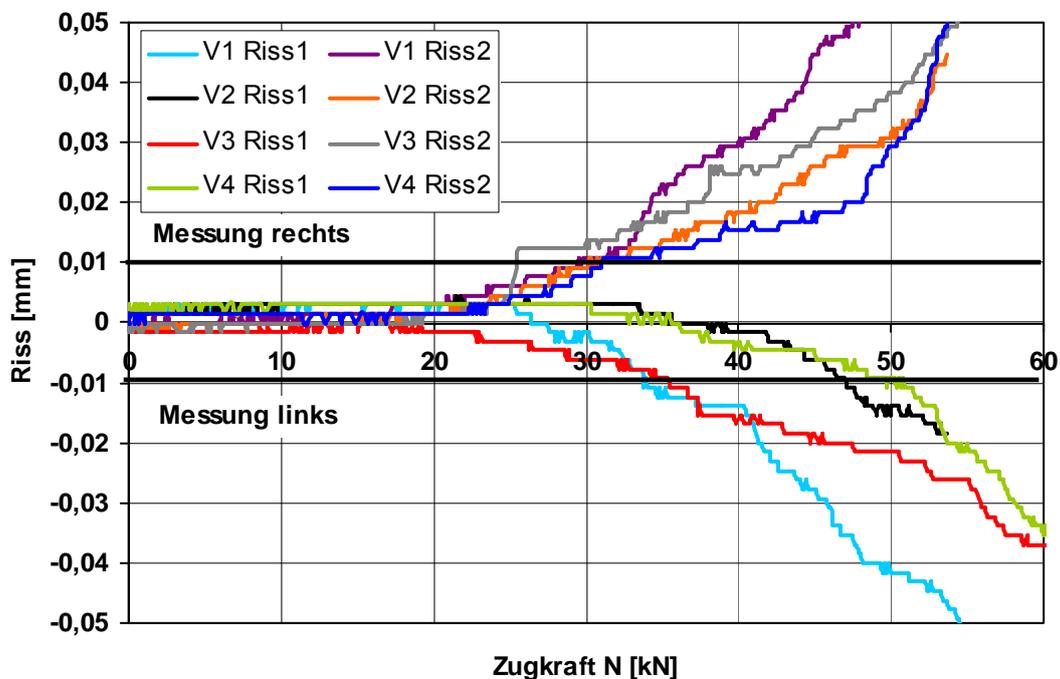


Abbildung 4.56: Beispiel für Messung der Rissöffnung an der Stirnseite

Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass der Beginn der Rissbildung nahezu unabhängig vom Produkt stattfindet. Die Last, bei der der Verbunddübel letztendlich versagt, hängt dann jedoch vom Produkt ab. Dies lässt vermuten, dass für die Höhe der maximalen Last entscheidend ist, inwieweit die auftretende Rissbildung die Tragfähigkeit des jeweiligen Produktes vermindert.

Dieses Verhalten korrespondiert mit der Tragfähigkeit von eingemörtelten Bewehrungsstäben in gerissenem Beton. Nach Untersuchungen von *Simons (2007)* erzielen eingemörtelte Bewehrungsstäbe, wenn sie in einem Riss montiert sind, eine von dem Produkt abhängende Verbundfestigkeit bzw. Herausziehlust. Mit zunehmender Rissbreite nähern sich die Herausziehlasten der verschiedenen Produkte jedoch an. Die größten Herausziehlasten erreichen auch hier Injektionssysteme auf Basis von

Epoxidharz. Dies ist vermutlich auf einen besseren Haftverbund zwischen Mörtel und Beton des Epoxidharzes gegenüber den anderen Systemen zurückzuführen. Dieser bessere Haftverbund zeigt sich auch dadurch, dass Produkt 3 bei Versagen durch Herausziehen, ohne Einfluss von Rissen, eine deutlich höhere Verbundfestigkeit erreicht.

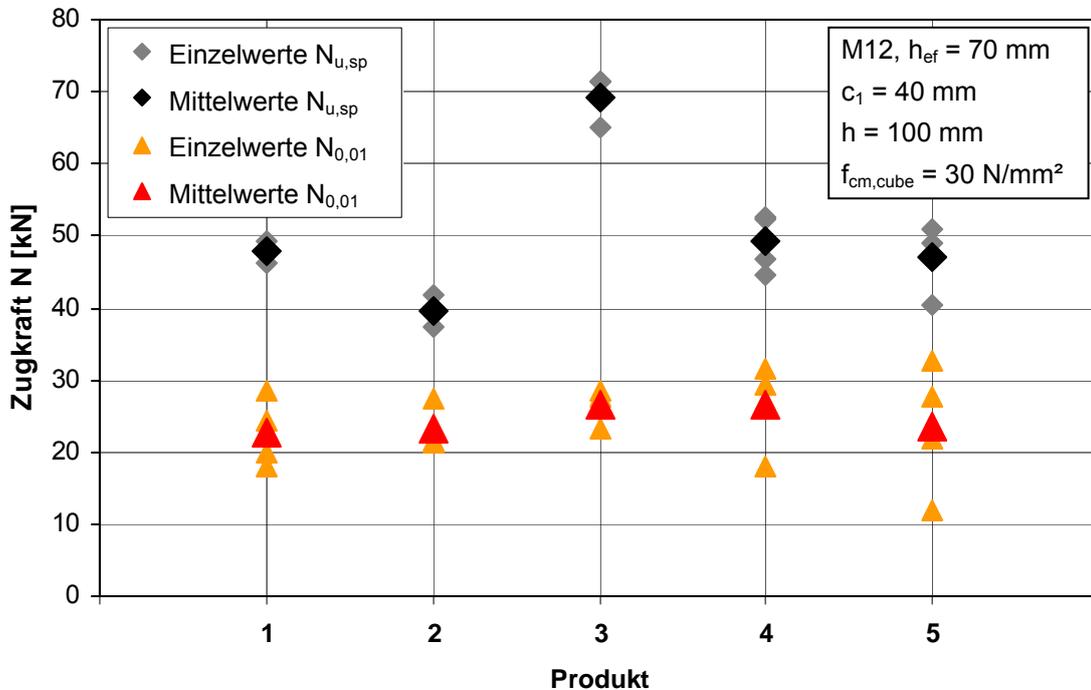


Abbildung 4.57: Höchstlasten sowie Lasten bei Rissbreite 0,01 mm für verschiedene Produkte

4.4.3.2 Vergleich Berechnungsmodell mit Versuchsergebnissen

Abbildung 4.58 und Abbildung 4.59 zeigen exemplarisch anhand einiger Versuchsserien den Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand und die unterschiedlichen Höchstlasten zwischen Rand und Ecke.

In Abbildung 4.58 sind für Produkt 1 die Versagenslasten von drei Serien am Rand und einer Serie in der Ecke in Abhängigkeit von dem Randabstand dargestellt. Außerdem ist der Verlauf des Berechnungsmodells für Rand sowie Ecke eingetragen, wobei dieser in eine waagerechte Gerade in Höhe der Herausziehlasterandferner Befestigungen dieses Produktes übergeht. Das Versagen der Dübel am Rand mit einem Randabstand von 90 mm trat nicht durch Spalten sondern durch Herausziehen oder Stahlbruch ein. Daher wird hier im Mittel auch nicht die Höchstlast des Berechnungsmodells erreicht. Die mittlere Bruchlast der anderen Versuchsserien zeigt hingegen eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Berechnungsmodell.

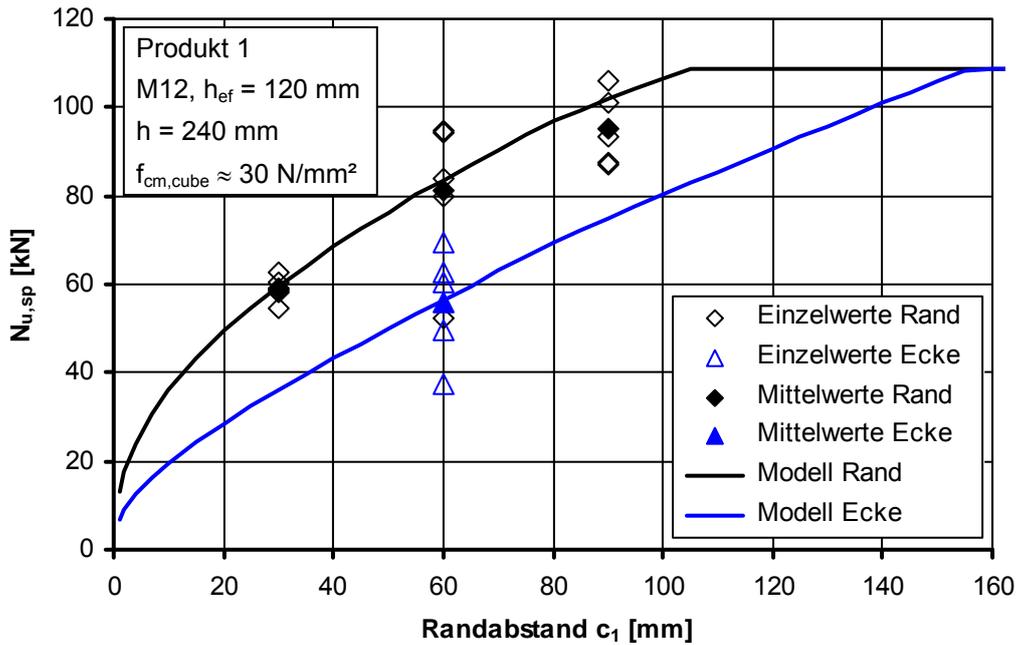


Abbildung 4.58: Versuchsergebnisse für Einzeldübel am Rand und in der Ecke für Produkt 1 in Abhängigkeit des Randabstandes c_1

Für Produkt 3 sind zwei Serien am Rand und eine in der Ecke in Abbildung 4.59 dargestellt. Die Dübel am Rand mit einem Randabstand von 70 mm versagen durch Herausziehen und haben im Mittel die nahezu gleiche Höchstlast wie die randfernen Referenzversuche. Die Dübel in der Ecke mit einem Randabstand von 70 mm versagen durch Spalten und die gemessenen Höchstlasten stimmen gut mit dem Berechnungsmodell überein.

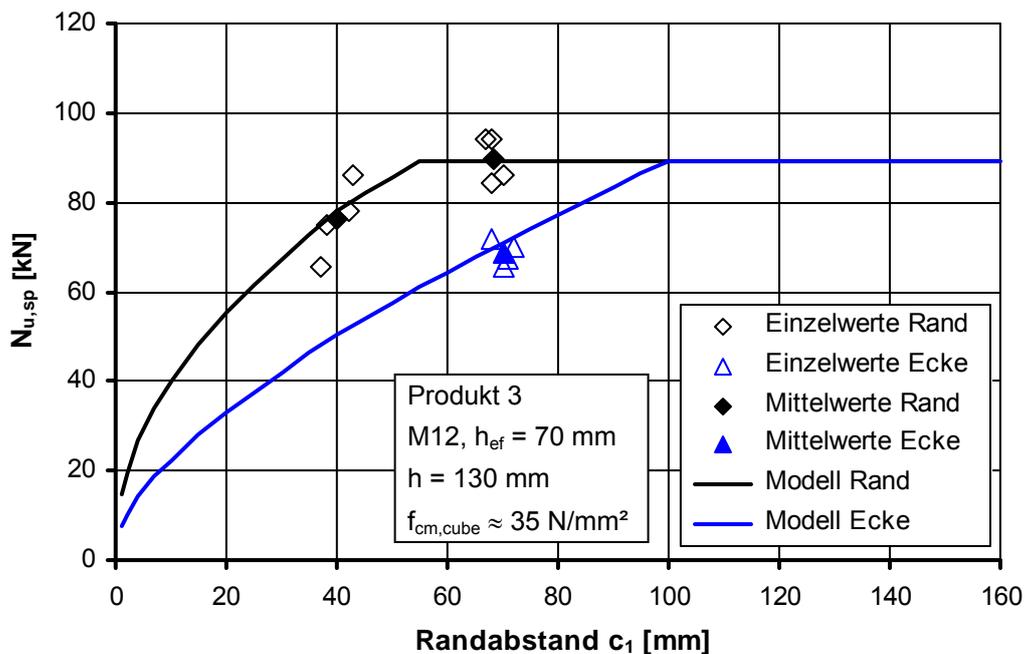


Abbildung 4.59: Versuchsergebnisse für Einzeldübel am Rand und in der Ecke für Produkt 3 in Abhängigkeit des Randabstandes c_1

Diese Versuchsreihen zeigen, dass bei Verbunddübeln schon bei relativ geringen Randabständen ein Wechsel der Versagensart von Spalten nach Herausziehen oder Stahlbruch eintritt.

Nachfolgend werden die Höchstlasten sämtlicher vorliegender Versuche, die mit einer engen Abstützung durchgeführt wurden, und deren Versagensursache als Spalten eingestuft wurde, mit dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell verglichen. Dazu werden die experimentell ermittelten Höchstlasten den berechneten Werten gegenübergestellt, die für die jeweiligen Randbedingungen gelten. Diese Verhältniswerte streuen idealtypischer Weise mit geringer Breite um einen Mittelwert von 1,0 und weisen, aufgetragen über die einzelnen Einflussgrößen, keinen Trend auf.

In Abbildung 4.60 ist das Verhältnis gemessener zu berechneter Höchstlast von Versuchen mit Einzeldübeln am Rand über den Randabstand aufgetragen. Die Streubreite ist zwar recht erheblich, jedoch ist kein ausgeprägter Trend zu erkennen, der signalisieren würde, dass der Randabstand von dem Berechnungsmodell nicht realitätsnah erfasst wird.

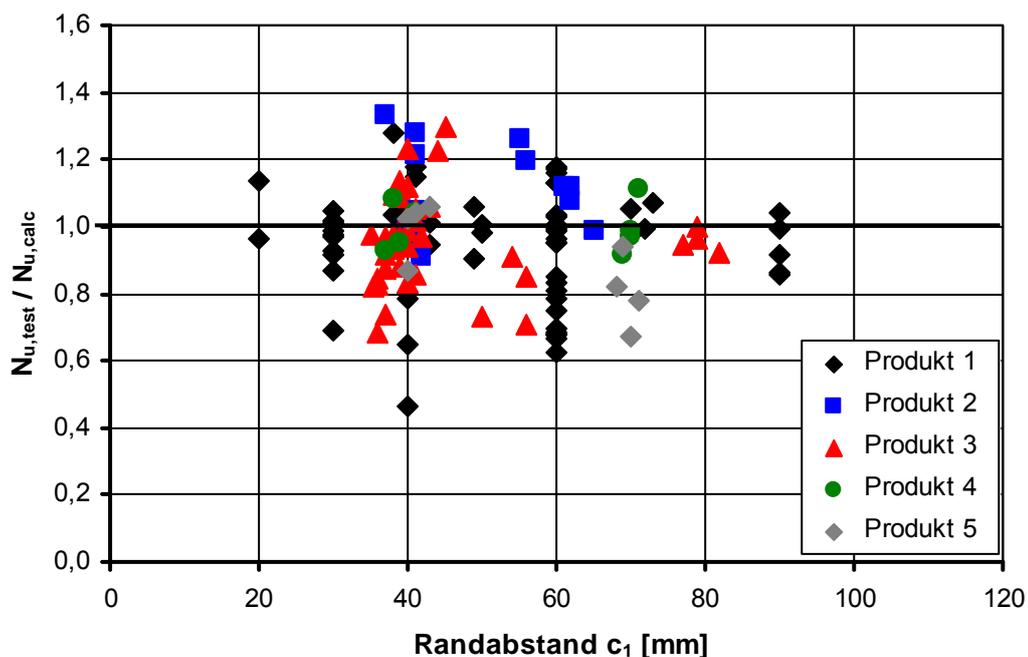
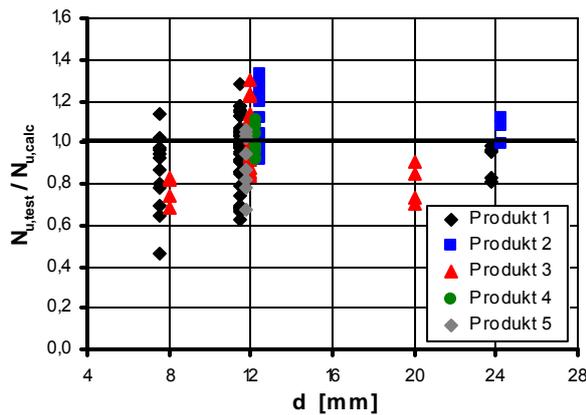


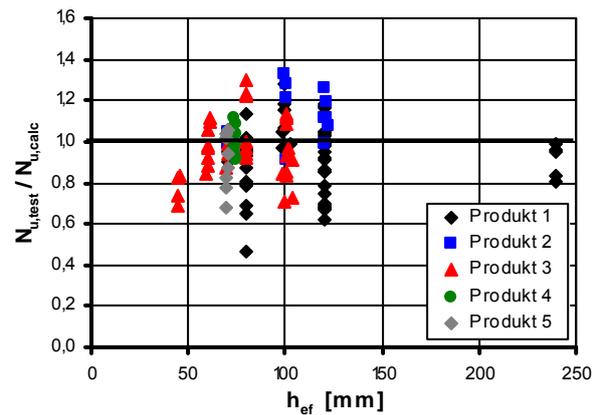
Abbildung 4.60: Verhältnis der gemessenen Höchstlasten und den Rechenwerten in Abhängigkeit des Randabstandes c_1 für Einzeldübel am Rand

Abbildung 4.61 zeigt die Verhältniswerte aufgetragen über die anderen im Berechnungsmodell berücksichtigten Einflussgrößen. Auch hier zeigt sich in den einzelnen Diagrammen kein ausgeprägter Trend. Somit werden alle wesentlichen Einflussgrößen auf die Höchstlast eines Einzeldübeln am Rand von dem Berechnungsmodell realitätsnah berücksichtigt. Für die 133 Einzelversuche ergibt sich ein Mittelwert von 0,97 und ein Variationskoeffizient von 16,4 % (Tabelle 4.2).

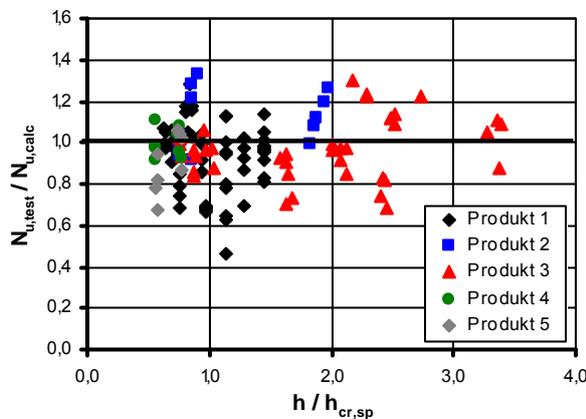
4 - Untersuchungen und Ergebnisse bei enger Abstützung



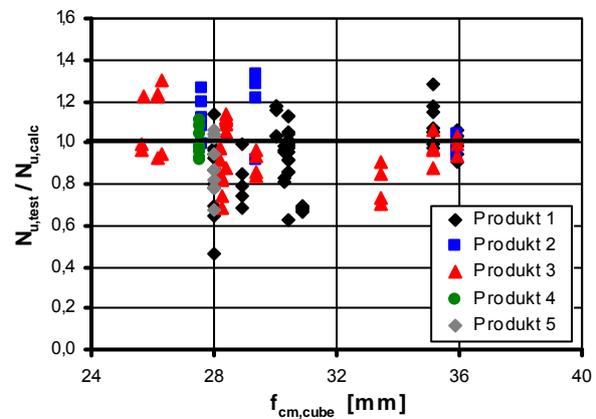
a) Dübeldurchmesser



b) Verankerungstiefe



c) Bauteildicke zu charakteristischer Bauteildicke



d) Betondruckfestigkeit

Abbildung 4.61: Verhältnis von Höchstlast Versuch zu Höchstlast Berechnungsmodell für Einzeldübel am Rand aufgetragen über a) Dübeldurchmesser, b) Verankerungstiefe, c) Bauteildicke zu charakteristischer Bauteildicke und d) Betondruckfestigkeit

In Abbildung 4.62 sind für Einzeldübel in der Bauteilecke mit gleichen Randabständen in beide Richtungen die Verhältnisswerte gemessene zu gerechnete Höchstlast über den Randabstand aufgetragen. In Abbildung 4.63 sind wiederum die Diagramme für die restlichen Einflussgrößen dargestellt. Auch in diesen Diagrammen ergeben sich keine ausgeprägten Trends, was zeigt, dass mit dem im Berechnungsmodell verwendeten charakteristischen Randabstand der Einfluss eines zweiten Bauteilrandes auf die Höchstlast realitätsnah wiedergegeben werden kann. Es ergibt sich für die 76 Einzelversuche ein Mittelwert von 0,99 und ein Variationskoeffizient von 20,6 % (Tabelle 4.2).

4 - Untersuchungen und Ergebnisse bei enger Abstützung

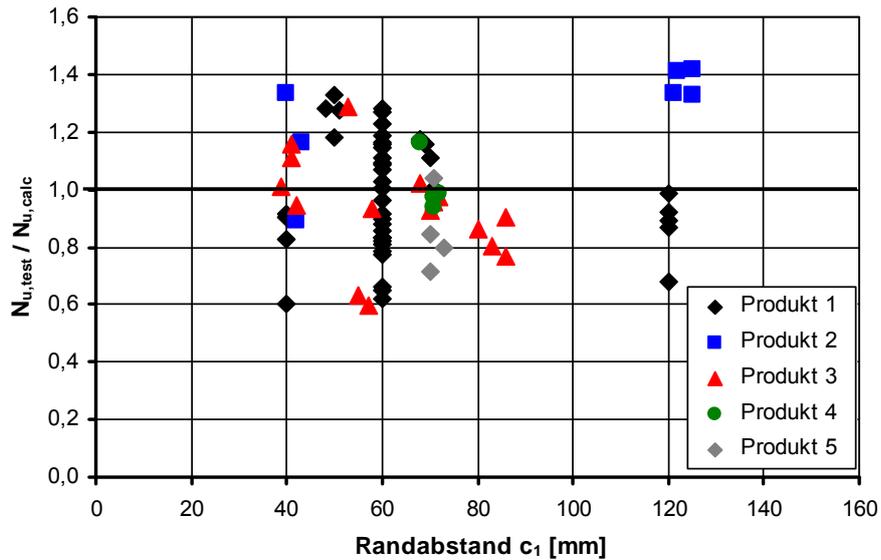
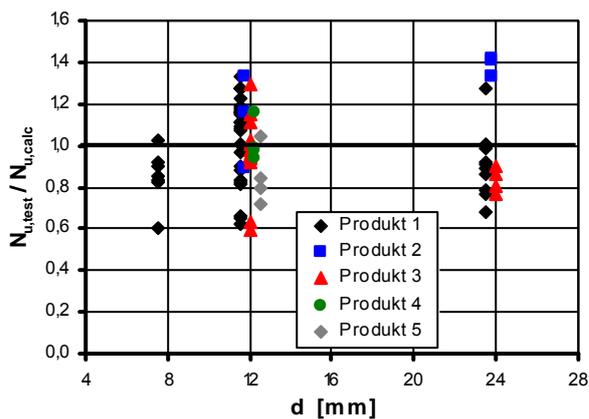
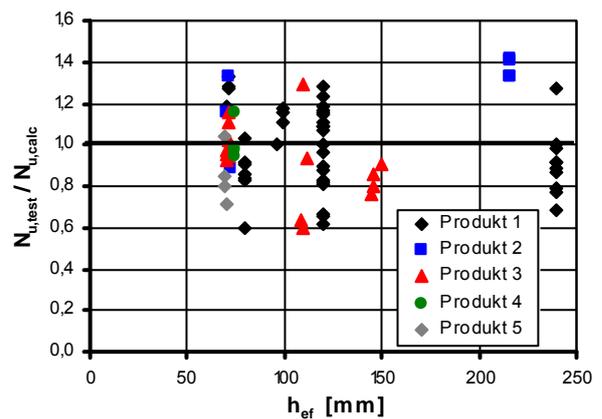


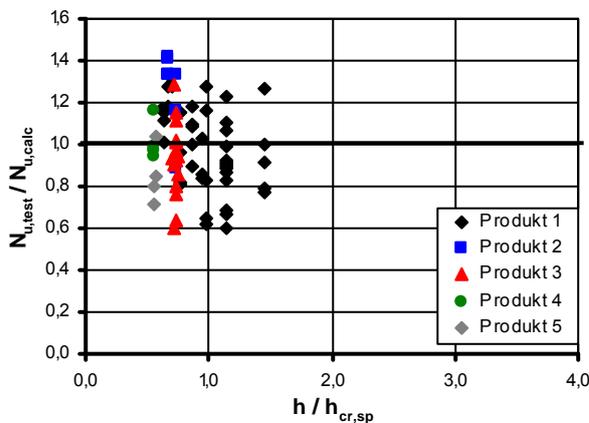
Abbildung 4.62: Verhältnis der gemessenen Höchstlasten und den Rechenwerten in Abhängigkeit des Randabstandes c_1 für Einzeldübel in der Ecke



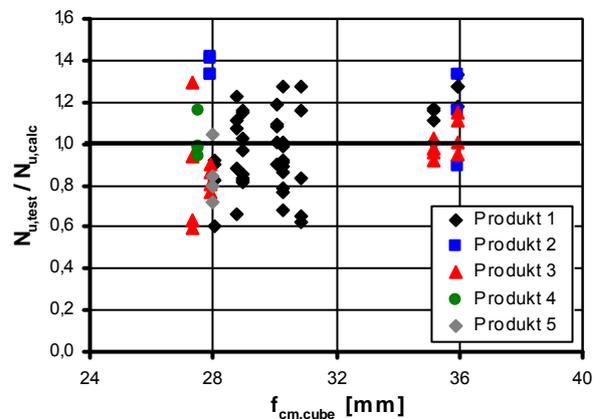
a) Dübeldurchmesser



b) Verankerungstiefe



c) Bauteildicke zu charakteristischer Bauteildicke



d) Betondruckfestigkeit

Abbildung 4.63: Verhältnis von Höchstlast Versuch zu Höchstlast Berechnungsmodell für Einzeldübel in der Ecke aufgetragen über a) Dübeldurchmesser, b) Verankerungstiefe, c) Bauteildicke zu charakteristischer Bauteildicke und d) Betondruckfestigkeit

Da experimentelle Untersuchungen mit Gruppenbefestigungen mit enger Abstützung sehr aufwendig sind, konnten im Rahmen dieser Arbeit nur wenige Versuche mit Zweiergruppen parallel zum Bauteilrand durchgeführt werden. Der Achsabstand entsprach bei allen fünf Versuchsserien dem Randabstand. In Abbildung 4.64 sind die in den Versuchen ermittelten Höchstlasten im Verhältnis zu der berechneten Höchstlast in Abhängigkeit von dem Randabstand dargestellt.

Wenn man die Verhältniswerte über die Verankerungstiefe (Abbildung 4.65b) aufträgt, zeigt sich ein mit der Verankerungstiefe ansteigender Trend. Dies zeigt, dass der Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast im Berechnungsmodell weniger stark berücksichtigt wird, als er sich bei diesen experimentellen Untersuchungen zeigt. Zum einen kann das daran liegen, dass die Verankerungstiefe in der Grundgleichung (Gleichung 4.6) nicht ausreichend stark eingeht. Dies müsste sich jedoch dann auch bei den Einzeldübeln am Rand (Abbildung 4.61b) und in der Ecke (Abbildung 4.63b) zeigen, was jedoch nicht der Fall ist. Zum anderen kann der Grund sein, dass die Verankerungstiefe einen Einfluss auf den charakteristischen Achsabstand ausübt, was sich jedoch bei den entsprechenden numerischen Untersuchungen in Kapitel 4.4.2.9 nicht gezeigt hat. Da sich anhand der vergleichsweise wenigen Versuchsergebnisse mit Gruppenbefestigungen ein Fehler in dem Berechnungsmodell nicht eindeutig belegen lässt, und es sich auch nicht klären lässt, was in dem Berechnungsmodell gegebenenfalls nicht korrekt berücksichtigt wird, wird weiterhin von der Richtigkeit des Berechnungsmodells ausgegangen.

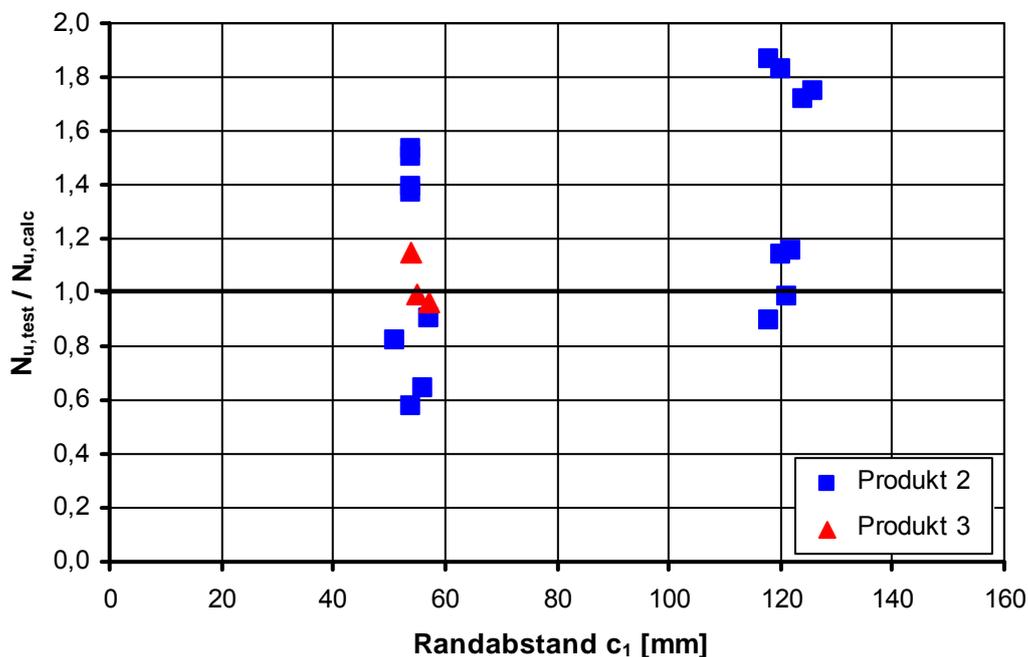
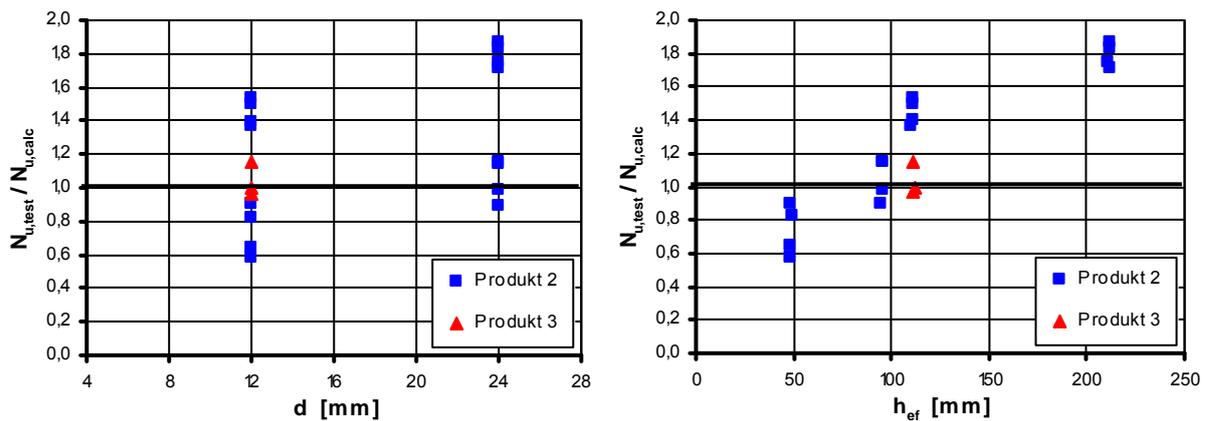


Abbildung 4.64: Versuchsergebnisse von Zweiergruppen am Rand bezogen auf die berechnete Höchstlast in Abhängigkeit vom Randabstand c_1



a) Dübeldurchmesser

b) Verankerungstiefe

Abbildung 4.65: Verhältnis von Höchstlast Versuch zu Höchstlast Berechnungsmodell für eine Zweiergruppe am Rand aufgetragen über a) Dübeldurchmesser und b) Verankerungstiefe

Tabelle 4.2 listet die statistischen Kenndaten des Vergleichs der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsmodell für die Versagensart Spalten auf. Dieser Vergleich zeigt, dass die Versuchsergebnisse durch das Berechnungsmodell in zufriedenstellender Weise beschrieben werden können. Das Verhältnis der auf die jeweilige berechnete Höchstlast bezogenen Höchstlasten der 228 Einzelversuche ergibt im Mittel einen Wert von 1,0 bei einem Variationskoeffizienten von 21,5 %.

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Einzelversuche			
	Rand	Ecke	Gruppe	Gesamt
Anzahl	133	76	19	228
max. Verhältnis	1,33	1,42	1,87	1,87
min. Verhältnis	0,47	0,60	0,58	0,47
Mittelwert	0,97	0,99	1,22	1,00
Variationskoeffizient	16,4 %	20,6 %	32,5 %	21,5 %

Tabelle 4.2: Statistische Daten zur Auswertung der Versuche mit Verbunddübeln

4.4.4 Vergleich Berechnungsmodell mit Stahlbetontheorie

Im Stahlbetonbau tritt ein Versagen im Bereich von Verankerungen oder Übergreifungsstößen zumeist durch Spalten bzw. Absprengen des umgebenden Betons auf. Hinsichtlich der in den Beton oder zwischen den gestoßenen Bewehrungsstäben übertragbaren Zugkräfte bzw. Stahlspannungen der Bewehrungsstäbe gibt es Untersuchungen zahlreicher Autoren. Unter anderem gibt es von *Eligehausen (1979)* ein Berechnungsmodell zur Bestimmung der Bruchlast von Übergreifungsstößen. Nach Untersuchungen von *Spieth (2002)* ist dieses Modell auch auf eingemörtelte Bewehrungsstäbe anwendbar, sofern die Verbundfestigkeit des Mörtels mindestens der Verbundfestigkeit von einbetonierten Bewehrungsstäben entspricht.

Ein aktuelleres Berechnungsmodell für Verankerungen und Übergreifungsstöße wurde in dem *Model Code 2010* der *International Federation for Structural Concrete (fib)* veröffentlicht. Dieses fasst Untersuchungsergebnisse verschiedener Autoren zusammen.

Prinzipiell sind Verbunddübel eingemörtelten Bewehrungsstäben sehr ähnlich. Es kommen vielfach identische Verbundmörtel zum Einsatz. Ein Unterschied besteht hingegen bei der Profilierung des Stabes: Bewehrungsstäbe weisen ein Rippenprofil auf, und bei Verbunddübeln werden Gewindestangen, also Stäbe mit einem metrischen Gewinde, verwendet.

Um Festzustellen, inwieweit es Unterschiede beim Einfluss der einzelnen Einflussfaktoren auf die Spaltbruchlasten von Verankerungen mit Verbunddübeln und von Übergreifungsstößen gibt, wird in diesem Abschnitt die Spaltbruchlast eines einzelnen Verbunddübels am Rand gemäß des Berechnungsmodells aus Abschnitt 4.4.2.11 mit den Spaltbruchlasten nach den Berechnungsmodellen aus *Eligehausen (1979)* und *Model Code 2010* verglichen. Nachfolgend werden die beiden Berechnungsmodelle vorgestellt und deren Gleichungen zur Berechnung der Spaltbruchlast auf die in der Befestigungstechnik gebräuchlichen Bezeichnungen umgestellt.

- **Berechnungsmodell für Übergreifungsstöße nach *Eligehausen (1979)***

Eligehausen (1979) unterscheidet in seinem Berechnungsmodell drei verschiedene Brucharten. Die Bruchart C (Abbildung 4.66) tritt auf, wenn der Bruch weder durch einen zweiten Bauteilrand noch durch einen zweiten Übergreifungsstoß beeinflusst wird. Die Rissbildung gleicht dabei der eines Einzeldübels am Rand. Daher wird der Berechnungsansatz für die Bruchart C für den Vergleich herangezogen.

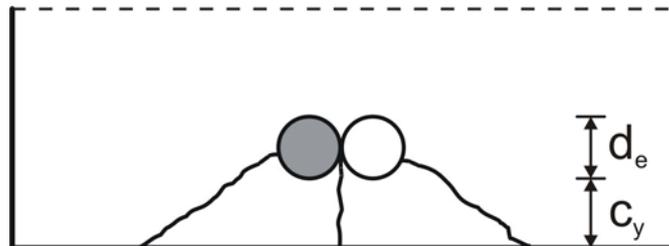


Abbildung 4.66: Bruchart C von Übergreifungsstößen nach *Eligehausen (1979)*

Nach *Eligehausen (1979)* haben auf die Bruchlast von Übergreifungsstößen folgende Parameter einen entscheidenden Einfluss: Betondeckung c_y , Stabdurchmesser d_e , Länge des Übergreifungsstoßes $l_{\bar{u}}$ und die Betondruckfestigkeit β_w . Tabelle 4.3 stellt die von ihm verwendeten Bezeichnungen und Symbole der einzelnen Einflussgrößen denjenigen der Befestigungstechnik gegenüber.

Eligehausen (1979)		Befestigungstechnik		Zusammenhang
Bezeichnung	Symbol	Bezeichnung	Symbol	
Betondeckung	c_y	Randabstand	c_1	$c_y = c_1 - d/2$
Stabdurchmesser	d_e	Dübeldurchmesser	d	$d_e = d$
Übergreifungslänge	$l_{\ddot{u}}$	Verankerungstiefe	h_{ef}	$l_{\ddot{u}} = h_{ef}$
Betondruckfestigkeit	β_W	Betondruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	$\beta_W = 0,95 \cdot f_{cm,cube}$
max. Stahlspannung	σ_{eu}	Höchstlast	$N_{u,sp}$	$\sigma_{eu} = 4 \cdot N_{u,sp} / (\pi \cdot d^2)$

Tabelle 4.3: Gegenüberstellung der Bezeichnungen von *Eligehausen (1979)* und Befestigungstechnik

Eligehausen (1979) gibt für die maximal übertragbare Stahlspannung die folgenden zwei Gleichungen an. Gleichung 4.24a gilt für Betondeckungen kleiner dem zweieinhalbfachen Stabdurchmesser und Gleichung 4.24b für größere Betondeckungen. Dabei hat für Betondeckungen bis $2,5 d_e$ das Verhältnis Betondeckung zu Stabdurchmesser einen stärkeren Einfluss auf die maximal übertragbare Stahlspannung als bei größeren Betondeckungen.

$$\sigma_{eu} = 9,75 \cdot \left(\frac{c_y}{d_e}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{l_{\ddot{u}}}{d_e}\right)^{2/3} \cdot \beta_W^{1/2} \cdot K \quad \text{für } c_y \leq 2,5 \cdot d_e \quad (4.24a)$$

$$\sigma_{eu} = 12,27 \cdot \left(\frac{c_y}{d_e}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{l_{\ddot{u}}}{d_e}\right)^{2/3} \cdot \beta_W^{1/2} \cdot K \quad \text{für } c_y > 2,5 \cdot d_e \quad (4.24b)$$

Nach Umformen und Einsetzen der in der Befestigungstechnik gebräuchlichen Variablen ergeben sich für die Höchstlast folgende Gleichungen:

$$N_{u,sp} = 7,86 \cdot (c_1 - d/2)^{1/2} \cdot d^{5/6} \cdot h_{ef}^{2/3} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \cdot K \quad \text{für } c_1 \leq 3 \cdot d \quad (4.25a)$$

$$N_{u,sp} = 9,89 \cdot (c_1 - d/2)^{1/4} \cdot d^{13/12} \cdot h_{ef}^{2/3} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \cdot K \quad \text{für } c_1 > 3 \cdot d \quad (4.25b)$$

mit $K = k_d \cdot k_q \cdot k_v \cdot k_p$ und $0,75 \leq k_d = \left(\frac{10}{d}\right)^{1/2} \leq 1,2$

Der Faktor k_q berücksichtigt unterschiedliche Stahlspannungen an den Stoßenden (siehe auch Abschnitt 4.4.4.5). Der Faktor k_v dient zur Unterscheidung der Lage der Stäbe beim Betonieren (Verbundbereich). Mittels des Faktors k_p kann die Profilierung des Bewehrungsstahles bzw. die daraus resultierende Sprengwirkung berücksichtigt werden.

Die Faktoren k_q , k_v und k_p werden für den Vergleich zu Eins gesetzt. Das bedeutet, es wird von gleichen Stahlspannungen an den Stabenden, gutem Verbund sowie Bewehrungsstäben mit üblicher Profilierung ($0,05 \leq f_R \leq 0,09$) ausgegangen. Der Faktor K entspricht somit dem Faktor k_d . Dieser berücksichtigt einen Einfluss des Stabdurchmessers. Er wurde von Eligehausen auf Werte zwischen 0,75 und 1,2 begrenzt. Die Begrenzung auf 0,75 bewirkt, dass ab etwa einem Stabdurchmesser von 18 mm keine weitere Verringerung des Faktors k_d eintritt. Die Begrenzung wurde eingeführt, um eine Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen zu erreichen. Er nimmt an, dass bei den von ihm für seine Auswertungen verwendeten Versuchsergebnissen eines anderen Autors ab einem Stabdurchmesser von 18 mm die Größe der Zuschläge im Beton proportional zum Stabdurchmesser ansteigt, und dadurch ein Einfluss des Stabdurchmessers eliminiert wird. Die Begrenzung auf 1,2 wirkt sich auf Stabdurchmesser kleiner als 7 mm aus. Sie wurde eingeführt, da für kleinere Stabdurchmesser keine Versuchsergebnisse vorlagen, die eine weitere Erhöhung des Faktors k_d auf Werte größer als 1,2 rechtfertigen würden. Für den Vergleich wurde auf die Begrenzung des Faktors k_d verzichtet, da von konstanter Größe und damit vom Stabdurchmesser unabhängiger Größe der Zuschläge ausgegangen wird. In den Diagrammen der nachfolgenden Unterkapitel ist jedoch jeweils gestrichelt auch der Verlauf des Berechnungsmodells mit der von Eligehausen angegebenen Begrenzung eingezeichnet.

• **Berechnungsmodell für Übergreifungsstöße nach *Model Code 2010***

Im *Model Code 2010* wird, unabhängig von der Bruchart, zur Berechnung der maximalen Stahlspannung im Stab Gleichung 4.26 angegeben. Die Unterscheidung der einzelnen Brucharten erfolgt über die einzusetzenden Werte c_{min} und c_{max} . Für c_{min} ist der kleinste Randabstand oder der halbe Achsabstand c_s benachbarter Verankerungen/Übergreifungsstöße einzusetzen, falls dieser kleiner als der kleinste Randabstand ist. Für c_{max} ist der größte Wert aus dem größeren Randabstand oder dem halben Achsabstand benachbarter Verankerungen/Übergreifungsstöße einzusetzen. Dabei darf c_{max} jedoch nicht größer als der fünffache Wert von c_{min} angesetzt werden.

$$f_{stm} = 54 \cdot \left(\frac{f_{cm,cyl}}{25} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{l_b}{d} \right)^{0,55} \cdot \left(\frac{25}{d} \right)^{0,2} \cdot \left[\left(\frac{c_{min}}{d} \right)^{0,25} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{0,1} + k_m \cdot K_{tr} \right] \quad (4.26)$$

$$\text{mit: } 15 \frac{N}{mm^2} \leq f_{cm,cyl} \leq 110 \frac{N}{mm^2}$$

$$c_{min} = \min(c_x; c_y; c_s / 2)$$

$$c_{max} = \max(c_y; c_s / 2)$$

$$0,5 < c_{min} / d < 3,0$$

$$c_{max} / c_{min} \leq 5,0$$

Der zweite Summand innerhalb der letzten Klammer von Gleichung 4.26 dient der Berücksichtigung einer Querbewehrung. Wenn keine Querbewehrung vorhanden ist beträgt der Wert K_{tr} null. In Tabelle 4.4 sind die im *Model Code 2010* verwendeten Bezeichnungen denjenigen der Befestigungstechnik gegenübergestellt.

Model Code 2010		Befestigungstechnik		Zusammenhang
Bezeichnung	Symbol	Bezeichnung	Symbol	
Betondeckung	c_{min}	Randabstand	c_1	$c_{min} = c_1 - d/2$
Stabdurchmesser	d	Dübeldurchmesser	d	$d = d$
Übergreifungslänge	l_b	Verankerungstiefe	h_{ef}	$l_b = h_{ef}$
Betondruckfestigkeit	$f_{cm,cyl}$	Betondruckfestigkeit	$f_{cm,cube}$	$f_{cm,cyl} = f_{cm,cube} / 1,25$
max. Stahlspannung	f_{stm}	Höchstlast	$N_{u,sp}$	$f_{stm} = 4 \cdot N_{u,sp} / (\pi \cdot d^2)$

Tabelle 4.4: Gegenüberstellung der Bezeichnungen von *Model Code 2010* und Befestigungstechnik

Für den Vergleich wird eine Gleichung zur Berechnung der Spaltbruchlast benötigt. Dazu wird die im *Model Code 2010* angegebene Herleitung von Gleichung 4.26 betrachtet: Die maximal übertragbare Zugkraft eines Bewehrungsstabes (Gleichung 4.27) setzt sich zusammen aus dem Widerstand gegenüber Spalten des Betons $F_{sp,c}$, dem Einfluss einer Querbewehrung $F_{sp,tr}$ und dem Einfluss von Spannungen im Beton in Querrichtung $F_{sp,p}$. Das Verhältnis zwischen der senkrecht zur Zugkraft im Stab wirkenden Spaltkraft bzw. dem Widerstand gegenüber Spalten und der Zugkraft im Stab wird durch $\tan \beta$ ausgedrückt.

$$N_{u,sp} = \frac{F_{sp,c} + F_{sp,tr} + F_{sp,p}}{\tan \beta} \quad (4.27)$$

Für den Vergleich wird davon ausgegangen, dass keine Querbewehrung und keine Querspannungen vorhanden sind. Es wird daher ausschließlich der Widerstand des Betons gegenüber Spalten betrachtet. Dieser berechnet sich gemäß *Model Code 2010* als Produkt aus dem äquivalenten Randabstand c^* , der wirksamen Verbundlänge l_b^* und der Betonzugfestigkeit f_{ct} :

$$F_{sp,c} = 2 \cdot c^* \cdot l_b^* \cdot f_{ct} \quad (4.28)$$

$$\text{mit: } c^* = 0,7 \cdot c_{min} \cdot \left(\frac{d}{c_{min}} \right)^{0,75} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{0,1}$$

$$l_b^* = l_b \cdot \left(\frac{20 \cdot d}{l_b} \right)^{0,45} \cdot \left(\frac{25}{f_{cm,cyl}} \right)^{0,42} \leq l_b$$

$$f_{ct} = 2,6 \cdot \left(\frac{f_{cm,cyl}}{25} \right)^{2/3}$$

Die Spaltbruchlast ohne Einfluss einer Querbewehrung und ohne Einfluss von Spannungen im Beton ergibt sich somit wie folgt:

$$N_{u,sp} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 2,6}{\tan \beta} \cdot c_{min}^{0,25} \cdot d^{0,75} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{0,1} \cdot I_b^* \cdot \left(\frac{f_{cm,cyl}}{25} \right)^{2/3} \quad (4.29)$$

$$\text{mit: } I_b^* = I_b \cdot \left(\frac{20 \cdot d}{I_b} \right)^{0,45} \cdot \left(\frac{25}{f_{cm,cyl}} \right)^{0,42} \leq I_b$$

Der Winkel β ist im *Model Code 2010* mit $18,3^\circ$ angegeben. Der Randabstand des zweiten Bauteilrandes c_{max} ist auf $5 c_{min}$ begrenzt. Weiterhin wird im *Model Code 2010* noch eine Begrenzung des Einflusses des Stabdurchmessers auf $(25/d)^{0,2} \geq 2^{0,2}$ eingeführt. Setzt man die vorgenannten Werte und Beschränkungen in Gleichung 4.29 ein, so ergibt sich die Spaltbruchlast für einen Übergreifungsstoß ohne Einfluss eines zweiten Bauteilrandes oder eines benachbarten Übergreifungsstoßes folgendermaßen:

$$N_{u,sp} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 2,6 \cdot 5^{0,1}}{\tan 18,3^\circ} \cdot c_{min}^{0,25} \cdot d^{0,75} \cdot \left[\max \left(2; \frac{25}{d} \right) \right]^{0,2} \cdot I_b^* \cdot \left(\frac{f_{cm,cyl}}{25} \right)^{2/3} \quad (4.30)$$

$$\text{mit: } I_b^* = I_b^{0,55} \cdot (20 \cdot d)^{0,45} \cdot \left(\frac{25}{f_{cm,cyl}} \right)^{0,42} \leq I_b$$

Ersetzen der Bezeichnungen durch die der Befestigungstechnik führt zu folgender Gleichung:

$$N_{u,sp} = 12,93 \cdot \left(c_1 - \frac{d}{2} \right)^{0,25} \cdot d^{0,75} \cdot \left[\max \left(2; \frac{25}{d} \right) \right]^{0,2} \cdot h_{ef}^* \cdot \left(\frac{f_{cm,cube}}{31,25} \right)^{2/3} \quad (4.31)$$

$$\text{mit: } h_{ef}^* = h_{ef}^{0,55} \cdot (20 \cdot d)^{0,45} \cdot \left(\frac{31,25}{f_{cm,cube}} \right)^{0,42} \leq h_{ef}$$

Die in der Herleitung vorhandene Beschränkung der wirksamen Verbundlänge l_b^* auf die tatsächliche Verankerungslänge l_b bzw. h_{ef} findet sich in Gleichung 4.26 nicht wieder. Dadurch wird bei kleinen Verankerungstiefen ($< 20 d$) mit einer größeren Verankerungstiefe gerechnet als die tatsächlich vorhanden ist. In den nachfolgenden Diagrammen des Vergleichs mit dem Berechnungsmodell für Verbunddübel ist der Verlauf mit der Beschränkung auf h_{ef} zusätzlich als gestrichelte Linie dargestellt. Ohne die Beschränkung ergibt sich für die Spaltbruchlast folgende Gleichung:

$$N_{u,sp} = 49,8 \cdot \left(c_1 - \frac{d}{2} \right)^{0,25} \cdot d^{1,2} \cdot \left[\max \left(2; \frac{25}{d} \right) \right]^{0,2} \cdot h_{ef}^{0,55} \cdot \left(\frac{f_{cm,cube}}{31,25} \right)^{0,25} \quad (4.32)$$

Für das Berechnungsmodell für Verbunddübel wurde für den Vergleich ein Produktfaktor von 11 gewählt, da sich damit ähnlich große Höchstlasten wie bei den beiden Modellen für Übergreifungsstöße ergeben. Die Bauteildicke wurde gleich der Veran-

kerungstiefe gesetzt, da sich bei Übergreifungsstößen an den Stabenden zumeist ein Riss quer zur Stabachse bildet, und folglich nur der Beton zwischen den Stabenden, also der Übergreifungslänge, bei der Kraftübertragung mitwirkt.

4.4.4.1 Einfluss Randabstand

Für den Vergleich bezüglich des Einflusses des Randabstandes wurden zwei Dübelgrößen gewählt: M12 und M24. Als Verankerungstiefe wurde der zehnfache Dübel- bzw. Stabdurchmesser gewählt. Da die Betondeckung um $d/2$ kleiner als der Randabstand ist, starten die Berechnungsmodelle für Übergreifungsstöße erst bei $d/2$ mit einer Spaltbruchlast von null (Abbildung 4.67 und Abbildung 4.68). Das erfordert bei kleinen Betondeckungen einen steileren Anstieg. Bis zu einem Randabstand von $3d$ ist daher der Anstieg nach dem Modell von *Eligehausen (1979)* stärker als beim Berechnungsmodell für Verbunddübel, danach ist er geringer (Abbildung 4.67). Bei den Modellen ist jedoch gemein, dass die Spaltbruchlast deutlich unterproportional zum Randabstand ansteigt.

Für die Bemessung ist ungefähr ein Bereich zwischen $2d$ und $6d$ interessant: Bei einem geringeren Randabstand ist keine Dübelmontage möglich und bei größeren Randabständen als $6d$ tritt das Versagen in der Regel durch Herausziehen ein. In zuvor genannten Bereich ergeben sich für die beiden unterschiedlichen Berechnungsmodelle für beide Dübel- bzw. Stabgrößen ähnliche Spaltbruchlasten.

Für den Durchmesser 12 mm ergeben sich am Anfang und am Ende des zuvor genannten Bereichs für das Modell von *Eligehausen* ca. 10 % geringere Höchstlasten als bei dem in dieser Arbeit vorgeschlagenen Modell für Verbunddübel. Bei einem Randabstand von $3d$ sind die Höchstlasten der beiden Modelle praktisch gleich.

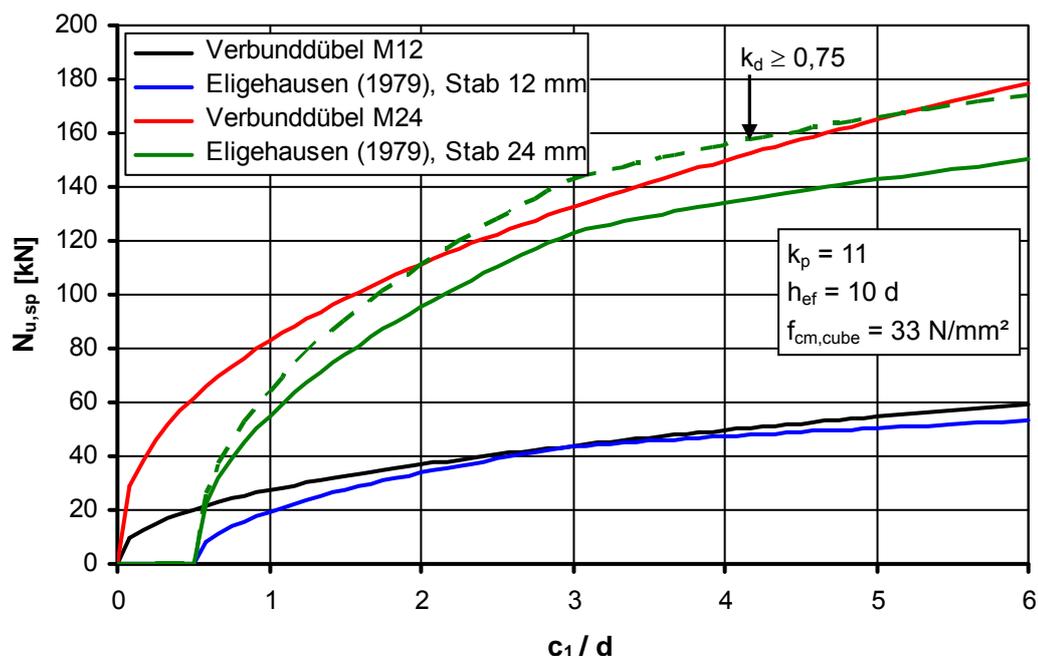


Abbildung 4.67: Verlauf der Spaltbruchlasten in Abhängigkeit von dem Verhältnis Randabstand zu Durchmesser für die Berechnungsmodelle Verbunddübel und *Eligehausen (1979)*

Für den Durchmesser 24 mm sind die Spaltbruchlasten des Modells von Elgehausen im gesamten Bereich zwischen 2 d und 6 d geringer als die des Modells für Verbunddübel. Der Unterschied beträgt zwischen 7 % und 15 %. Wird jedoch der Faktor k_d auf 0,75 begrenzt, so ergeben sich für den Durchmesser 24 mm unabhängig vom Randabstand 16 % höhere Bruchlasten. Dadurch sind dann die Höchstlasten des Modells von Elgehausen zwischen den Randabständen 2 d und 5 d bis zu 8 % größer als die des Modells für Verbunddübel.

Auch bei dem Berechnungsmodell des *Model Code 2010* steigt die Spaltbruchlast deutlich unterproportional zum Randabstand an (Abbildung 4.68). Betrachtet man wieder den Bereich zwischen 2 d und 6 d so ergeben sich für den Durchmesser 12 mm zwischen 10 % und 25 % geringe Höchstlasten gegenüber dem Modell für Verbunddübel. Bei einem Durchmesser von 24 mm sind die Höchstlasten dagegen bis zu 15 % größer als bei dem Modell für Verbunddübel.

Begrenzt man bei dem Modell des *Model Code 2010* die wirksame Verankerungstiefe auf die tatsächlich vorhandene Verankerungstiefe (s. a. Abschnitt 4.4.4), so ergeben sich gegenüber dem Modell für Verbunddübel bei dem Durchmesser 12 mm bis zu 42 % und bei dem Durchmesser 24 mm bis zu 25 % geringere Höchstlasten gegenüber dem Ansatz für Verbunddübel.

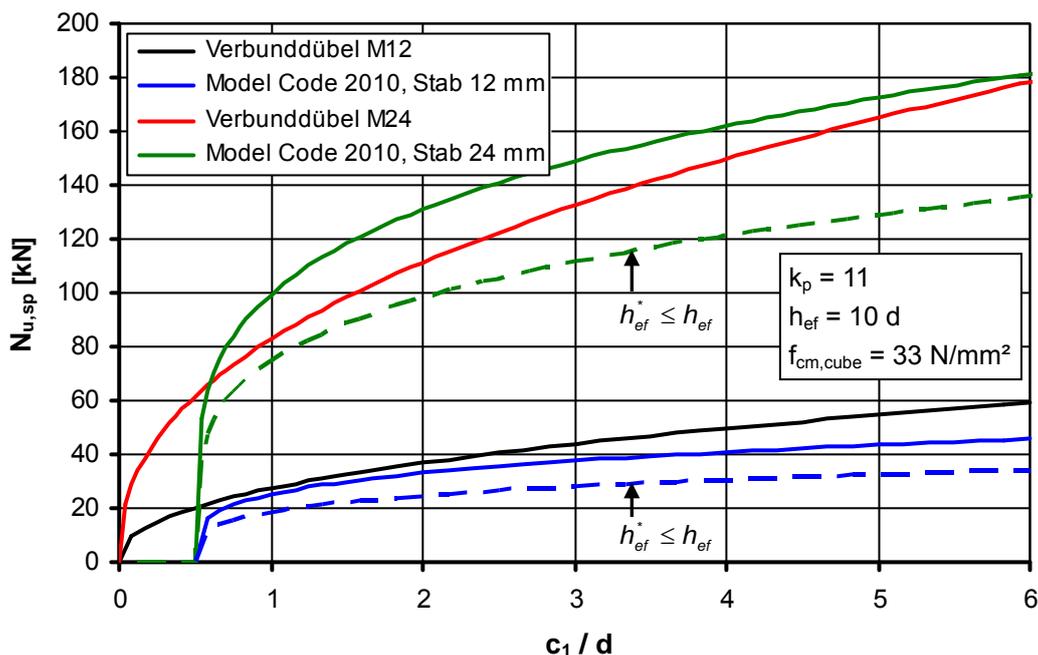


Abbildung 4.68: Verlauf der Spaltbruchlasten in Abhängigkeit von dem Verhältnis Randabstand zu Durchmesser für die Berechnungsmodelle Verbunddübel und *Model Code 2010*

4.4.4.2 Einfluss Dübeldurchmesser

Für den Vergleich des Einflusses des Dübel- bzw. Stabdurchmessers wurden zwei verschiedene Randabstände gewählt: 36 mm und 72 mm. Die Entwicklung der Spaltbruchlast in Abhängigkeit vom Dübel- bzw. Stabdurchmesser ist für das in dieser Arbeit vorge-

schlagene Berechnungsmodell für Verbunddübel und für das Modell nach *Eligehausen (1979)* in Abbildung 4.69 dargestellt. Bei beiden Modellen steigt die Spaltbruchlast unterproportional zu dem Durchmesser an.

Für einen Randabstand von 36 mm ist der Anstieg der Spaltbruchlast mit dem Dübel-durchmesser bis zu einem Durchmesser von 12 mm für eine Befestigung mit einem Verbunddübel nahezu identisch mit dem für einen Übergreifungsstoß. Ab einem Durchmesser von 12 mm ist der Randabstand kleiner als der dreifache Durchmesser, so dass dann Gleichung 4.25b gilt, in die der Durchmesser weniger stark eingeht als in Gleichung 4.25a. Bei weiter ansteigendem Durchmesser ist der Lastanstieg beim Übergreifungsstoß dann geringer als bei der Befestigung, sofern k_d nicht auf 0,75 begrenzt wird. Falls k_d begrenzt wird, steigt die Höchstlast des Übergreifungsstoßes etwas stärker an als die der Befestigung.

Bei einem Randabstand von 72 mm ist der Lastanstieg von Befestigung und Übergreifungsstoß bis zu einem Durchmesser von einem Drittel des Randabstandes wieder nahezu identisch, sofern k_d nicht begrenzt wird. Hier bewirkt eine Begrenzung von k_d jedoch, dass ab einem Durchmesser von 18 mm die maximale Last des Übergreifungsstoßes deutlich stärker ansteigt als diejenige der Befestigung.

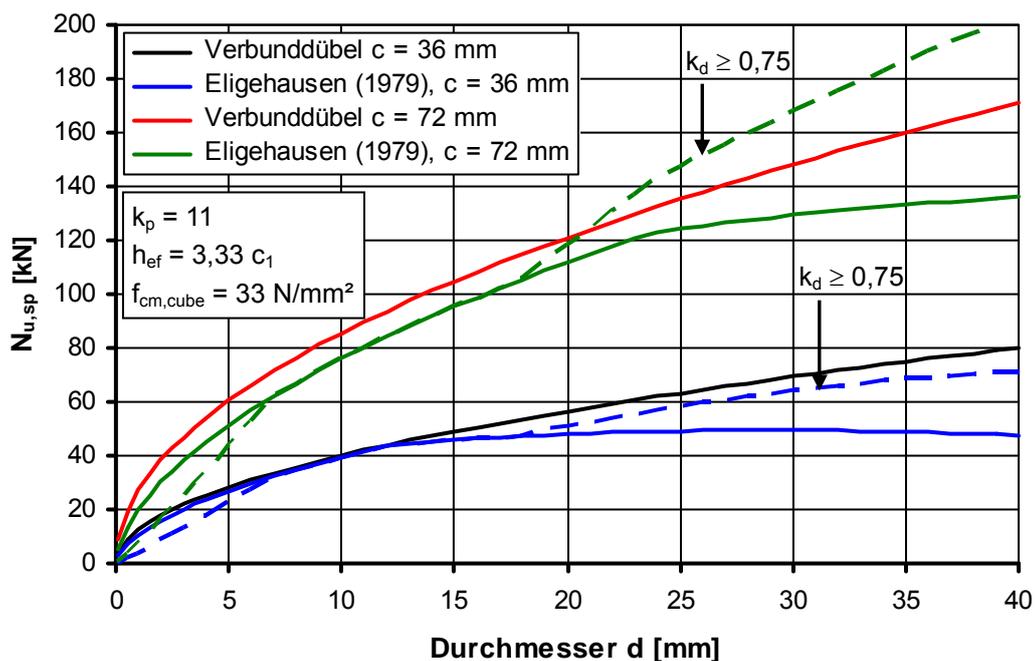


Abbildung 4.69: Einfluss Stab- bzw. Dübel-durchmesser auf Spaltbruchlast des Berechnungsmodells für Verbunddübel und des Modells *Eligehausen (1979)*

Abbildung 4.70 zeigt den Anstieg der Spaltbruchlast mit dem Durchmesser nach dem Berechnungsmodell gemäß *Model Code 2010*. Es ist zu erkennen, dass hier der Anstieg überproportional zum Durchmesser erfolgt, sofern die wirksame Verankerungslänge nicht auf die vorhandene Verankerungslänge begrenzt wird. Wenn die zuvor genannte Begrenzung jedoch erfolgt, so ist der Anstieg sehr ähnlich zu dem des Berechnungsmodells für Verbunddübel. Allerdings ist die absolute Höhe der Spaltbruchlasten für den kleinen Randabstand ungefähr 30 % und für den größeren

Randabstand ungefähr 20 % geringer. Ohne die Begrenzung ergeben sich für große Durchmesser gegenüber dem Modell für Verbunddübel (deutlich) höhere Spaltbruchlasten.

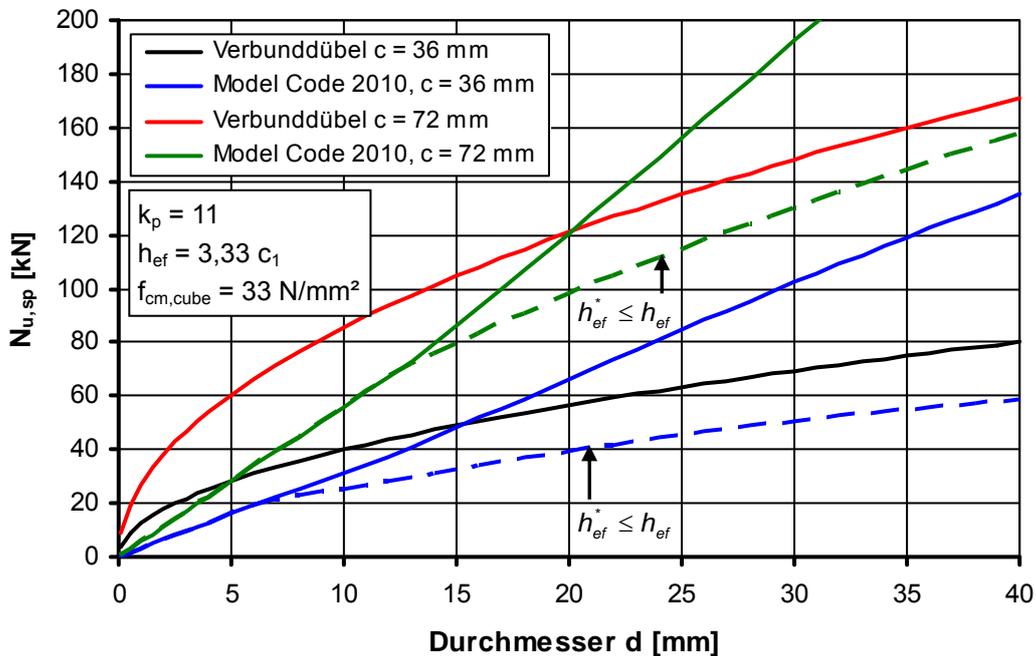


Abbildung 4.70: Einfluss Stab- bzw. Dübelndurchmesser auf Spaltbruchlast des Berechnungsmodells für Verbunddübel und des Modells *Model Code 2010*

4.4.4.3 Einfluss Verankerungstiefe

In Abbildung 4.71 ist für die Dübel- bzw. Stabdurchmesser 12 mm und 24 mm der Anstieg der Spaltbruchlast mit der Verankerungstiefe für das Berechnungsmodell für Verbunddübel und das Berechnungsmodell nach *Eligehausen (1979)* dargestellt. Als Randabstand wurde jeweils der dreifache Dübel- bzw. Stabdurchmesser zugrunde gelegt. Der Anstieg der Spaltbruchlast ist für beide Modelle gleich, da die Verankerungstiefe bei beiden Modellen in gleicher Weise berücksichtigt wird. Für den Durchmesser 12 mm sind bei dem dargestellten Randabstand die Höchstlasten der beiden Modelle identisch. Bei einem Durchmesser von 24 mm ergeben sich für das Modell von *Eligehausen (1979)* gegenüber dem Modell für Verbunddübel 7 % geringere Höchstlasten, sofern der Faktor k_d nicht begrenzt wird. Eine Begrenzung von k_d auf 0,75 bewirkt eine gegenüber dem Modell für Verbunddübel ca. 8 % größere Höchstlast.

Vergleicht man für die gleichen Parameter das Modell für Verbunddübel mit dem des *Model Code 2010*, so ist zu erkennen, dass bei letzterem der Anstieg der Spaltbruchlast mit der Verankerungstiefe von der Art her ähnlich aber etwas weniger ausgeprägt ist (Abbildung 4.72). Dies gilt, sofern die wirksame Verankerungstiefe nicht durch die tatsächlich vorhandene Verankerungstiefe begrenzt wird. Die absolute Höhe der Spaltbruchlast ist für den Durchmesser 12 mm etwas geringer und für den Durchmesser 24 mm etwas größer als die des Modells für Verbunddübel.

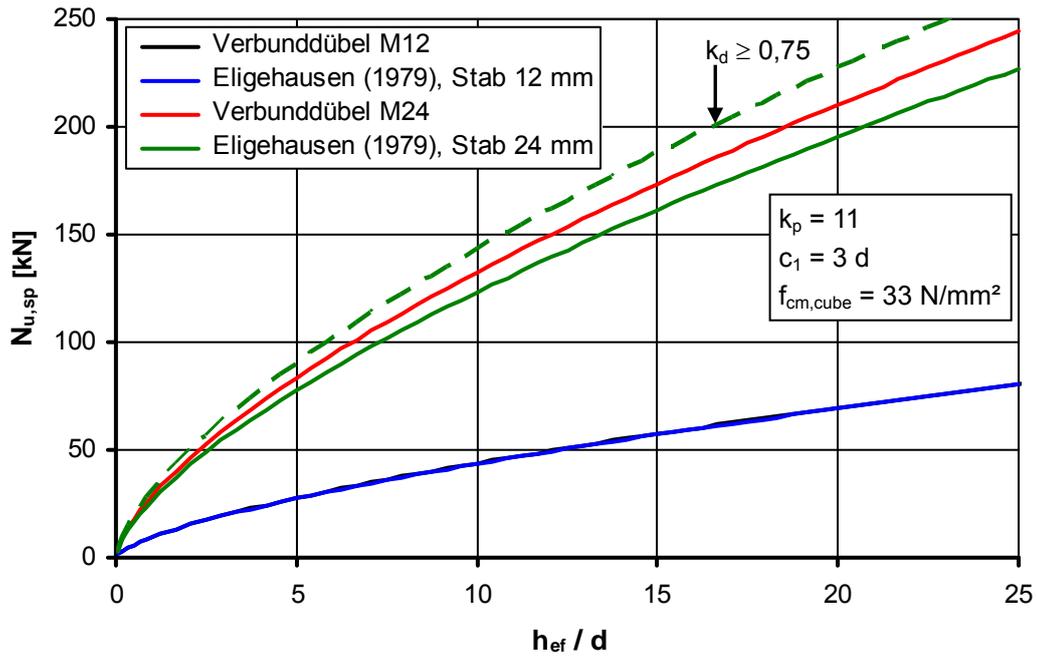


Abbildung 4.71: Einfluss Verhältnis Verankerungstiefe zu Durchmesser auf Spaltbruchlast des Berechnungsmodells für Verbunddübel und des Modells *Elgehausen (1979)*

Sofern die wirksame Verankerungstiefe begrenzt wird, erfolgt der Anstieg bis zu einer bestimmten Verankerungstiefe linear und die Spaltbruchlasten verringern sich zum Teil deutlich. Vorgenannte bestimmte Verankerungstiefe liegt, je nach Betondruckfestigkeit, bei ungefähr dem 20-fachen Dübel- bzw. Stabdurchmesser.

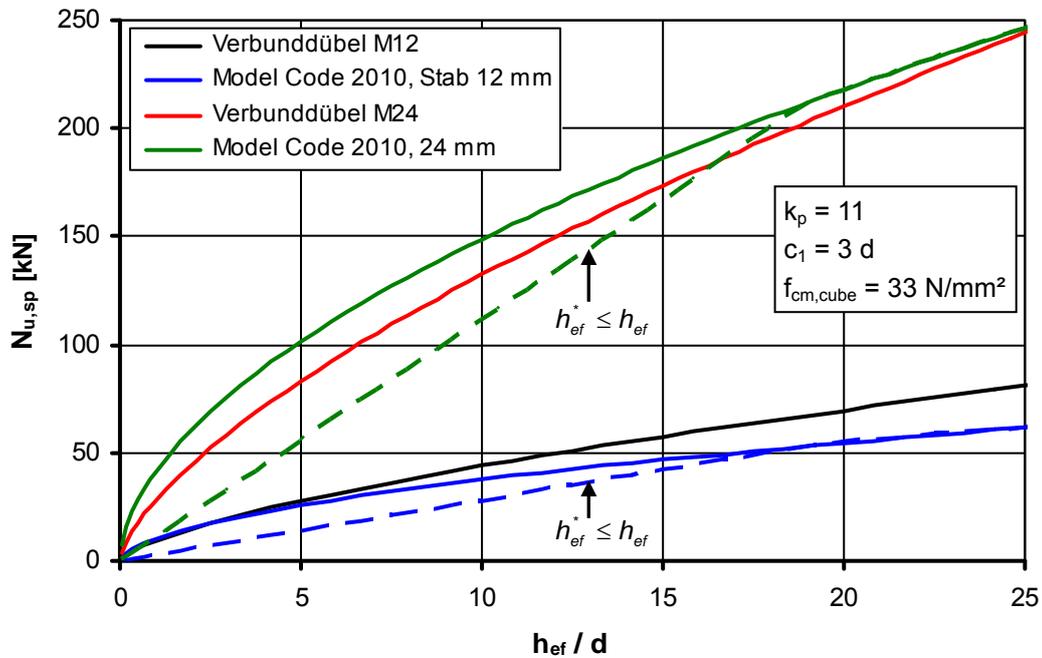


Abbildung 4.72: Einfluss Verhältnis Verankerungstiefe zu Durchmesser auf Spaltbruchlast des Berechnungsmodells für Verbunddübel und des Modells *Model Code 2010*

4.4.4.4 Einfluss Betondruckfestigkeit

Die Festigkeitseigenschaften des Betons werden in allen drei Berechnungsmodellen durch die Betondruckfestigkeit berücksichtigt. Diese geht in dem Berechnungsmodell für Verbunddübel und in dem Modell von *Elgehausen (1979)* mit ihrer Wurzel ein. Zwischen diesen beiden Berechnungsmodellen gibt es somit keinen Unterschied.

In Abbildung 4.73 wird für die Durchmesser 12 mm und 24 mm gezeigt, wie die Spaltbruchlast des Modells des *Model Code 2010* im Vergleich zu dem Modell für Verbunddübel mit der Betondruckfestigkeit ansteigt. Der Randabstand entspricht jeweils dem dreifachen und die Verankerungstiefe dem zehnfachen Durchmesser. Bei dem Modell des *Model Code 2010* existiert wiederum ein deutlicher Unterschied, je nachdem ob die wirksame Verbundlänge auf die tatsächliche Verbundlänge begrenzt wird oder nicht. Wird sie nicht begrenzt, so steigt die Spaltbruchlast zunächst stärker an als bei dem Berechnungsmodell für Verbunddübel. Für geringe Betondruckfestigkeiten ergeben sich in der Folge auch höhere Bruchlasten. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit nimmt die Steigung des Kurvenverlaufs des Modells nach *Model Code 2010* stärker ab als bei dem Modell für Verbunddübel. Dies führt dazu, dass das Modell für Verbunddübel für den Durchmesser 12 mm ab einer Betondruckfestigkeit von ca. 20 N/mm² und für den Durchmesser 24 mm ab ca. 53 N/mm² höhere Spaltbruchlasten aufweist.

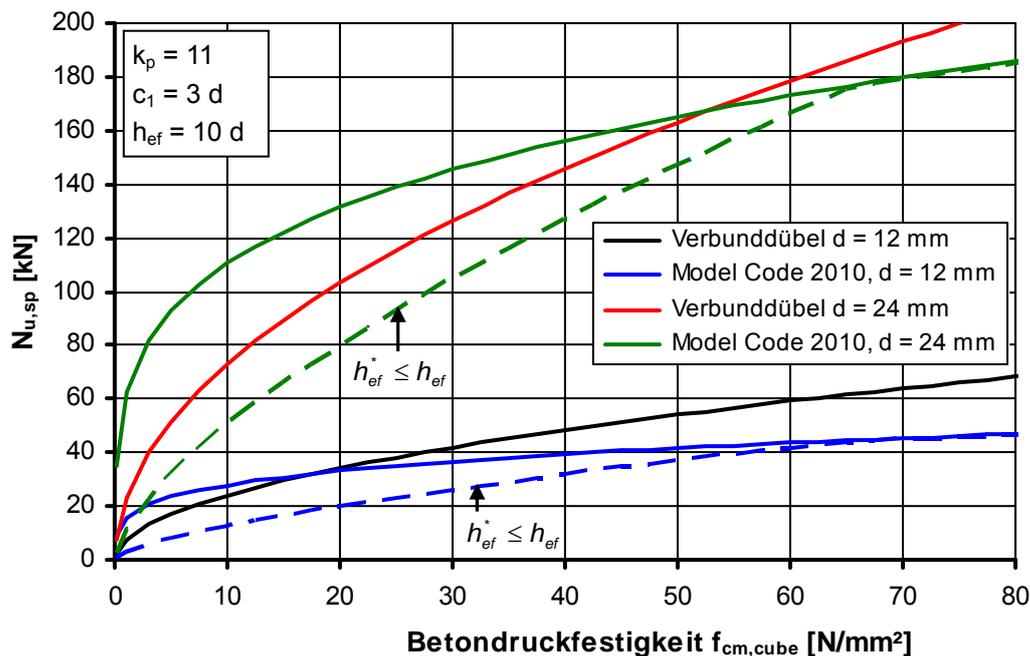


Abbildung 4.73: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Spaltbruchlast des Berechnungsmodells für Verbunddübel und des Modells *Model Code 2010*

Wird jedoch die wirksame Verbundlänge auf die tatsächliche Verbundlänge begrenzt, so ähnelt der Anstieg der Spaltbruchlast des Modells des *Model Code 2010* dem des Modells für Verbunddübel. Die absolute Höhe der Spaltbruchlasten ist dann jedoch für das Modell nach *Model Code 2010* für alle Betondruckfestigkeiten geringer als bei dem Modell für Verbunddübel. Ab einer bestimmten Betondruckfestigkeit, die von der

Verankerungslänge abhängt und bei der hier gewählten Verankerungstiefe ca. 65 N/mm² beträgt, hat die Begrenzung keinen Einfluss mehr auf die Höhe der Spaltbruchlast des Modells des *Model Code 2010*.

4.4.4.5 Zusammenfassende Bewertung

Der Vergleich des Berechnungsmodells für ein Spaltversagen bei Verbunddübeln (Abschnitt 4.4.2.11) mit zwei unterschiedlichen Berechnungsmodellen für Übergreifungsstöße (*Eligehausen (1979)* und *Model Code 2010*) zeigt, dass abgesehen von der Bauteildicke in alle Modelle die gleichen Einflussgrößen eingehen. Bei Übergreifungsstößen hat die Bauteildicke keinen Einfluss, da die Bauteilabmessung in Richtung des Übergreifungsstoßes prinzipiell größer als die in Abschnitt 4.4.2.2 für das Modell für Verbunddübel angegebene charakteristische Bauteildicke ist.

Weiterhin wird aus dem Vergleich ersichtlich, dass die verschiedenen Einflussgrößen in sehr ähnlicher Weise in die jeweiligen Berechnungsgleichungen eingehen. Dies gilt für das Modell nach *Eligehausen (1979)* insbesondere für den Fall, dass auf eine Beschränkung des Faktors k_d verzichtet wird. Diese Beschränkung ist generell nur dann sinnvoll, wenn sich die Größe der Zuschläge mit dem Stabdurchmesser ändert. Dies ist in der Baupraxis in der Regel jedoch nicht der Fall.

Bei dem Modell des *Model Code 2010* hat es bei Verankerungstiefen bis zu einem Wert nach Gleichung 4.33 einen deutlichen Einfluss, ob man die in der Herleitung des Modells angegebene Begrenzung der Verbundlänge bzw. Verankerungstiefe anwendet oder nicht. Wird die Begrenzung angewendet, so hat die Form des Kurvenverlaufs hinsichtlich der Parameter Durchmesser und Betondruckfestigkeit mit dem Modell für Verbunddübel eine größere Ähnlichkeit. Für den Einfluss der Verankerungstiefe verhält es sich dagegen umgekehrt. Die gebräuchlichen Verankerungstiefen von Verbunddübeln sind kleiner als deren 20-facher Durchmesser. Damit wird die Begrenzung bei normalfesten Betonen immer wirksam.

$$h_{ef} \leq 20 \cdot d \cdot \left(\frac{31,25}{f_{cm,cube}} \right)^{14/15} \quad (4.33)$$

Insgesamt bestätigt sich, dass das Tragverhalten von (eingemörtelten) Bewehrungsstäben und von Verbunddübeln bei Spaltversagen sehr ähnlich ist. Der Umstand dass die drei Berechnungsmodelle zu sehr ähnlichen Ergebnissen führen, obwohl sie unterschiedlich aufgebaut sind sowie unabhängig voneinander und auf verschiedenen Wegen hergeleitet wurden, stützt ihre prinzipielle Eignung zur Beschreibung des Tragverhaltens bei Spaltversagen.

Auffallend ist jedoch, dass sich für Übergreifungsstöße einbetonierter Bewehrungsstäbe im Mittel um einiges geringere Spaltbruchlasten als bei Befestigungen mit Verbunddübeln ergeben. Dies ist durch den relativ kleinen Produktfaktor ($k_P = 11$) ersichtlich, der sich ungefähr ergibt, wenn man die Spaltbruchlasten des Modells für Verbunddübel denjenigen der Modelle für Übergreifungsstöße angleicht. Das bedeutet, dass bereits der kleinste bei den in Abschnitt 4.4.3 beschriebenen Versuchen mit

Verankerungen mit Verbunddübeln aufgetretene Produktfaktor um circa 20 % größer ist. Dafür gibt es mehrere Ursachen:

- Befestigung bzw. Verankerung anstatt Übergreifungsstoß:** Das Modell nach *Model Code 2010* unterscheidet nicht zwischen Verankerung und Übergreifungsstoß. Ermittelt man jedoch den Produktfaktor für Ergebnisse von Untersuchungen von *Spieth (2002)* mit Verankerungen mit einbetonierten und eingemörtelten Bewehrungsstäben, so erhält man Werte, die denen von Verbunddübeln sehr ähnlich sind (Abbildung 4.74). *Eligehausen (1979)* berücksichtigt in seinem Modell mit dem Faktor k_q (Gleichung 4.34) unterschiedliche Stahlspannungen an den Enden des Übergreifungsstoßes. Bei einer Verankerung ist die Stahlspannung am Ende der Verankerungslänge null. Theoretisch ergibt sich damit für k_q ein Wert von 2. *Eligehausen* begrenzt den Faktor k_q jedoch nach oben auf 1,25, da ihm nicht genügend Versuchsergebnisse vorliegen, die seine theoretische Überlegung belegen.

$$k_q = \frac{2}{1 + \frac{\min \sigma_e}{\max \sigma_e}} \quad \text{mit} \quad \frac{\min \sigma_e}{\max \sigma_e} \geq 0,6 \quad (4.34)$$

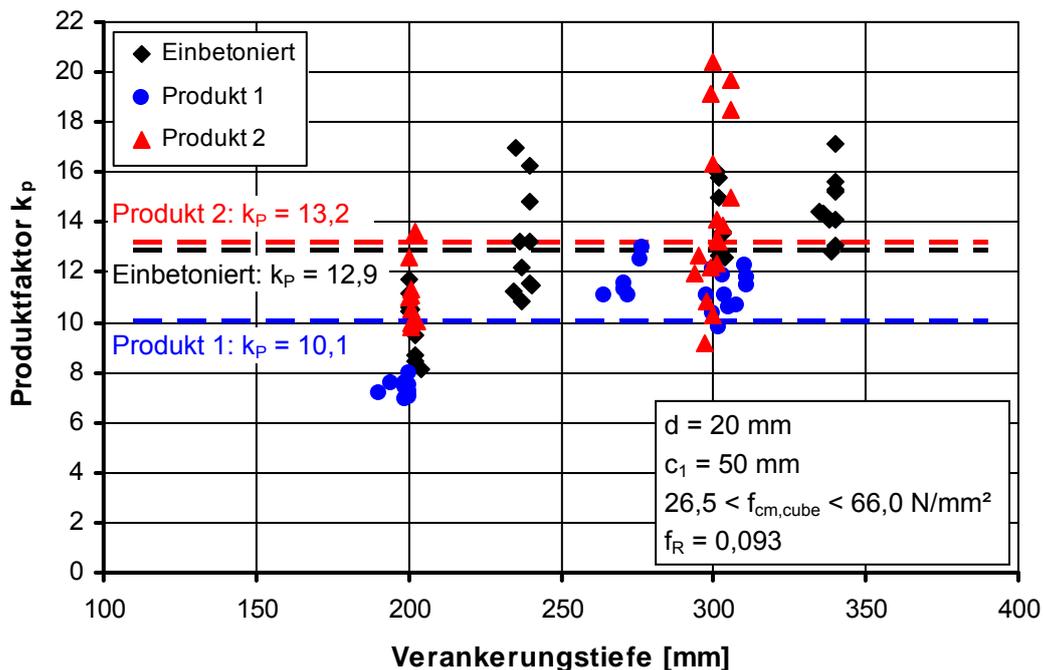


Abbildung 4.74: Produktfaktoren für das Modell für Verbunddübel ermittelt an Versuchsergebnissen von *Spieth (2002)* für Auszugsversuchen am Rand mit Bewehrungsstäben

- Gewindestange anstatt Bewehrungsstab:** Bei Bewehrungsstäben ist bekannt, dass die Anordnung und Ausbildung der Rippen einen gewissen Einfluss auf die Höhe der Sprengwirkung bzw. die Spaltkraft hat. Ein Kennwert für die Profilierung von Bewehrungsstäben ist die bezogene Rippenfläche f_R . Dieser Wert allein lässt jedoch keinen Rückschluss auf die Höhe der Sprengwirkung zu, da er sowohl von

dem Abstand als auch von der Höhe der Rippen abhängig ist. Untersuchungen von Mayer (2002) zeigen, dass sich die Sprengwirkung des Bewehrungsstabes mit abnehmendem Abstand der Rippen tendenziell verringert. Die Gewindegänge von Gewindestangen haben im Vergleich zu den Rippen von Bewehrungsstäben einen deutlich geringeren Abstand und üben demzufolge eine geringere Sprengwirkung aus. Dies belegen auch experimentelle Untersuchungen, bei denen unter gleichen Bedingungen die Spaltbruchlasten von Verbunddübeln und eingemörtelten Bewehrungsstäben ermittelt wurden. Abbildung 4.75 zeigt die aus den jeweiligen Höchstlasten ermittelten Produktfaktoren des Berechnungsmodells für Verbunddübel. Im Mittel ergeben sich für die Verbunddübel gegenüber den Bewehrungsstäben um circa 10 % größere Produktfaktoren.

Die Untersuchungen, die dem Modell des *Model Code 2010* zugrunde liegen, zeigen zwar dass die Profilierung einen gewissen Einfluss auf die Sprengwirkung und damit auf die Spaltbruchlast hat, dieser findet in dem Modell jedoch keine Berücksichtigung, da er für die bei Bewehrungsstäben üblichen und in Normen geregelten Profilierungen gegenüber den anderen Parametern nicht signifikant ist. Elgehausen (1979) berücksichtigt die Profilierung der Bewehrungsstäbe in seinem Modell mit dem Faktor k_p . Dieser kann Werte größer Eins annehmen, wenn die Sprengwirkung der verwendeten Stäbe geringer ist als die bei üblicher Profilierung.

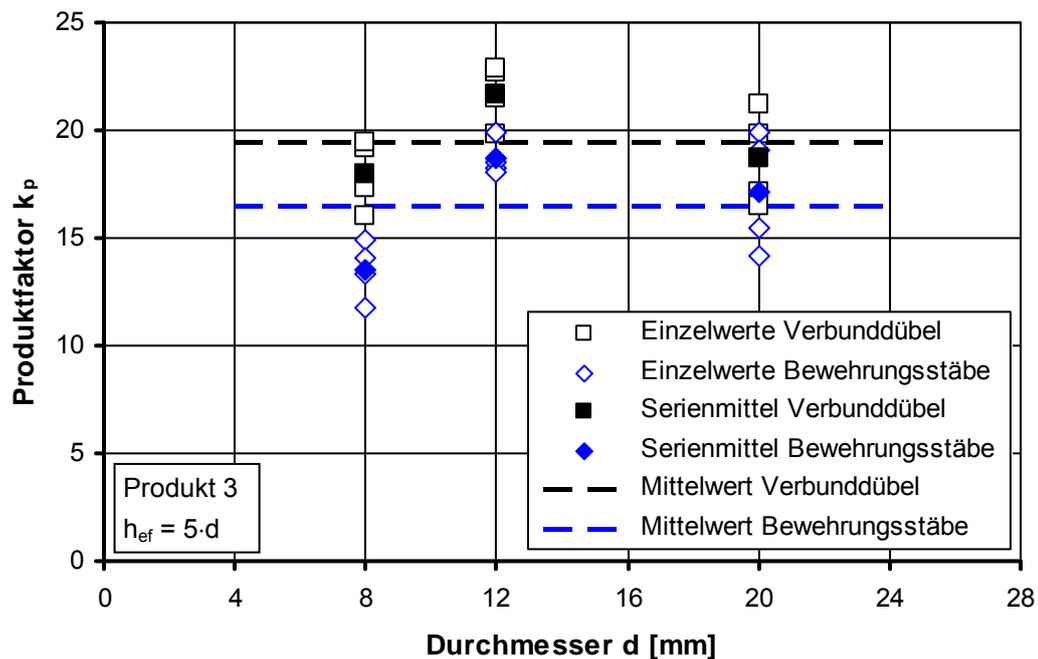


Abbildung 4.75: Produktfaktoren von Verbunddübeln und eingemörtelten Bewehrungsstäben im Vergleich

- **Eingemörtelt anstatt einbetoniert:** Nach Untersuchungen von Spieth (2002) und Simons (2007) können eingemörtelte Bewehrungsstäbe randfern eine deutlich höhere Verbundfestigkeit bzw. Herausziehllast aufweisen als einbetonierte Bewehrungsstäbe. Nach Simons (2007) gilt dies auch im gerissenen Beton. Die anhand von randnahen Versuchen mit Verankerungen mit Bewehrungsstäben ermittelten Produktfaktoren (Abbildung 4.75 und Tabelle 4.5) erreichen ähnliche

Werte wie die von Verbunddübeln (Tabelle 4.1) und weisen ebenso eine gewisse Produktabhängigkeit auf. Auch hier ergibt sich der größte Produktfaktor für ein Epoxidharzsystem (Tabelle 4.5).

Produkt	d [mm]	f _R	h _{ef} [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,m,sp} [kN]	k _P
HH (Produkt 2)	20	0,09	160	60	29,7	115,3	14,5
WE (Epoxidharz)	20	0,09	160	60	29,7	135,1	17,0

Tabelle 4.5: Produktfaktoren für das Modell für Verbunddübel ermittelt an Versuchsergebnissen mit Auszugsversuchen am Rand mit Bewehrungsstäben von *Simons (2007)*

Insgesamt zeigt sich, dass Verankerungen mit eingemörtelten Bewehrungsstäben ähnlich hohe Produktfaktoren und damit auch ähnlich hohe Spaltbruchlasten wie Verbunddübel erreichen können. Die Spaltbruchlasten von Verbunddübeln sind bei gleichem Verbundmörtel jedoch aufgrund der anderen Profilierung der verwendeten Gewindestangen etwas höher als bei Bewehrungsstäben mit üblicher Profilierung. Die Spaltbruchlasten von eingemörtelten Bewehrungsstäben sind ebenso wie die von Verbunddübeln produktabhängig und können auch höher als diejenigen von einbetonierten Bewehrungsstäben sein.

4.4.5 Ermittlung der minimalen Achs- und Randabstände

Bei der Montage einer Befestigung wird im Regelfall eine Vorspannung aufgebracht; siehe dazu auch Abschnitt 2.5.2.3. Die Höhe der Vorspannkraft wird normalerweise über die Höhe des Drehmomentes kontrolliert, mit dem das Befestigungsmittel montiert wird. Zwischen aufgebrachtem Drehmoment und Vorspannkraft im Dübel besteht ein Zusammenhang. Um zu verhindern, dass bei randnahen Befestigungen Spalttrisse infolge der Vorspannkraft im Dübel auftreten, ist es notwendig, Kenntnis darüber zu erlangen, ab welchem Achs- und Randabstand die gewünschte Vorspannkraft sicher aufgebracht werden kann.

Das in dieser Arbeit vorgestellte Berechnungsmodell gibt in Abhängigkeit der wesentlichen geometrischen Einflussgrößen an, welche Zug- bzw. Vorspannkraft maximal von dem Beton aufgenommen werden kann, ohne dass ein Spaltversagen eintritt. Das Berechnungsmodell wurde abgeleitet aus den Ergebnissen von Untersuchungen mit enger Abstützung. So wie bei Untersuchungen mit enger Abstützung die vom Befestigungsmittel in den Ankergrund eingeleitete Kraft mit der Abstützplatte kurzgeschlossen wird, wird die Vorspannkraft bei der Montage mit der zu befestigenden Ankerplatte kurzgeschlossen. Daher ist der im Beton hervorgerufene Spannungszustand in beiden Fällen vergleichbar.

Das Berechnungsmodell soll dazu genutzt werden, die bei vorgegebenem Montage-Drehmoment erforderlichen minimalen Rand- und Achsabstände rechnerisch zu ermitteln.

4.4.5.1 Zusammenhang zwischen Drehmoment und Vorspannkraft

Bei Schraubenverbindungen wird der Zusammenhang zwischen dem beim Vorspannen aufgebracht Drehmoment und der Zugkraft in der Ankerstange durch die Steigung des Gewindes sowie durch die Reibungsverhältnisse im Gewinde und zwischen Mutter und Mutterauflage (z. B. Unterlegscheibe) bestimmt. Die Reibungsverhältnisse hängen dabei von der Oberflächenrauheit, dem Oberflächen- und dem Schmierzustand der gepaarten Flächen ab.

Nach *Mayer (1991)* gilt dieser Zusammenhang auch für Dübelverbindungen. Jedoch treten bei Dübelverbindungen in der Regel größere Drehwinkel auf. Dadurch kann es zu einem höheren Verschleiß kommen, beispielsweise in Form von Abrieb von Beschichtungen. In der Folge können sich mit zunehmendem Drehwinkel die Reibungsverhältnisse verändern.

Ist neben den Reibungsverhältnissen auch der Steigungswinkel des Gewindes für alle Dübelgrößen gleich, was bei metrischen Gewinden näherungsweise der Fall ist, lässt sich der Zusammenhang zwischen Drehmoment und Zugkraft vereinfachend durch einen von der Dübelgröße unabhängigen Reibungsfaktor k_f beschreiben. Der Zusammenhang kann dann wie folgt ausgedrückt werden:

$$N = \frac{T}{k_f \cdot d} \quad (4.35)$$

Der Reibungsfaktor k_f wird durch die Reibungsverhältnisse zwischen den Gewindeflanken von Ankerstange bzw. Bolzen und Mutter sowie zwischen Mutter und Mutterauflage bestimmt.

Um die bei gegebenem bzw. bekanntem Drehmoment im Befestigungsmittel wirkende Zugkraft bestimmen zu können, muss der Reibungsfaktor k_f bekannt sein. Bei bekannter Art und Schmierung der Oberflächen kann dieser der Literatur, z. B. *VDI Richtlinie 2230*, entnommen werden. Ansonsten kann dieser experimentell ermittelt werden. In der Befestigungstechnik wird dazu der so genannte FEP I-Versuch verwendet (s. a. Kapitel 3.2.10).

In *Hüer (2008)* wurde eine größere Anzahl dieser FEP I-Versuche mit galvanisch verzinkten Gewindestangen verschiedener Durchmesser ausgewertet. Die Auswertung erfolgte für das 1,3-fache Installationsdrehmoment. Der Reibungsfaktor k_f ergab sich dabei im Mittel zu 0,23 (Abbildung 4.76). Der Reibungsfaktor ist unabhängig von dem Durchmesser der Gewindestange und von dem verwendeten Injektionsmörtel. Allerdings zeigen sich relativ große Streuungen; der Variationskoeffizient der 388 Einzelversuche beträgt 32,8 %. Auch innerhalb einzelner Versuchsreihen sind die Streuungen mit Variationskoeffizienten größer 20 % erheblich. Insgesamt bewegen sich die ermittelten Reibungsfaktoren zwischen den Extremwerten von 0,13 und 0,77.

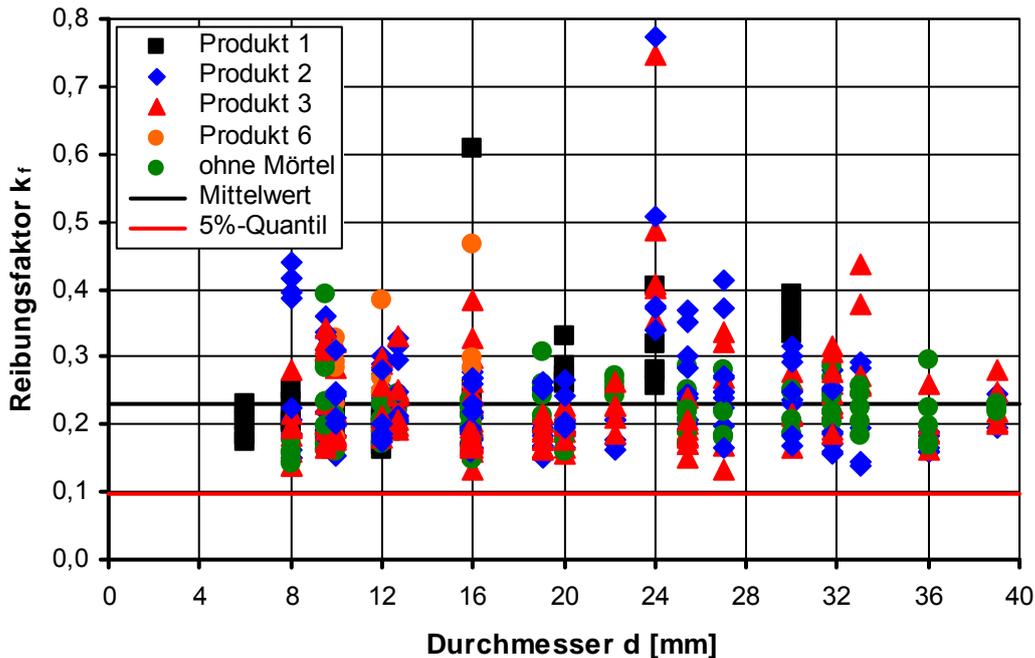


Abbildung 4.76: Auswertung Reibungsfaktoren k_f für verschiedene Dübelgrößen

Eine Ursache für die große Streuung bei den Reibungsfaktoren ist vermutlich die gemeinsame Auswertung von Verbunddübeln verschiedener Hersteller. Weiterhin wurden die zugrunde liegenden Versuche in verschiedenen Laboratorien durchgeführt. Ferner lässt eine etwaige Verschmutzung der Reibflächen den Reibungsfaktor prinzipiell deutlich ansteigen.

4.4.5.2 Auswertung Montageversuche

Es wurden vom Verfasser Montageversuche mit zwei verschiedenen Produkten und jeweils zwei unterschiedlichen Dübelgrößen durchgeführt (Hüer (2008)). Die Versuchsdurchführung erfolgte wie in Abschnitt 3.2.9 beschrieben.

Die Versuchsergebnisse für die Dübelgröße M12 sind in Abbildung 4.77 und die für die Dübelgröße M24 in Abbildung 4.78 dargestellt. Es sind diejenigen Drehmomente angegeben, bei denen erstmals von einem der Rissaufnehmer eine Dehnung von mehr als 0,02 mm gemessen wurde ($T_{0,02}$). Weiterhin sind die Drehmomente dargestellt, bei denen der erste Riss sichtbar wurde (T_{Riss}) sowie die Drehmomente, die maximal aufgebracht werden konnten (T_{max}). In den Diagrammen stellen die leeren Symbole die Einzelergebnisse und die ausgefüllten Symbole die Mittelwerte der Serien dar. Die Drehmomente, bei denen der erste Riss sichtbar wurde, streuen insbesondere bei der Dübelgröße M12 relativ stark. Trotz der unterschiedlichen Mittelwerte gehören die Versuchsserien der beiden Produkte aber derselben Grundgesamtheit an. Bei der Größe M12 weist Produkt 3 einen größeren Mittelwert als Produkt 2 auf; bei der Größe M24 ist es umgekehrt. Anhand der (wenigen) vorliegenden Versuchsergebnisse lässt sich daher nicht klären, ob die Höhe des Drehmomentes bzw. der Vorspannkraft bei Beginn der Rissbildung produktabhängig ist.

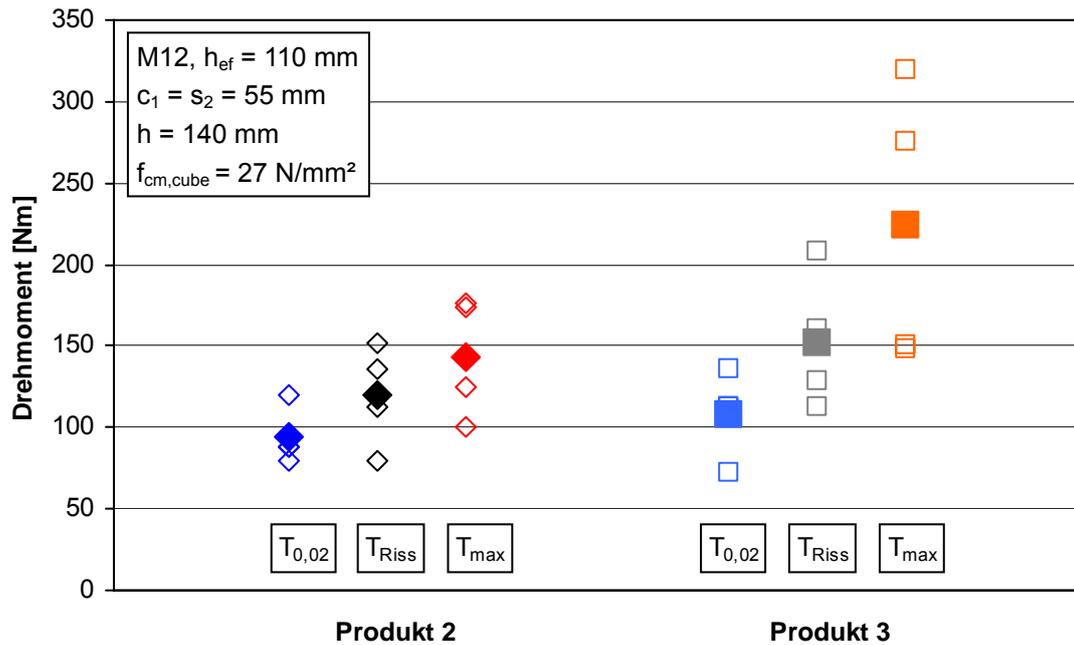


Abbildung 4.77: Drehmomente für die Dübelgröße M12

Bei allen Versuchen ließ sich das Drehmoment nach dem Beobachten des ersten Risses noch weiter steigern. Das Serienmittel der maximal aufbringbaren Drehmomente ist dabei für beide Dübelgrößen bei Produkt 3 größer als bei Produkt 2. Das deckt sich damit, dass mit Produkt 3 in Zugversuchen größere Höchstlasten erzielt werden als mit Produkt 2 (Kapital 4.4.3.1).

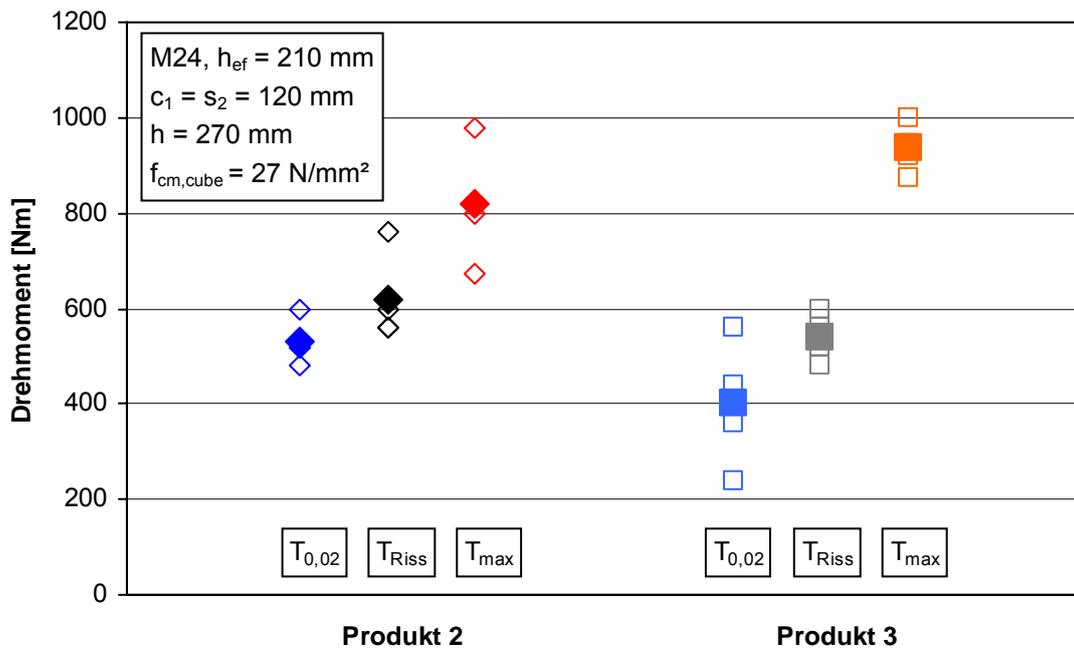


Abbildung 4.78: Drehmomente für die Dübelgröße M24

Wenn man den Anstieg des Drehmomentes bei Rissbildung bis zum maximalen Drehmoment betrachtet (Tabelle 4.6), wird deutlich, dass der Anstieg bei Produkt 3 für beide Dübelgrößen größer ist als bei Produkt 2. Weiterhin ist zu erkennen, dass bei beiden Produkten der Anstieg des Drehmomentes bei der Dübelgröße M24 ausgeprägter ist, als bei der Dübelgröße M12. Dies kann daran liegen, dass der Riss an der Oberseite beginnt und dann mit weiter ansteigender Last nach unten läuft. Da der Dübel M24 eine größere Verankerungstiefe hat, ist es möglich, dass zwischen beginnender Rissbildung (oben) und dem Versagen bei fortgeschrittener Rissbildung ein größerer Unterschied besteht als bei dem Dübel M12.

Steigerung	Produkt 2		Produkt 3	
	M12	M24	M12	M24
Drehmoment				
Zunahme Serie	20 %	32 %	47 %	73 %
Zunahme Produkt	26 %		60 %	

Tabelle 4.6: Maximal mögliche Steigerung des Drehmomentes nach Erstriss

4.4.5.3 Aufstellen Gleichung

Bei Montageversuchen wird dasjenige Drehmoment ermittelt, bei dem die Bildung der Spaltrisse beginnt. So ist dann z. B. gemäß der Richtlinie für die Zulassung von Befestigungsmitteln *ETAG 001-1* nachzuweisen, dass das 5%-Quantil der bei den Montageversuchen ermittelten Drehmomente bei beginnender Rissbildung größer als das Produkt aus dem Installationsdrehmoment und einem Sicherheitsfaktor ist:

$$T_{5\%} \geq \gamma_{inst} \cdot T_{inst} \cdot \left(\frac{f_{c,test}}{f_{ck}} \right)^{1/2} \quad (4.36)$$

Der Sicherheitsfaktor γ_{inst} beträgt 1,7 für ungerissenen Beton, sofern die Streuung des Reibungsfaktors im Produktionsprozess kontrolliert wird. Wird die Streuung des Reibungsfaktors nicht kontrolliert, so ist γ_{inst} gleich 2,1 zu setzen.

Mit dem Ziel, den für die Anwendung des Berechnungsmodells notwendigen Produktfaktor bei Erstrissbildung zu ermitteln, werden nachfolgend alle dem Verfasser vorliegenden Versuchsergebnisse von Montageversuchen ausgewertet. Zu einem großen Teil entstammen die Ergebnisse Versuchen aus Zulassungsverfahren verschiedener Produkte. Dort wird jedoch teilweise das Drehmoment nicht bis zur Rissbildung oder zum Versagen sondern nur bis zum Erreichen eines bestimmten Vielfachen des Installationsdrehmomentes gesteigert. Hier werden daher nur diejenigen Versuchsergebnisse berücksichtigt, bei denen das Drehmoment bei Beginn der Rissbildung ermittelt wurde. Dieses wird in eine Vorspann- bzw. Zugkraft umgerechnet. Dazu wird je Produkt ein einheitlicher Reibungsfaktor für alle Dübelgrößen angesetzt, der aus den Einzelversuchen der zugehörigen Drehmomentversuche der verschiedenen Dübelgrößen bei einem Drehmoment möglichst nahe dem Drehmoment bei Rissbildung gemittelt wird. Nach Umrechnung der Drehmomente in Zugkräfte wird für jeden

Versuch der Produktfaktor bestimmt, der für die jeweiligen geometrischen Parameter der Berechnung der Zugkraft mittels des Berechnungsmodells genügt (Abbildung 4.79).

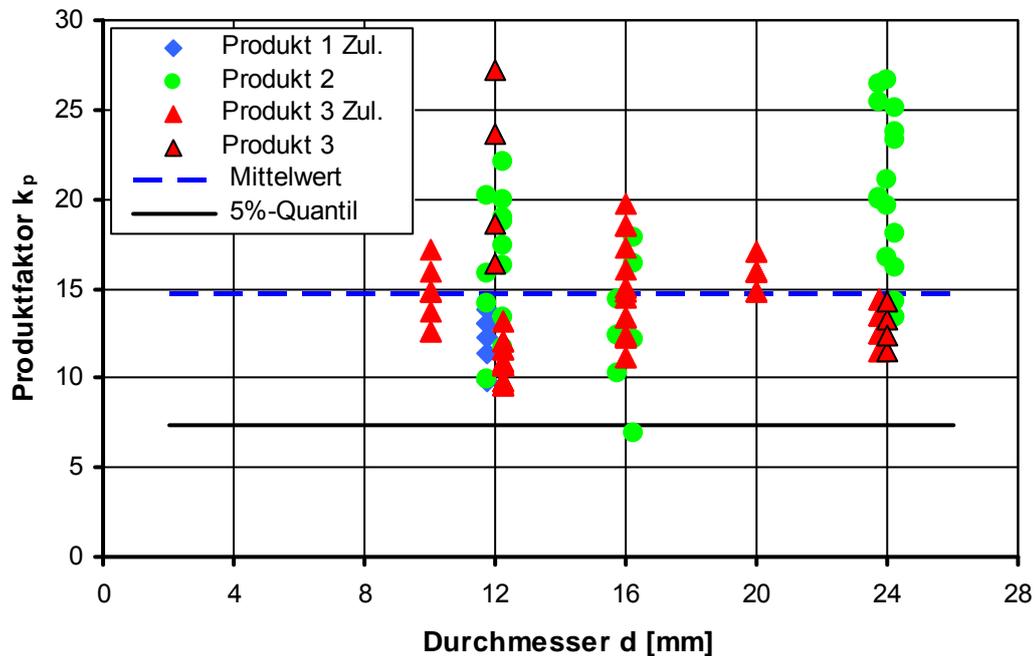


Abbildung 4.79: Bestimmung Produktfaktor bei Erstrissbildung

Die Produktfaktoren der Produkte 2 und 3 liegen näher zusammen als bei den Zugversuchen (Kap. 4.4.3.1). Außerdem ergibt sich hier entgegen den Zugversuchen für das Produkt 2 ein größerer Produktfaktor als beim Produkt 3. Der Variationskoeffizient ist relativ hoch. Dies alles muss jedoch nicht zwangsläufig durch eine mangelnde Genauigkeit des Berechnungsmodells begründet sein, sondern es kann zum einen auch auf die allgemein große Streuung der Reibungsfaktoren und zum anderen auf Ungenauigkeiten bei der visuellen Ermittlung des Beginns der Rissbildung und dem zugehörigen Drehmoment zurückgeführt werden.

Da die in Abbildung 4.57 dargestellten Untersuchungsergebnisse darauf hindeuten, dass die Zugkraft am Dübel bei Beginn der Rissentstehung unabhängig von dem verwendeten Produkt ist, jedoch die hier bestimmten Produktfaktoren dazu ein indifferentes Bild abgeben, ohne aber die These eindeutig zu widerlegen, wird im Weiteren davon ausgegangen, dass die Vorspann- bzw. Zugkraft im Dübel bei Entstehen des ersten Risses für alle Produkte durch einen gemeinsamen Produktfaktor beschrieben werden kann.

Es ergibt sich, gemittelt über die drei Produkte, ein gemeinsamer Produktfaktor bei Erstrissbildung von 14,8 bei einem Variationskoeffizienten von 27,1 %. Der 5%-Quantilwert für diesen Produktfaktor beträgt 7,4. Aufgrund des großen Variationskoeffizienten liegen der Mittelwert und der 5%-Quantilwert relativ weit auseinander. Jedoch wird hier neben der Streuung der Festigkeit des Betons auch die Streuung der Umsetzung des Drehmomentes in die Zug- bzw. Vorspannkraft berücksichtigt.

	Produkt 1	Produkt 2	Produkt 3	Gesamt
Anzahl	7	36	81	124
Mittelwert	12,4	17,4	13,8	14,8
Variationskoeffizient	11,1 %	28,5 %	22,2 %	27,1 %
5%-Quantil	8,4	7,3	8,0	7,4

Tabelle 4.7: Statistische Kenngrößen der Auswertung der Montageversuche

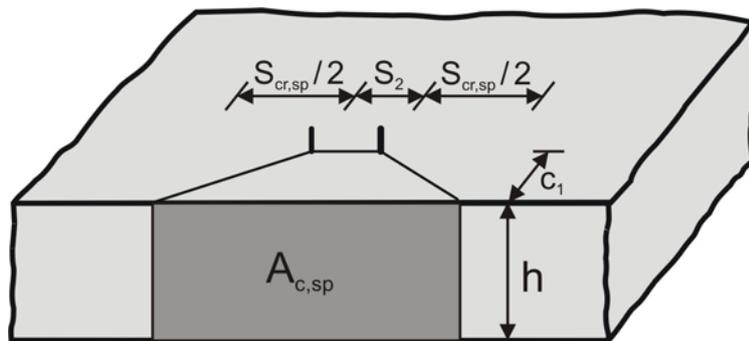


Abbildung 4.80: Projizierte Bruchfläche einer Zweiergruppe am Rand

Die projizierte Bruchfläche einer Zweiergruppe am Rand, mit einer Bauteildicke kleiner als die charakteristische Bauteildicke, ist in Abbildung 4.80 dargestellt. Dementsprechend berechnet sich die Höchstlast einer Zweiergruppe am Rand zu:

$$N_{u,sp} = N_{u,sp}^0 \cdot \left(\frac{h}{h_{cr,sp}} \right)^{1/6} \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp}} \right) \cdot \left(2^{1/4} - \left(2^{1/4} - 1 \right) \cdot \left(\frac{s_2}{s_{cr,sp}} \right) \right) \quad (4.37)$$

Es wird hier der für Gruppenbefestigungen gefundene charakteristische Achsabstand (Gleichung 4.15) zugrunde gelegt. Ziel ist es, für ein vorgegebenes Drehmoment bzw. die korrespondierende Zugkraft den erforderlichen minimalen Randabstand zu ermitteln. Nachfolgend wird für zwei Fälle jeweils die Gleichung zur Berechnung des minimalen Randabstandes hergeleitet.

- **Fall 1: c_{min} für $s_2 = s_{min}$**

Gleichung 4.37 lässt sich für den Fall $c_1 = s_2$ nicht nach c_1 auflösen. Die von c_1 bzw. s_2 abhängenden Teile der Gleichung lassen sich allerdings näherungsweise folgendermaßen vereinfachen:

$$c_1^{3/7} \cdot \left(1 + \frac{s_2}{s_{cr,sp}} \right) \cdot \left(2^{1/4} - \left(2^{1/4} - 1 \right) \cdot \left(\frac{s_2}{s_{cr,sp}} \right) \right) \approx 1,4 \cdot \frac{(c_1 \cdot s_2)^{1/4}}{d^{1/12}} \quad (4.38)$$

Damit ergibt sich die Spaltbruchlast einer Zweiergruppe am Rand zu:

$$N_{u,sp} = 2,48 \cdot k_P \cdot (c_1 \cdot s_2)^{1/4} \cdot d^{5/12} \cdot (h_{ef} \cdot f_{cm,cube})^{1/2} \cdot (\min(h; h_{cr,sp}))^{1/6} \quad (4.39)$$

In den bestehenden Zulassungen ist c_{min} immer gleich s_{min} . Der Randabstand c_{min} muss auch bei der kleinsten Bauteildicke h_{min} , die damit maßgebend ist, ausreichend groß sein. Die Bauteildicke h_{min} ist praktisch immer kleiner als $h_{cr,sp}$. Setzt man c_{min} und h_{min} in Gleichung 4.39 ein, erhält man folgende Gleichung:

$$N_{u,sp} = 2,48 \cdot k_P \cdot c_{min}^{1/2} \cdot d^{5/12} \cdot (h_{ef} \cdot f_{cm,cube})^{1/2} \cdot h_{min}^{1/6} \quad (4.40)$$

Die Zugkraft der Dübel einer Zweiergruppe bei Installation hängt folgendermaßen von dem Installationsdrehmoment ab:

$$N_{u,sp,2erGruppe} = \frac{2 \cdot T_{inst} \cdot 10^3 \cdot \gamma_{inst}}{k_f \cdot d} \quad (4.41)$$

Gleichsetzen der Gleichungen 4.40 und 4.41 und Auflösen nach c_{min} liefert:

$$c_{min} = \frac{65 \cdot 10^4}{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}} \cdot \left(\frac{T_{inst} \cdot \gamma_{inst}}{k_P \cdot k_f \cdot d^{17/12} \cdot h_{min}^{1/6}} \right)^2 \quad (4.42)$$

Berechnet man mit Gleichung 4.42 den minimalen Randabstand für verschiedene Dübelgrößen beispielhaft mit den jeweils gebräuchlichen Verankerungstiefen, Mindestbauteildicken und Installationsdrehmomenten, so erhält man in etwa auch die für derartige Dübel in den zugehörigen Zulassungen festgesetzten minimalen Randabstände (Tabelle 4.8). Für die Berechnung wurde ein Produktfaktor von 7,4 zugrunde gelegt, was dem 5%-Quantilwert der in Tabelle 4.7 ausgewerteten Montageversuche entspricht. Der Reibungsfaktor k_f wurde zu 0,23 gesetzt, wie er sich im Mittel bei der Auswertung in Abschnitt 4.4.5.1 ergeben hat. Ferner wurde von einem Beton C20/25 ($f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$) ausgegangen.

Dübelgröße	d	h_{ef}	h_{min}	T_{inst}	N_{inst}	c_{min} (Gl. 4.42)	c_{min} (Zulassung)
	[mm]	[mm]	[mm]	[Nm]	[kN]	[mm]	[mm]
M8	8	80	110	10	10,9	18,7	40
M10	10	90	120	20	17,4	34,3	45
M12	12	110	140	35	25,4	48,7	55
M16	16	125	170	60	32,6	52,3	65
M20	20	170	220	125	54,4	81,3	90
M24	24	210	270	200	72,5	93,9	120
M27	27	240	300	270	87,0	103,6	125
M30	30	270	340	350	101,5	110,1	135

Tabelle 4.8: Vergleich berechneter minimaler Randabstände Fall 1 bzw. nach Gl. 4.42 mit gebräuchlichen Werten nach Zulassung, $k_P = 7,4$, $k_f = 0,23$, $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$

• **Fall 2: c_{min} für $s_2 \geq s_{cr,sp}$**

Für diesen Fall vereinfacht sich Gleichung 4.37 zu:

$$N_{u,sp} = N_{u,sp}^0 \cdot \left(\frac{h}{h_{cr,sp}} \right)^{1/6} \cdot 2 \quad (4.43)$$

Einsetzen von $N_{u,sp}^0$ nach Gleichung 4.6b, Ersetzen von h durch h_{min} und Zusammenfassen führt zu folgender Gleichung:

$$N_{u,sp} = 2 \cdot k_P \cdot c_{min}^{3/7} \cdot h_{min}^{1/6} \cdot (\pi \cdot d \cdot h_{ef})^{1/2} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad (4.44)$$

Gleichsetzen der Gleichungen 4.41 und 4.44 sowie Auflösen nach c_{min} liefert:

$$c_{min} = \left(\frac{T_{inst} \cdot 10^3 \cdot \gamma_{inst}}{k_P \cdot k_f \cdot d^{3/2} \cdot h_{min}^{1/6} \cdot (\pi \cdot h_{ef} \cdot f_{ck,cube})^{1/2}} \right)^{7/3} \quad (4.45)$$

In Tabelle 4.9 sind die minimalen Randabstände berechnet nach Gleichung 4.45 angegeben. Es sind die gleichen Parameter wie bei Tabelle 4.8 zugrunde gelegt. In der letzten Spalte ist das Verhältnis der für Fall 1 (Gleichung 4.42) berechneten minimalen Randabstände zu denen für Fall 2 (Gleichung 4.45) angegeben. Es zeigt sich, dass für den Fall, dass c_{min} gleich s_{min} ist, der minimale Randabstand ziemlich genau doppelt so groß sein muss, gegenüber dem Fall, dass s_2 mindestens so groß wie der charakteristische Achsabstand ist. Dies gilt für die bei diesem Beispiel angeetzten Parameter und ist nicht allgemeingültig.

Dübelgröße	d	h_{ef}	h_{min}	T_{inst}	N_{inst}	c_{min} (Gl. 4.45)	$\frac{c_{min} \text{ (Fall1)}}{c_{min} \text{ (Fall2)}}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[Nm]	[kN]	[mm]	
M8	8	80	110	10	10,9	8,8	2,12
M10	10	90	120	20	17,4	17,2	2,00
M12	12	110	140	35	25,4	25,0	1,95
M16	16	125	170	60	32,6	25,6	2,04
M20	20	170	220	125	54,4	41,1	1,98
M24	24	210	270	200	72,5	46,9	2,00
M27	27	240	300	270	87,0	51,4	2,01
M30	30	270	340	350	101,5	54,1	2,04

Tabelle 4.9: Minimale Randabstände für Fall 2 bzw. berechnet nach Gl. 4.45 und Verhältnis der minimalen Randabstände Fall 1 zu Fall 2, $k_P = 7,4$, $k_f = 0,23$, $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$

4.5 Formschlüssige Befestigungsmittel

4.5.1 Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft

Für Kopfbolzen wurde der Anstieg der Spaltkraft mit der Zugkraft auf zwei verschiedenen Wegen ermittelt. Zum einen wurde mit einer FE-Berechnung ein FEP II-Versuch (Kapitel 3.2.11) simuliert und zum anderen wurden die Spaltkräfte aus einer FE-Berechnung mit einem mittig in einer Platte angeordneten Kopfbolzen ermittelt (Abbildung 4.81). Weiterhin liegen für Kopfbolzen mit identischem Kopf- und Schaftdurchmesser Ergebnisse von FEP II-Versuchen von *Asmus (1995)* vor. Es zeigt sich, unabhängig von der Art der Ermittlung der Spaltkräfte, dass diese überproportional zur Zugkraft ansteigen. Die im Schnitt der Platte ermittelten Spaltkräfte sind ca. 25 bis 30 % höher als diejenigen, die sich bei der numerischen Simulation eines FEP II-Versuches ergeben. Dies ist dadurch zu erklären, dass sich bei einem FEP II-Versuch der Beton in den Spalt zwischen den beiden Probekörperhälften hinein ausdehnen kann. Da die Spaltkräfte aufgrund einer behinderten Möglichkeit zur Querdehnung entstehen, und die Verformungsmöglichkeit in der Platte stärker beschränkt ist, treten dort höhere Spaltkräfte auf. Die in den Versuchen von *Asmus (1995)* ermittelten Spaltkräfte sind etwas größer als sie sich in der numerischen Simulation ergeben.

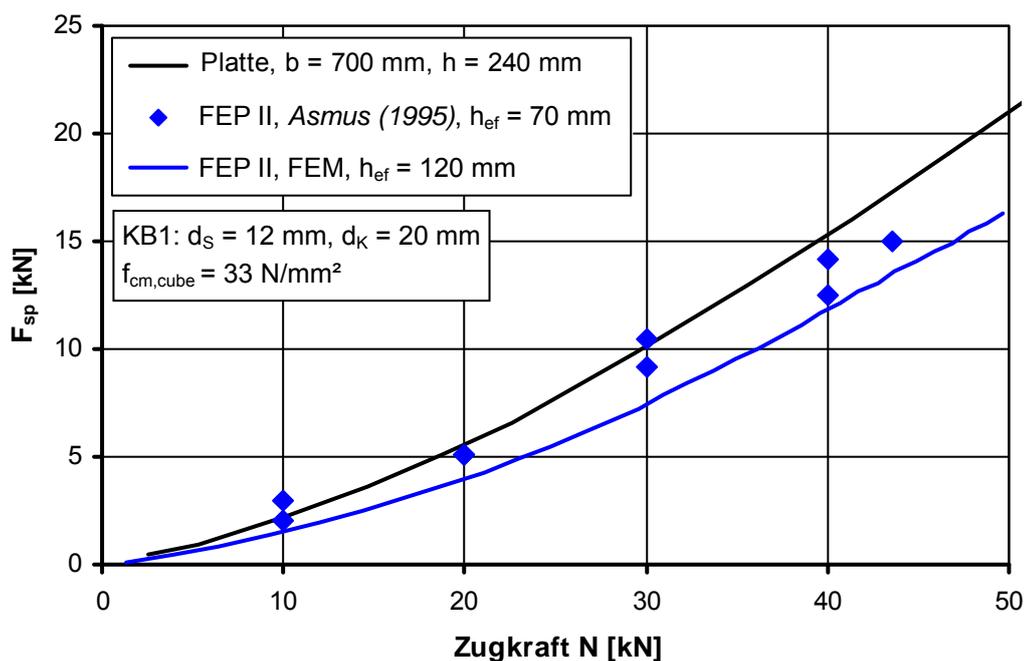


Abbildung 4.81: Anstieg der Spaltkraft mit der Zugkraft für Kopfbolzen KB1

Trägt man die Spaltkräfte über einen größeren Bereich der Zugkraft auf, so zeigt sich, dass der zunächst überproportionale Anstieg der Spaltkraft mit zunehmender Zugkraft in einen quasi linearen Anstieg übergeht (Abbildung 4.82). Dies gilt ebenso für einen Kopfbolzen mit doppelt so großem Kopf- und Schaftdurchmesser, wobei sich hier prinzipiell bei gleicher Zugkraft eine geringere Spaltkraft ergibt, und der Übergang vom parabelförmigen in den quasi linearen Anstieg erst bei einer höheren Zugkraft erfolgt.

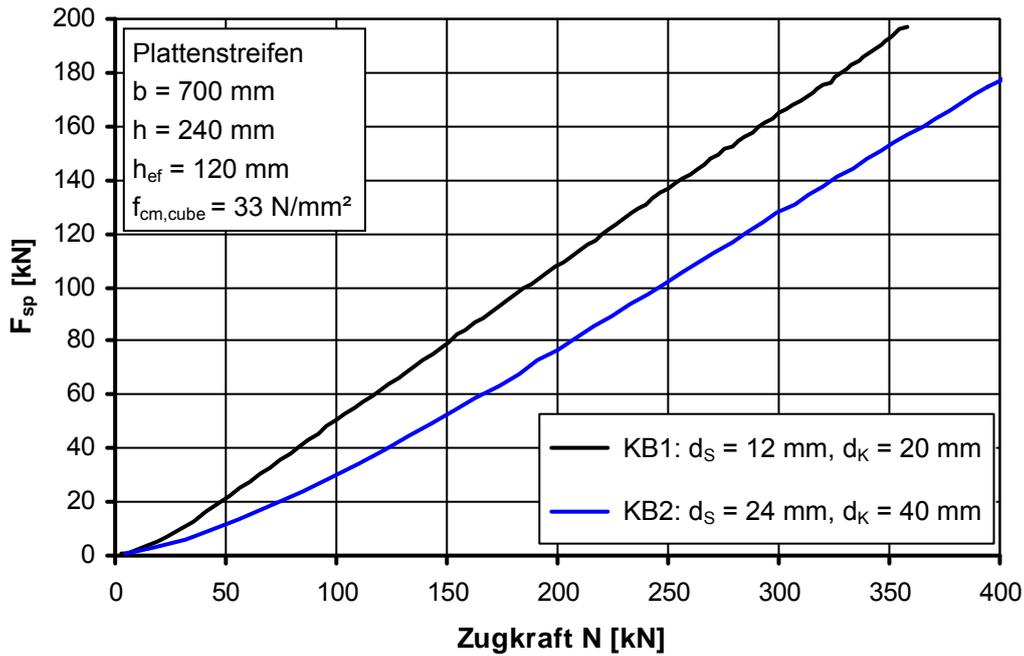


Abbildung 4.82: Anstieg der Spaltkraft mit der Zugkraft, numerisch ermittelt

Das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft steigt mit zunehmender Zugkraft zunächst deutlich an (Abbildung 4.83). Der Anstieg flacht jedoch immer mehr ab und das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft nähert sich bei weiter ansteigender Zugkraft einem in etwa konstanten Wert von ca. 0,55 für den kleineren und 0,44 für den größeren Kopfbolzen.

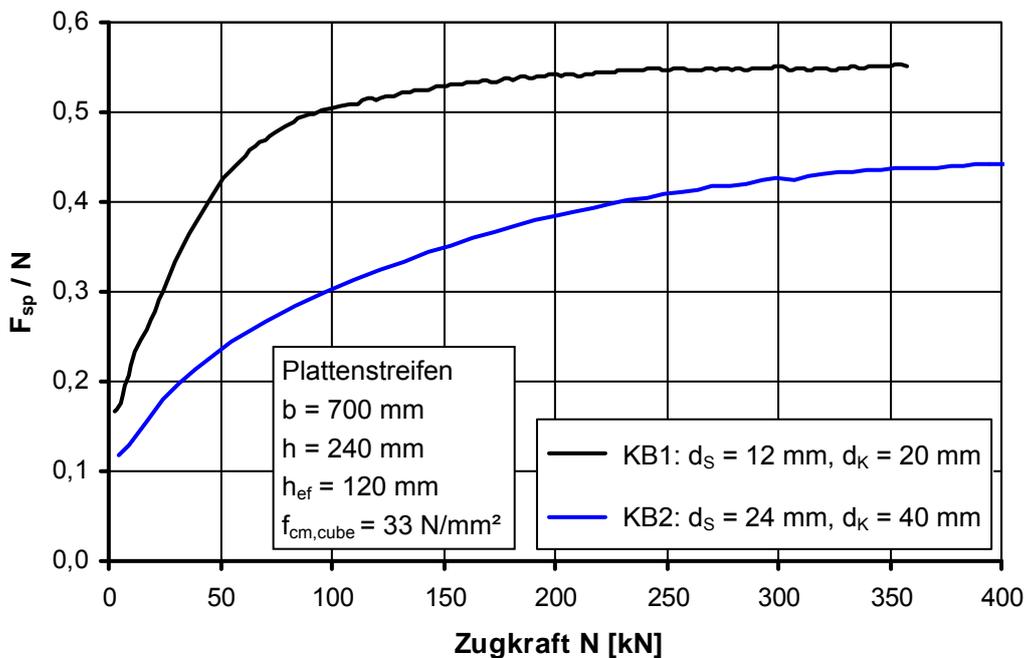


Abbildung 4.83: Verhältnis Spalt- zu Zugkraft in Abhängigkeit der Zugkraft, numerisch ermittelt

Wird das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft über der Pressung (Zugkraft bezogen auf Lasteinleitungsfläche) aufgetragen (Abbildung 4.84), so erkennt man, dass das Verhältnis ungefähr bis zu einer Pressung von 170 N/mm^2 , was ungefähr der fünffachen einaxialen Betondruckfestigkeit entspricht, für beide Kopfbolzen gleich ist. Bei höheren Pressungen ist das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft bei dem größeren Kopfbolzen geringer. Zum Vergleich ist in Abbildung 4.84 auch der Verlauf der drei in Abschnitt 2.4.2.3 vorgestellten Berechnungsmodelle eingezeichnet. Alle drei Modelle gehen davon aus, dass sich bei gleicher Pressung ein von der Lasteinleitungsfläche unabhängiges Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft einstellt, und dass dieses Verhältnis mit steigender Pressung immer weiter anwächst. Bis etwa zu einer Pressung von 400 N/mm^2 ergeben sich für die drei Modelle ähnliche Werte für das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft wie für die beiden Kopfbolzen aus der numerischen Simulation. Die beste Übereinstimmung zeigt dabei das Berechnungsmodell von *Asmus (1999)*. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass alle drei Modelle anhand von experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurden, bei denen die Pressungen nicht größer als 600 N/mm^2 waren. Das maximal aufgetretene Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft betrug dabei 0,75 (Serienmittel, s. a. Abbildung 2.6).

Eine mögliche Erklärung für den Verlauf des Anstiegs der Spaltbruchlast mit der Zugkraft ist, dass sich der Beton im Lasteinleitungsbereich zunächst elastisch verformt, wobei aufgrund der Querdehnungsbehinderung das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft stark ansteigt. Nach *Lieberum (1987)* weist Beton unter Teilflächenbelastung bis etwa zu der fünffachen einaxialen Betondruckfestigkeit ein linearelastisches Verformungsverhalten auf. Bei einer höheren Pressung beginnt dann eine Zerstörung des Zementsteingefüges. Das heißt, das Porenvolumen verringert sich (*Furche (1994)*) und der Zementstein wird „pulverisiert“. Dabei schwächt sich die Zunahme des Verhältnisses von Spalt- zu Zugkraft etwas ab. Mit zunehmender Pressung schreitet die Zerstörung des Zementsteines weiter voran, wobei in einem zunehmenden Volumen der Zementstein so weit „pulverisiert“ wird, bis er nicht mehr weiter komprimiert werden kann. Dieses Volumen erreicht in Abhängigkeit von der Größe der Lasteinleitungsfläche einen Grenzwert. Wenn dieser erreicht ist, stellt sich ein annähernd konstantes Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft ein.

Der absolute Wert des Verhältnisses Spalt- zu Zugkraft ergibt sich letztendlich einerseits aus Form und Größe des Volumens mit „pulverisierten“ bzw. plastifizierten Beton, sowie andererseits aus der inneren Reibung innerhalb des plastifizierten Betongefüges und in der Grenzschicht zu dem umgebenden nicht plastifizierten Beton.

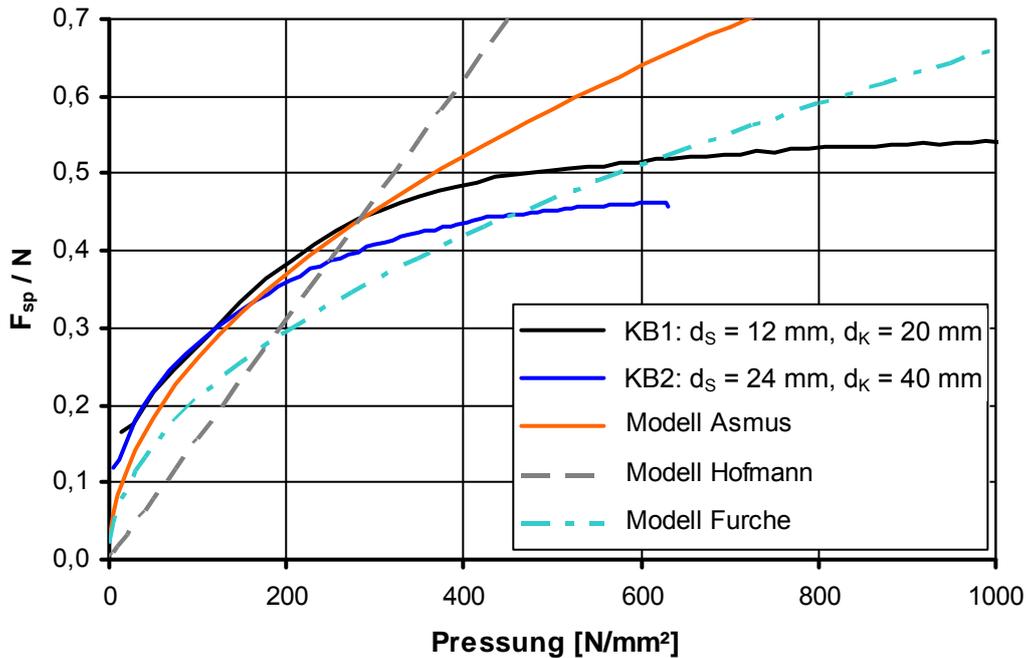


Abbildung 4.84: Verhältnis Spalt- zu Zugkraft in Abhängigkeit von der Pressung

4.5.2 Ergebnisse der FE-Studien und Entwicklung Berechnungsmodell

Analog zu der Vorgehensweise bei stoffschlüssigen Befestigungen in Kapitel 4.4 wird auch hier mittels numerischer Simulationen an einem Einzeldübel am Rand untersucht, in welcher Weise die einzelnen Einflussgrößen die Höchstlast beeinflussen. Mit Hilfe der Ergebnisse wird dann die Gleichung zur Berechnung der Bruchlast für den Grundfall des Berechnungsmodells erstellt. Die Untersuchungen erfolgen anhand eines Kopfbolzens. Dessen Modellierung ist in Abschnitt 3.3.2.2 beschrieben.

4.5.2.1 Einfluss Randabstand und Bauteildicke

Zunächst wird der Lastanstieg eines Einzeldübels mit dem Randabstand untersucht. Für einen Kopfbolzen mit einer Verankerungstiefe von 120 mm werden für eine Bauteildicke von 180 mm sowie für eine Bauteildicke größer als die charakteristische Bauteildicke für verschiedene Randabstände die Höchstlasten ermittelt. Diese sind in Abbildung 4.85 über dem Randabstand aufgetragen. Für Bauteildicken größer als die charakteristische Bauteildicke steigen die Höchstlasten praktisch linear mit dem Randabstand an. Der Anstieg bei einer Bauteildicke von 180 mm lässt sich dagegen gut durch eine Gleichung mit dem Randabstand hoch 2/3 beschreiben.

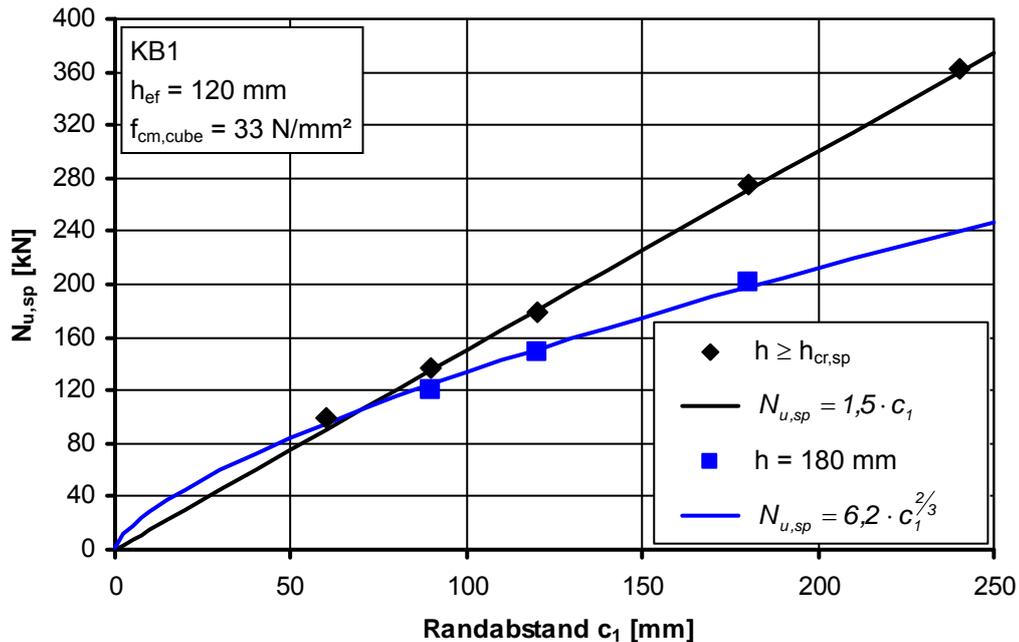


Abbildung 4.85: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit von dem Randabstand für zwei unterschiedliche Bauteildicken

Wie bereits auch bei den Verbunddübeln ist der Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand bei einer großen Bauteildicke ausgeprägter als bei einer kleiner Bauteildicke. Dies bedeutet, dass bei großer Bauteildicke bei großen Randabständen ein größerer Teil der Bauteilhöhe zur Lastaufnahme mit herangezogen wird als bei kleinen Randabständen.

Der Einfluss der Bauteildicke auf die Spaltbruchlast wurde für zwei verschiedene Randabstände untersucht (Abbildung 4.86). Dabei zeigt sich, dass ab einer bestimmten Bauteildicke eine weitere Vergrößerung dieser zu keiner Zunahme der Spaltbruchlast führt. Die Bauteilhöhe, bei der dies der Fall ist, nimmt mit dem Randabstand ab. Diese charakteristische Bauteilhöhe beträgt, wie bei den stoffschlüssigen Befestigungen auch, in etwa das 1,5-fache des Randabstandes plus die Verankerungstiefe (Gleichung 4.5). Der Anstieg der Höchstlast mit der Bauteildicke ist im Vergleich zu den stoffschlüssigen Befestigungen ausgeprägter und kann gut mit der Wurzel der Bauteildicke beschrieben werden.

Die Ergebnisse der zuvor gezeigten Untersuchungen können so zusammengefasst werden, dass die Höchstlast wie folgt von Randabstand und Bauteildicke abhängt:

$$N_{u,sp} = k_5 \cdot c_1^{2/3} \cdot (\min(h; 1,5 \cdot c_1 + h_{ef}))^{1/2} \quad (4.46)$$

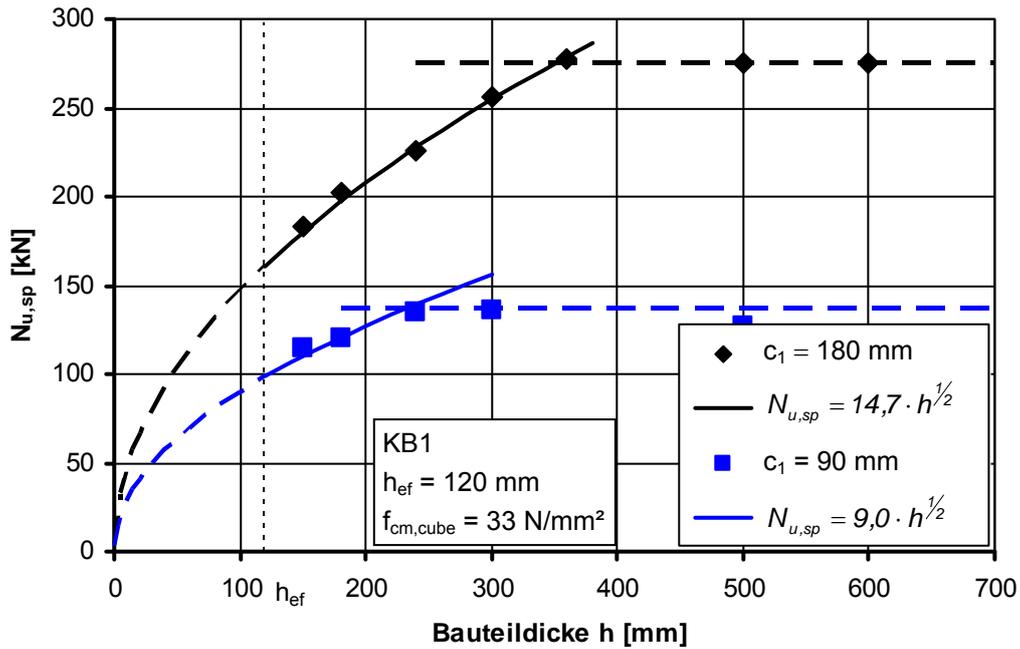


Abbildung 4.86: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit von der Bauteildicke für zwei unterschiedliche Randabstände

Nachfolgend wird der gefundene Zusammenhang anhand weiterer Anwendungsfälle überprüft. So zeigt Abbildung 4.87 für zwei verschiedene Bauteildicken den Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand. Die numerisch ermittelten Höchstlasten zeigen eine recht gute Übereinstimmung mit den nach Gleichung 4.46 berechneten Höchstlasten.

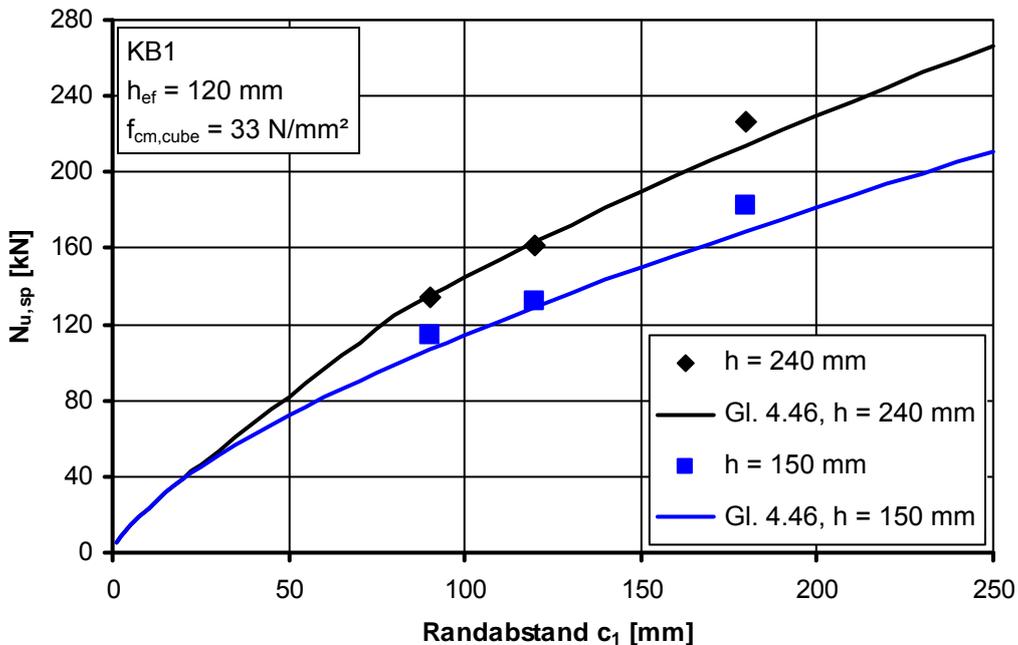


Abbildung 4.87: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit von dem Randabstand c_1 für zwei unterschiedliche Bauteildicken

In Abbildung 4.88 sind nochmals die Berechnungsergebnisse für eine Bauteildicke größer als charakteristische Bauteildicke dargestellt, die bereits in Abbildung 4.85 enthalten sind. Diesmal jedoch mit dem Berechnungsansatz nach Gleichung 4.46. Es zeigt sich, dass der nahezu lineare Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand von dem Berechnungsansatz gut abgebildet wird. Weiterhin sind in Abbildung 4.88 auch die numerisch ermittelten Höchstlasten für eine größere Verankerungstiefe dargestellt. Auch diese können ausreichend genau mit dem Berechnungsansatz nach Gleichung 4.46 beschrieben werden.

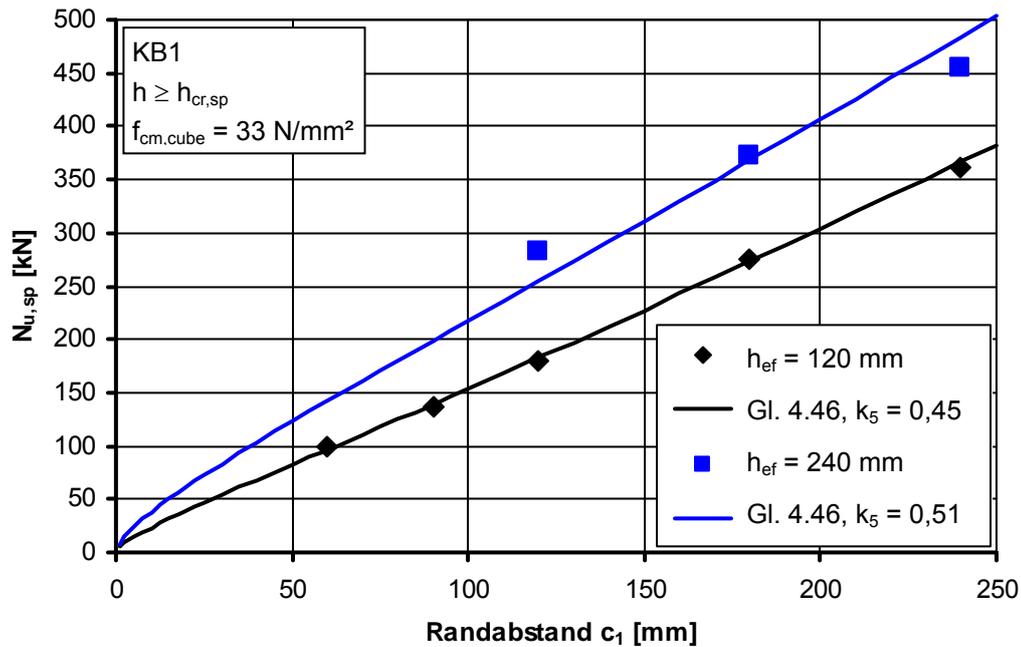


Abbildung 4.88: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit von dem Randabstand für zwei unterschiedliche Verankerungstiefen c_1

Abschließend wurde noch überprüft, ob der gefundene Zusammenhang zwischen Spaltbruchlast und Randabstand auch für einen Kopfbolzen mit größerem Kopf- und Schaftdurchmesser gültig ist (Abbildung 4.89). Dabei zeigt sich, dass auch dort die numerisch ermittelten Höchstlasten sehr zutreffend durch den Zusammenhang zwischen Spaltbruchlast und Randabstand nach Gleichung 4.46 beschrieben werden.

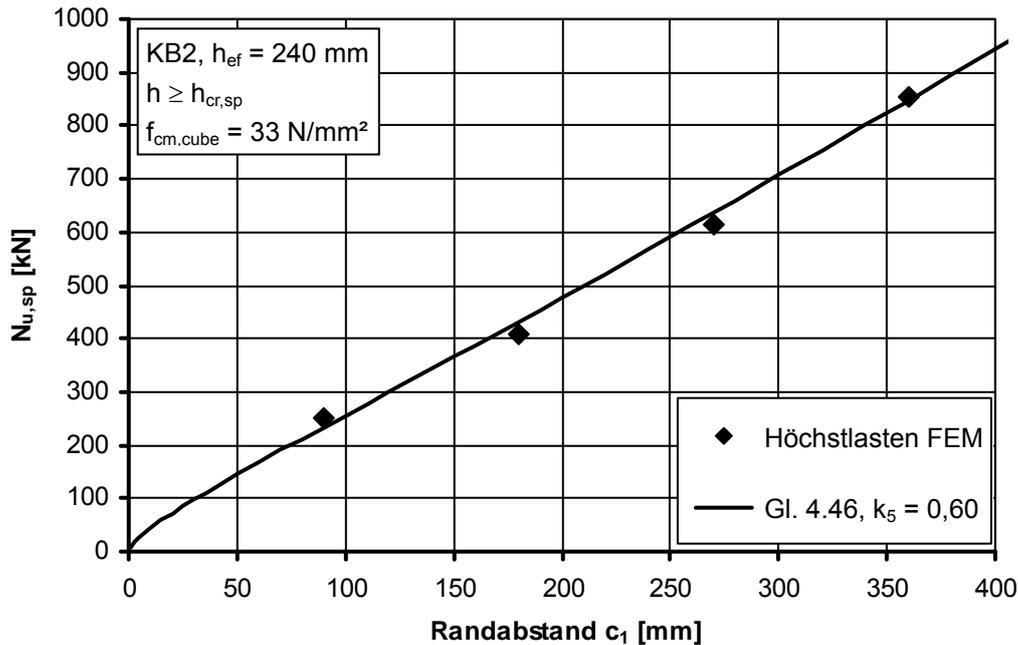


Abbildung 4.89: Numerisch ermittelte Höchstlasten für Kopfbolzen KB2 in Abhängigkeit von dem Randabstand c_1

4.5.2.2 Einfluss Verankerungstiefe

Mit ansteigender Verankerungstiefe vergrößert sich die charakteristische Bauteildicke und mit dieser die Höchstlast bei Spaltversagen. Die in Abbildung 4.88 dargestellten Berechnungsergebnisse zeigen, dass für eine größere Verankerungstiefe in Gleichung 4.46 ein größerer Faktor k_5 gewählt werden muss, um die Berechnungsergebnisse korrekt zu beschreiben. Das weist darauf hin, dass die Verankerungstiefe einen über die Vergrößerung der charakteristischen Bauteildicke hinausgehenden Einfluss auf die Höchstlasten hat.

Wenn sich mit der Bauteilhöhe auch die Verankerungstiefe erhöht, so zeigt sich ein stärkerer Anstieg der Bruchlasten als bei alleiniger Vergrößerung der Bauteildicke. Abbildung 4.90 zeigt dies anhand eines Vergleichs von einem Kopfbolzen mit konstanter Verankerungstiefe mit einem Kopfbolzen, bei dem die Verankerungstiefe immer 60 mm geringer ist als die Bauteildicke. Die Bauteildicke ist bei diesem Vergleich immer kleiner als die charakteristische Bauteildicke.

Dieser Effekt kann in dem Berechnungsmodell dadurch berücksichtigt werden, dass neben der charakteristischen Bauteildicke die Verankerungstiefe nochmals separat mit einer Potenz von $1/3$ in die Grundgleichung eingeht (Gleichung 4.47).

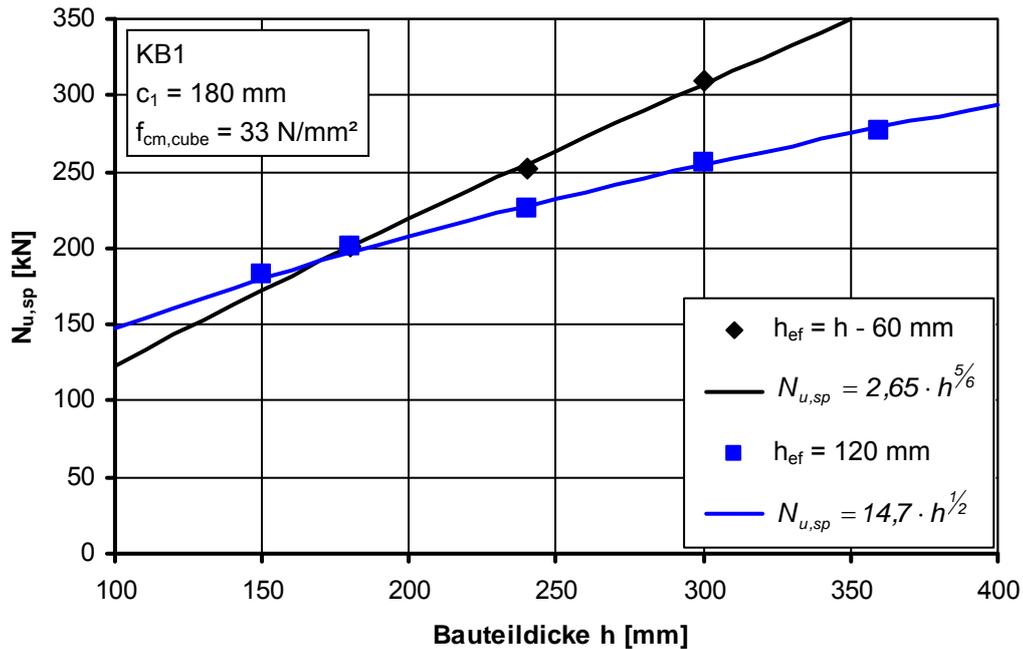


Abbildung 4.90: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit von der Bauteildicke

Abbildung 4.91 zeigt den Anstieg der Höchstlasten mit der Verankerungstiefe. Die Höchstlasten wurden einmal für eine Bauteildicke, die 300 mm größer ist als die jeweilige Verankerungstiefe und damit größer als die charakteristische Bauteildicke, und einmal für eine Bauteildicke, die 30 mm größer ist als die Verankerungstiefe. In beiden Fällen lässt sich der Anstieg recht zutreffend durch Gleichung 4.47 beschreiben.

$$N_{u,sp} = k_6 \cdot h_{ef}^{1/3} \cdot (\min(h; 1,5 \cdot c_1 + h_{ef}))^{1/2} \quad (4.47)$$

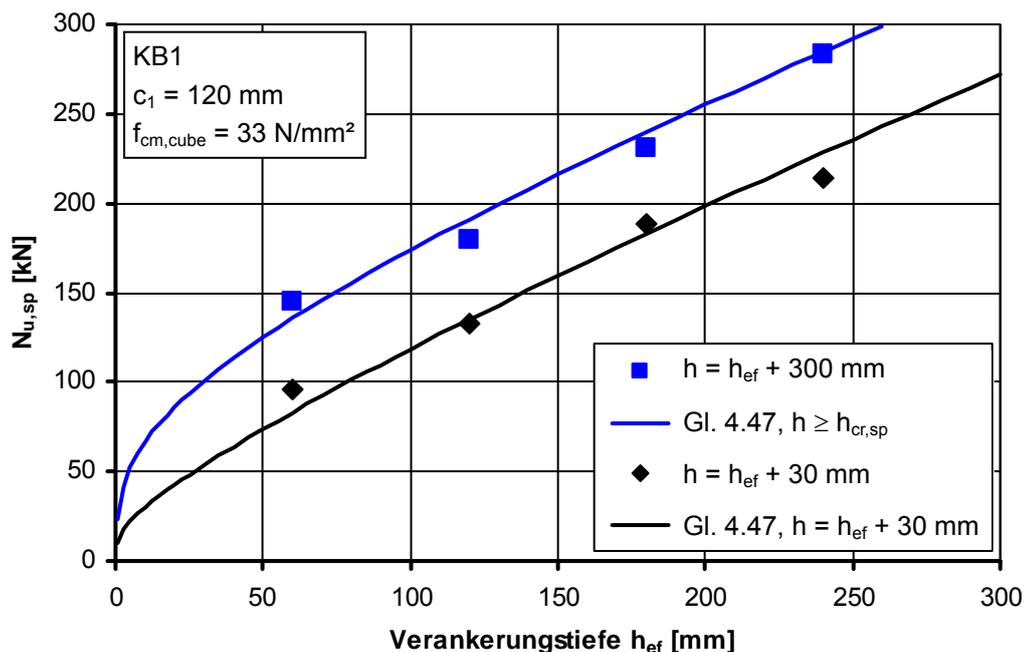


Abbildung 4.91: Numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

4.5.2.3 Einfluss Lasteinleitungsfläche

Im Rahmen dieser Arbeit beschränken sich die Untersuchungen auf Lasteinleitungsflächen senkrecht zur Dübelachse. Der Einfluss einer eventuellen Neigung der Lasteinleitungsfläche wurde nicht untersucht. Es wird auf die diesbezüglichen Untersuchungen von *Asmus (1999)* verwiesen.

Abbildung 4.92 zeigt den Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft für Kopfbolzen mit drei unterschiedlich großen Kopfdurchmessern. Dieser wurde jeweils an Plattenstreifen mit einer Breite von 700 mm und einer Höhe von 240 mm ermittelt. Es zeigt sich, dass bei gleicher Zugkraft die Spaltkraft umso größer ist je kleiner der Kopfdurchmesser ist. Die Kopfbolzen KB2 und KB3 haben den gleichen Kopfdurchmesser, jedoch unterschiedliche Schaftdurchmesser von 24 mm und 12 mm. Somit beträgt die Lasteinleitungsfläche von 804 mm² bzw. 1144 mm². Trotzdem ist der Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft für beide Kopfbolzen identisch. Der Kopfbolzen KB5 weist eine gleich große Lasteinleitungsfläche wie KB2 auf. Dennoch ist bei gleicher Zugkraft die Spaltkraft bei KB2 kleiner. KB2 hat einen größeren Kopf- und Schaftdurchmesser. Das bedeutet, dass der Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft nicht von der (netto) Aufstands- bzw. Lasteinleitungsfläche sondern von dem Kopfdurchmesser abhängt. Dieser bestimmt die Größe des kugelförmigen Volumens mit Druckspannungen (Abschnitt 4.1, Abbildung 4.8). Die Höhe der Druckspannungen, und damit auch die der Spaltkraft, hängen wiederum von der Größe dieses Volumens ab.

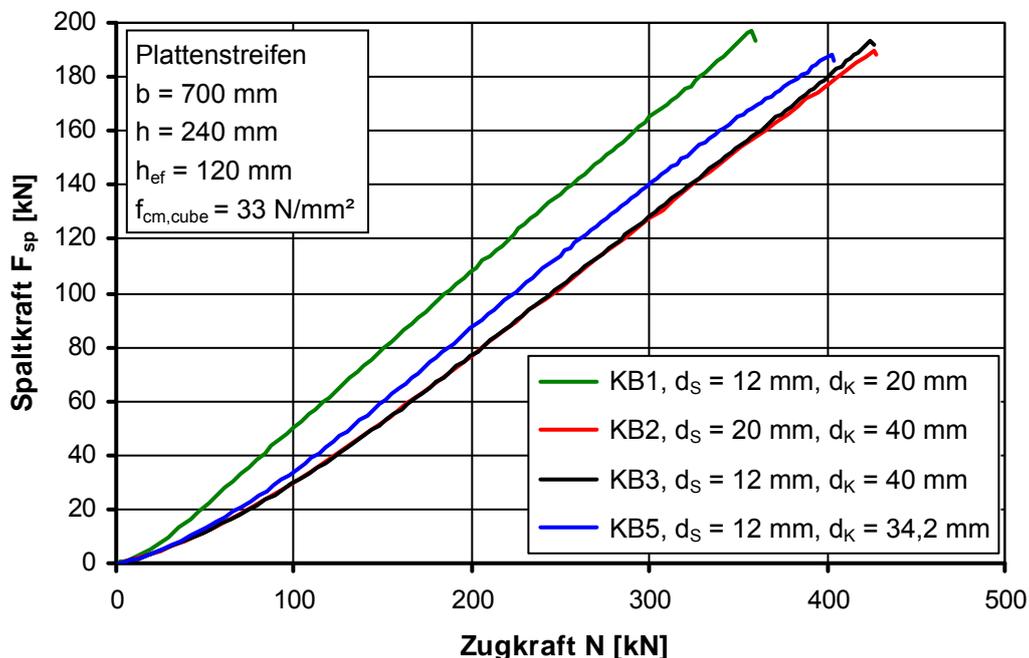


Abbildung 4.92: Zusammenhang Spaltkraft mit Zugkraft für verschiedene Kopfdurchmesser

Wenn man davon ausgeht, dass bei einer bestimmten Anwendung die Spaltkraft bei Höchstlast unabhängig von den Abmessungen des Befestigungsmittels ist, so führt dies dazu, dass je geringer die Spaltkraft eines Befestigungsmittels im Verhältnis zur Zugkraft ist, umso größer ist die Höchstlast. Um dies zu überprüfen wurden für zwei

unterschiedliche Randabstände numerische Simulationen mit unterschiedlich großen Kopfbolzen durchgeführt. Der Schaftdurchmesser betrug bis auf eine Ausnahme immer 12 mm. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4.93 dargestellt. Die Höchstlasten steigen mit dem Kopfdurchmesser an. Der Anstieg lässt sich gut durch eine Gleichung beschreiben, in die der Kopfdurchmesser mit einer Potenz von $1/3$ eingeht. Für einen Kopfdurchmesser von 40 mm wurde zusätzlich eine Berechnung mit einem Schaftdurchmesser von 24 mm durchgeführt. Trotz einer etwa 30 % kleineren Lasteinleitungsfläche ist die Höchstlast nur geringfügig kleiner als diejenige bei einem Schaftdurchmesser von 12 mm.

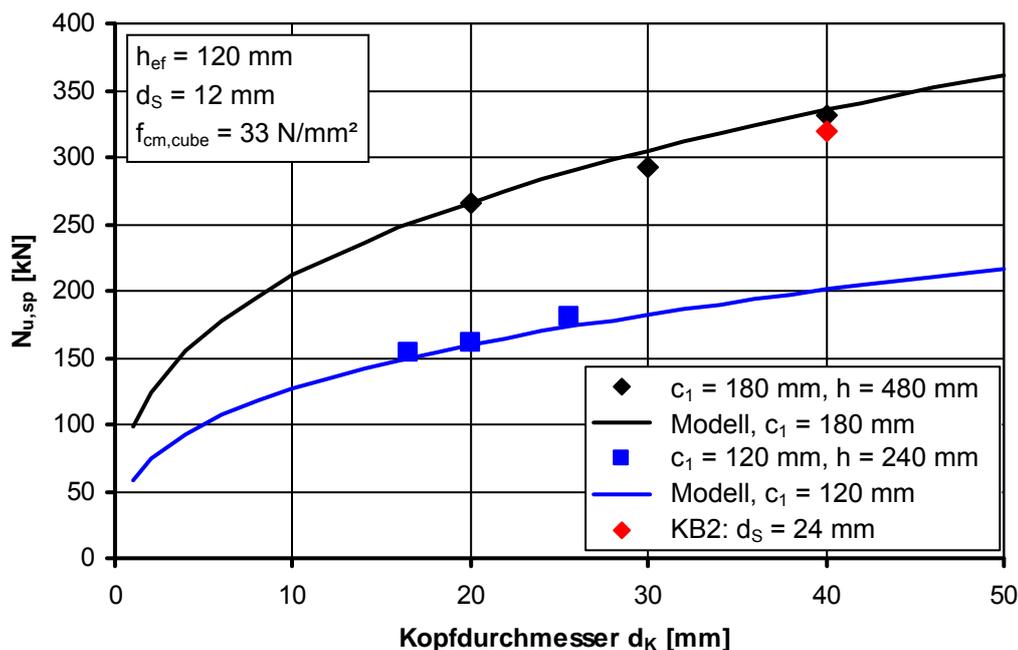


Abbildung 4.93: Höchstlast eines einzelnen Kopfbolzen am Rand in Abhängigkeit vom Kopfdurchmesser d_K für 2 verschiedene Randabstände

Der Anstieg der Spaltkraft mit der Zugkraft für die vier Berechnungen mit einem Randabstand von 180 mm ist in Abbildung 4.94 dargestellt. Auch hier ist bei gleicher Zugkraft die Spaltkraft umso geringer, desto größer der Kopfdurchmesser ist. Die Spaltkraft bei Höchstlast ist für alle Kopfdurchmesser in etwa gleich groß. Somit bestätigt sich die Annahme, dass die Spaltkraft bei Höchstlast unabhängig von den Abmessungen des Kopfbolzens bzw. Befestigungsmittels ist.

Abbildung 4.95 zeigt das Verhältnis der Zugkraft von Kopfbolzen KB3 zu der Zugkraft von Kopfbolzen KB1 in Abhängigkeit von der Spaltkraft. Der Kopfdurchmesser von Kopfbolzen KB3 ist doppelt so groß wie der von Kopfbolzen KB1. Bei gleicher Zugkraft ruft der Kopfbolzen KB3 daher eine geringere Spaltkraft hervor als der Kopfbolzen KB1. Das bedeutet, dass für eine bestimmte Spaltkraft die Zugkraft von Kopfbolzen KB3 größer ist als die von Kopfbolzen KB1. Der Faktor, um den die Zugkraft von KB3 gegenüber KB1 größer ist, ist jedoch nicht konstant. Wie in Abbildung 4.95 zu erkennen ist, nimmt das Verhältnis mit zunehmender Spaltkraft ab. Dies liegt am Verlauf des Anstiegs der Spaltkraft mit der Zugkraft. Er beginnt zunächst in etwa parabelförmig und geht dann in einen näherungsweise linearen Anstieg über. Die

Zug- und auch die Spaltkraft bei diesem Übergang ist umso größer, desto größer der Kopfdurchmesser ist (Abbildung 4.94).

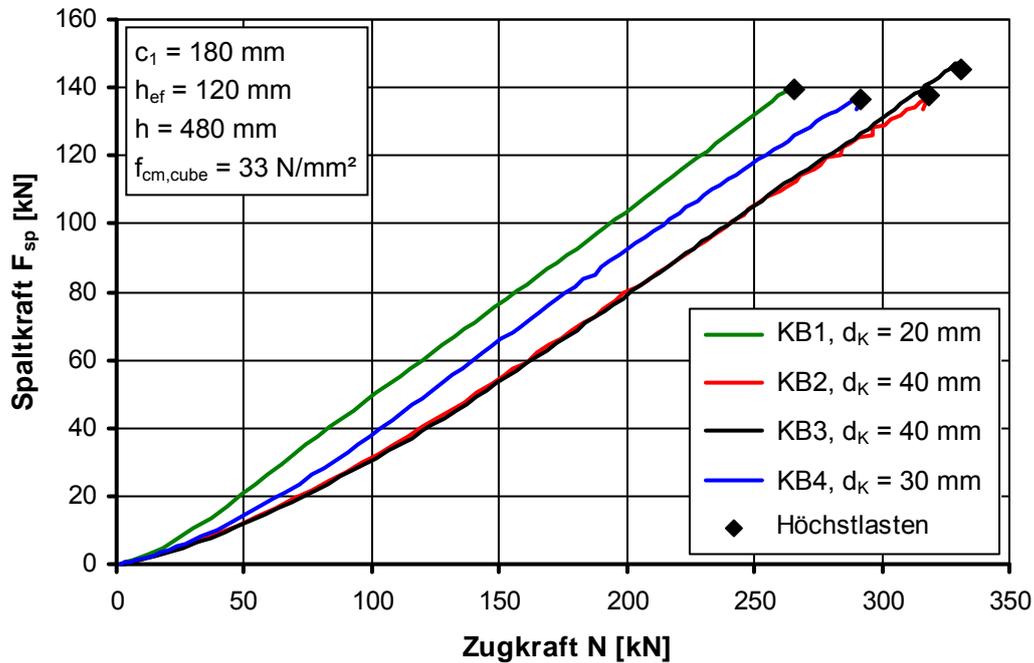


Abbildung 4.94: Zusammenhang Spaltkraft mit Zugkraft für verschiedene Kopfdurchmesser

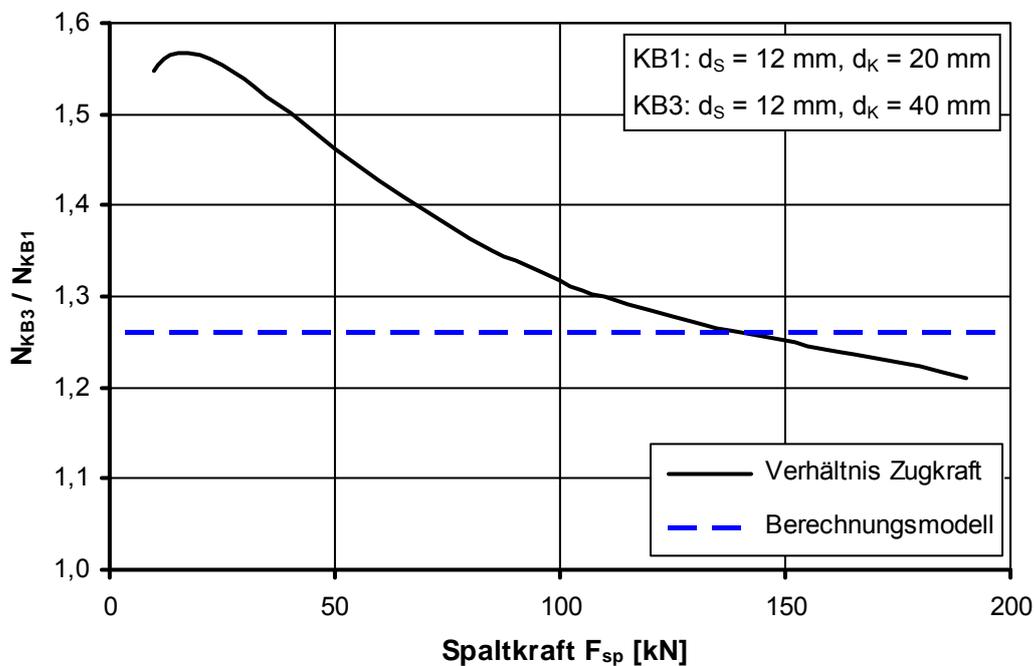


Abbildung 4.95: Verhältnis Zugkraft Kopfbolzen KB3 zu KB1 in Abhängigkeit von der Spaltkraft

Der Ansatz im Berechnungsmodell, bei dem der Kopfdurchmesser mit einer Potenz von $1/3$ eingeht, unterstellt jedoch, dass die Höchstlast, unabhängig von der Spalt-

kraft bei Höchstlast, bei einem größerem Kopfdurchmesser immer um einen konstanten Faktor größer ist. Dieser Faktor beträgt bei zweifachem Kopfdurchmesser 1,26. Er ist in Abbildung 4.95 als horizontale Linie dargestellt, da er von der Spaltkraft unabhängig ist. Gemäß der in Abbildung 4.95 dargestellten Auswertung ist bei Anwendungen, die bei relativ geringer Spaltkraft ihre Höchstlast erreichen (z. B. Befestigungen mit sehr kleinem Randabstand), jedoch ein größerer Unterschied bei den Höchstlasten zu erwarten, als nach dem im Berechnungsmodell gewählten Ansatz. Ist dagegen die Spaltkraft bei Höchstlast sehr groß, so kann der Einfluss des Kopfdurchmessers auf die Höchstlast auch geringer sein als nach dem Berechnungsmodell.

Insgesamt bleibt festzustellen, dass der komplexe Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche von dem gewählten Ansatz nur stark vereinfacht berücksichtigt wird. Für eine genauere Berücksichtigung der Lasteinleitungsfläche im Berechnungsmodell wären detailliertere Untersuchungen erforderlich. Überdies lässt sich der komplexe Einfluss auch nur mit einem entsprechend komplexen Ansatz im Berechnungsmodell berücksichtigen, was dann die Handhabung des Berechnungsmodells erschwert.

4.5.2.4 Produkteinfluss

Die zuvor beschriebenen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Größe der Lasteinleitungsfläche einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Höhe der Spaltbruchlast hat. Auch die Neigung der Lasteinleitungsfläche gegenüber der Dübelachse hat gemäß *Asmus (1999)* einen Einfluss auf die Spaltbruchlast. Bei Kopfbolzen können Größe und Neigung der Lasteinleitungsfläche variieren.

Bei Hinterschnittdübeln gibt es verschiedene Methoden, mit denen der Hinterschnitt hergestellt wird. Dadurch unterscheiden sich dann auch Form, Neigung und Größe der Lasteinleitungsfläche. Im Gegensatz zu Kopfbolzen weisen Hinterschnittdübel aufgrund der nachträglichen Montage einen Ringspalt auf. Dieser erlaubt dem Beton in der unmittelbaren Nähe des Dübels eine gewisse Verformung bis er sich gegen den Dübel abstützen kann. Dies verändert vermutlich auch die Entstehung der Spaltkraft gegenüber einem Kopfbolzen. Außerdem kann bei einigen Hinterschnittdübeln mit zunehmender Zugkraft der Konus weiter in die Hülsensegmente hineingezogen werden. Dadurch werden Spreizkräfte und somit ein teilweise reibschlüssiger Tragmechanismus hervorgerufen. Dies hat einen Einfluss auf die Höhe der auftretenden Spaltkräfte und dementsprechend auch auf die Höchstlast.

Insgesamt sind die Zusammenhänge hinsichtlich der Entstehung der Spaltkraft bei Hinterschnittdübeln komplexer als bei Kopfbolzen. Die gesamten Einflüsse auf die Höhe der entstehenden Spaltkraft von Hinterschnittdübeln können nicht in dem Modell berücksichtigt werden. Vielmehr ist es sinnvoll, für jedes Produkt im Zulassungsverfahren einen Produktfaktor zu ermitteln, der das jeweilige Verhalten im Berechnungsmodell dann zusammenfassend berücksichtigt.

Weiterhin wird für das Modell vorausgesetzt, dass der wesentliche Teil der am Dübel angreifenden Zugkraft am Ende der Verankerungstiefe in den Beton eingeleitet wird. Sofern dies nicht der Fall ist und ein nennenswerter Anteil der Kraft auch über Reibung oder Adhäsion entlang des Schaftes übertragen wird, können abweichende

Spaltbruchlasten auftreten und sich auch andere funktionale Zusammenhänge zwischen Spaltbruchlast und einzelnen Einflussgrößen einstellen. Als Beispiel seien hier Kopfbolzen mit geripptem Schaft genannt.

4.5.2.5 Einfluss Betondruckfestigkeit

Es wurden FE-Berechnungen mit einer konstanten Geometrie durchgeführt, bei denen die Betondruckfestigkeit variiert wurde. In Abbildung 4.96 ist für vier verschiedene Betondruckfestigkeiten der Anstieg der Spaltkraft in Abhängigkeit von der am Kopfbolzen angreifenden Zugkraft dargestellt. Bei gleicher Zugkraft nimmt die Spaltkraft mit der Betondruckfestigkeit geringfügig ab. Die Höchstlast und die dazu gehörende Spaltkraft steigen im gleichen Maße mit der Betondruckfestigkeit an. Dies ist daran zu erkennen, dass sich die jeweiligen Höchstlasten und die zugehörige Spaltkraft auf einer Geraden befinden. Das bedeutet, dass nicht nur die maximale Spaltkraft sondern auch die Höchstlast proportional zur Betonzugtragfähigkeit ist. Diese wird daher in dem Berechnungsmodell über die Wurzel der Betondruckfestigkeit berücksichtigt, wie es auch bei Verbunddübeln (Abschnitt 4.4.2.5) sowie bei anderen Versagensarten wie kegelförmiger Betonausbruch (Abschnitt 2.4.1.1) und Betonkantenbruch der Fall ist.

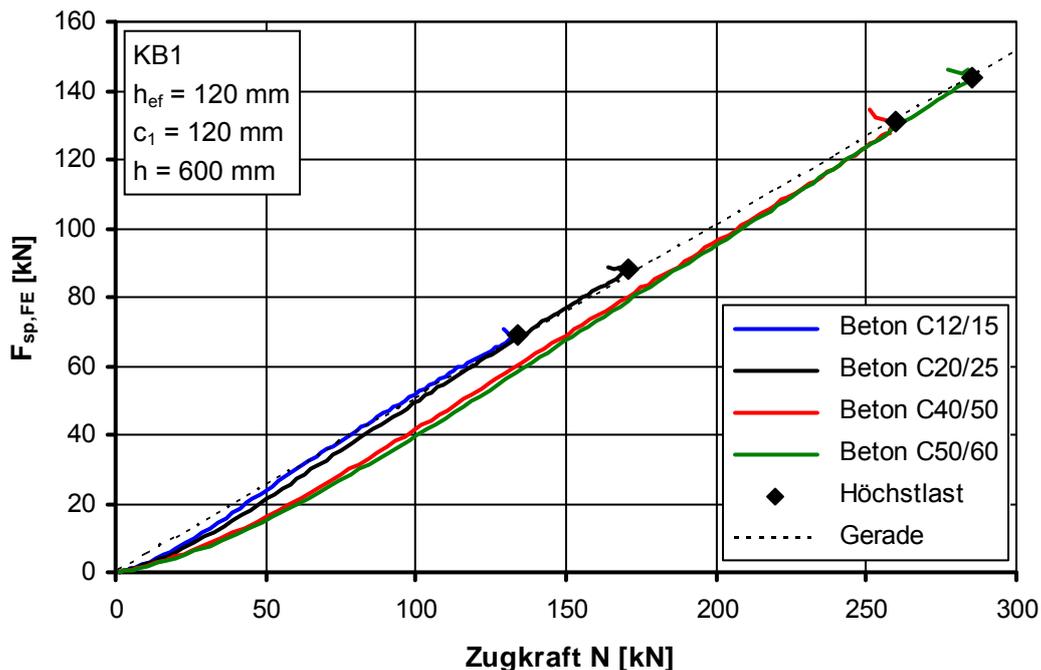


Abbildung 4.96: Numerisch ermittelte Höchstlasten und Spaltkräfte für Kopfbolzen KB1 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit

4.5.2.6 Grundgleichung für Einzeldübel am Rand

Die Höchstlast für den Grundfall des Einzeldübel am Rand mit einer Bauteildicke größer als die charakteristische Bauteildicke kann für formschlüssige Befestigungsmittel mit Gleichung 4.48a berechnet werden. Gleichung 4.48a berücksichtigt die einzelnen Einflussgrößen so, wie es die zuvor beschriebenen Untersuchungen erge-

ben haben. Der komplexe Einfluss der geometrischen Eigenschaften der Lasteinleitungsfläche, insbesondere im Hinblick auf Hinterschnittdübel, wird durch einen Produktfaktor, der experimentell zu ermitteln ist, berücksichtigt.

$$N_{u,sp}^0 = k_{P,a} \cdot c_1 \cdot h_{ef}^{1/2} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad (4.48a)$$

Alternativ kann wie bei Verbunddübeln (Abschnitt 4.4.2.7) die charakteristische Bauteildicke in die Grundgleichung eingesetzt werden (Gleichung 4.48b). Der Einfluss von Randabstand (Abschnitt 4.5.2.1) und Verankerungstiefe (Abschnitt 4.5.2.2) sind dann so zu berücksichtigen, wie er sich für kleine Bauteildicken gezeigt hat. Der absolute Wert des Produktfaktors unterscheidet sich zwischen den Gleichungen 4.48a und 4.48b. Sofern die Einflussgrößen in den für formschlüssige Befestigungsmittel üblichen Bereichen variiert werden, berücksichtigen die Gleichungen 4.48a und 4.48b die Einflussgrößen in praktisch identischer Weise. Sie sind jedoch nicht mathematisch ineinander überführbar.

$$N_{u,sp}^0 = k_{P,b} \cdot c_1^{2/3} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/2} \cdot h_{ef}^{1/3} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad (4.49b)$$

Für Kopfbolzen mit einer Lasteinleitungsfläche senkrecht zum Schaft kann der Produktfaktor $k_{P,b}$ näherungsweise wie folgt angegeben werden:

$$k_{P,b} = 5,5 \cdot d_K^{1/3} \quad (4.50)$$

4.5.2.7 Charakteristischer Randabstand

Zur Bestimmung des charakteristischen Randabstandes wurden zunächst für drei verschiedene Randabstände c_1 numerische Simulationen mit einem einzelnen Kopfbolzen in der Ecke durchgeführt, bei denen der Randabstand c_2 variiert wurde. Die jeweiligen berechneten Höchstlasten sind in Abbildung 4.97 dargestellt. Der charakteristische Randabstand, bei dem die Höchstlast eines Einzeldübel am Rand erreicht wird, ist umso größer, desto größer der Randabstand c_1 ist. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen, wenn man unterstellt, dass der charakteristische Randabstand mit dem Randabstand c_1 hoch einer Potenz von $2/3$ ansteigt. Der sich damit ergebende Verlauf des Berechnungsmodells ist für die einzelnen Randabstände c_1 in Abbildung 4.97 dargestellt.

Die Berechnungen mit einem Randabstand c_1 von 180 mm wurden zusätzlich mit einem doppelt so großen Kopfdurchmesser durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse für beide untersuchten Kopfgrößen zeigt Abbildung 4.98. Es ist zu erkennen, dass die Höchstlasten des Kopfbolzens mit dem größeren Kopfdurchmesser erst bei einem größeren Randabstand c_2 die Höchstlast eines einzelnen Kopfbolzens am Rand erreichen als der Kopfbolzen mit dem kleineren Kopf. Für das Berechnungsmodell wurde angenommen, dass der charakteristische Randabstand mit dem Kopfdurchmesser hoch einer Potenz von $1/3$ ansteigt. Wiederum ist der sich damit ergebende Verlauf des Berechnungsmodells in Abbildung 4.98 dargestellt. Dieser zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen.

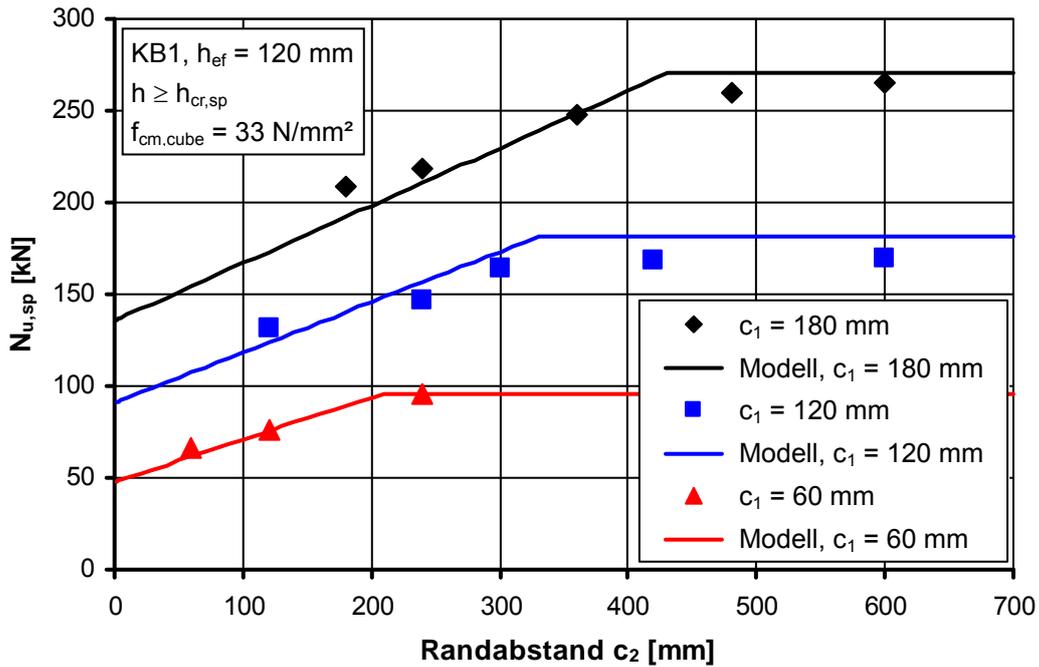


Abbildung 4.97: Einzellübel in der Ecke, numerisch ermittelte Höchstlasten für Kopfbolzen KB1 in Abhängigkeit vom Randabstand c_2 für verschiedene Randabstände c_1

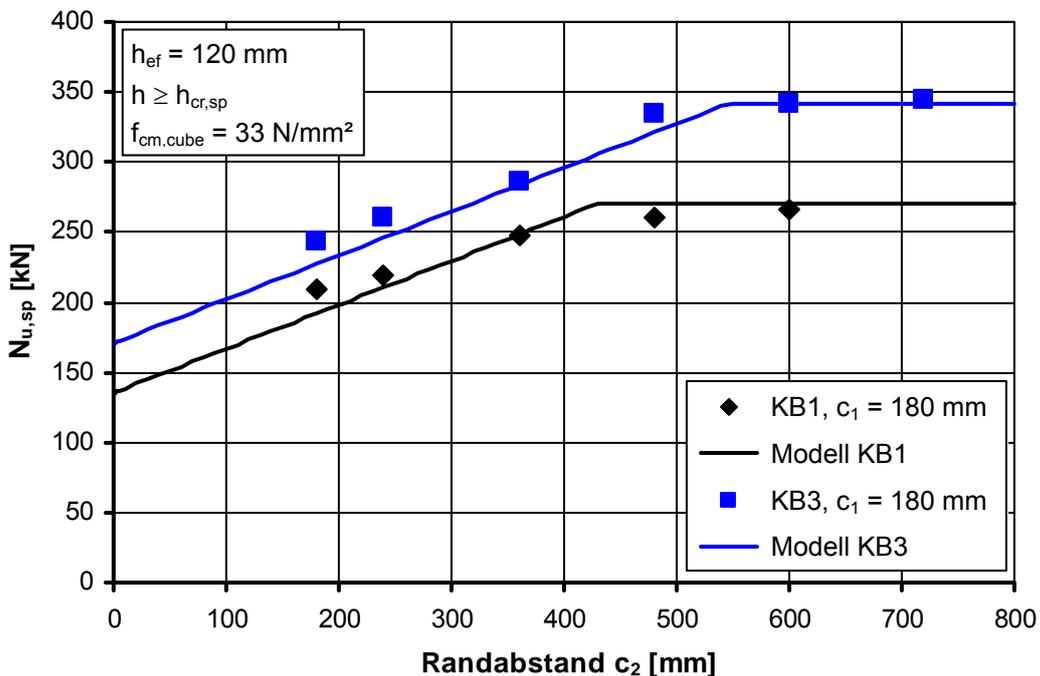


Abbildung 4.98: Einzellübel in der Ecke, numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit vom Randabstand c_2 für verschieden große Kopfbolzen, $h_{ef} = 120 \text{ mm}$

Um zu überprüfen, ob die Verankerungstiefe einen Einfluss auf den charakteristischen Randabstand hat, wurden die FE-Berechnungen für einen Randabstand c_1 von 180 mm mit einer doppelt so großen Verankerungstiefe wiederholt. Dies geschah für zwei unterschiedlich große Kopfbolzen. Abbildung 4.99 zeigt in Abhängigkeit von

Randabstand c_2 die auf die Höchstlast eines einzelnen Kopfbolzens am Rand bezogenen Berechnungsergebnisse. Der Verlauf des Berechnungsmodells, mit den an der kleineren Verankerungstiefe ermittelten charakteristischen Randabständen, stimmt auch gut mit den Berechnungsergebnissen der größeren Verankerungstiefe überein. Das bedeutet, dass die Verankerungstiefe keinen nennenswerten Einfluss auf den charakteristischen Randabstand hat.

Wie bei Verbunddübeln (Abschnitt 4.4.2.8) hängt auch bei formschlüssigen Befestigungsmitteln der charakteristische Randabstand von dem Randabstand c_1 und von dem Durchmesser des Befestigungsmittels ab. Anders als bei den Verbunddübeln ist hier jedoch der Einfluss des Randabstandes c_1 auf den charakteristischen Randabstand größer als der Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels. Der Grund dafür ist vermutlich, dass die Höchstlast von formschlüssigen Befestigungsmitteln mit dem Randabstand c_1 stärker und mit dem Durchmesser weniger stark als die Höchstlast von Verbunddübeln ansteigt. Dadurch wächst die Abmessung des Spannungsfeldes mit dem Randabstand c_1 stärker und mit dem Durchmesser weniger stark als bei Verbunddübeln an. Wie in Abschnitt 4.4.2.8 erläutert, ist der Durchmesser des von dem Befestigungsmittel hervorgerufenen Spannungsfeldes entscheidend für die Größe des charakteristischen Randabstandes.

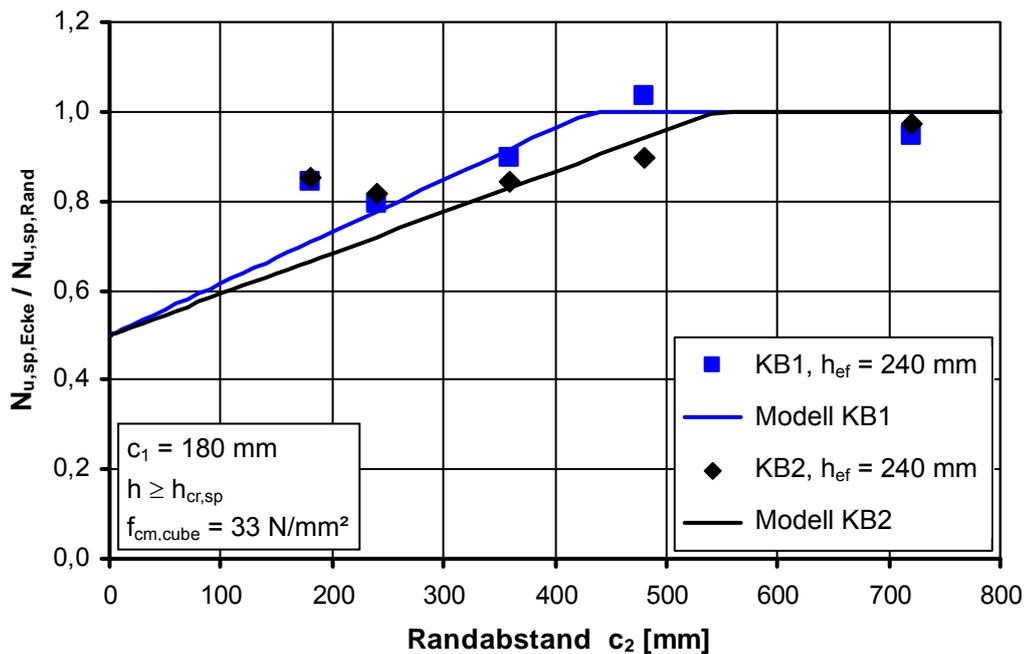


Abbildung 4.99: Einzeldübel in der Ecke, numerisch ermittelte Höchstlasten in Abhängigkeit vom Randabstand c_2 für verschieden große Kopfbolzen, $h_{ef} = 240$ mm

Der charakteristische Randabstand für formschlüssige Befestigungsmittel ergibt sich anhand der in diesem Abschnitt vorgestellten Untersuchungen zu:

$$c_{cr,sp,FS} = 5 \cdot c_1^{2/3} \cdot d_K^{1/3} \quad (4.51)$$

4.5.2.8 Charakteristischer Achsabstand

Die gegenseitige Beeinflussung mehrerer parallel zum Rand angeordneter Kopfbolzen wird anhand von numerischen Simulationen mit einer Zweiergruppe parallel zum Rand untersucht. Ziel ist es, den für das Berechnungsmodell benötigten charakteristischen Achsabstand zu ermitteln. Abbildung 4.100 zeigt die Höchstlasten einer Zweiergruppe in Abhängigkeit von dem Achsabstand s_2 . Es wurden zwei unterschiedliche Randabstände c_1 untersucht. Bei einem Randabstand von 60 mm wird die zweifache Höchstlast eines Einzeldübels am Rand bereits bei ungefähr 180 mm erreicht. Dagegen ist bei einem Randabstand von 180 mm ein Achsabstand von circa 420 mm erforderlich. In dem Berechnungsmodell kann dies berücksichtigt werden, indem der Randabstand c_1 in den charakteristischen Achsabstand mit einer Potenz von $\frac{3}{4}$ eingeht.

Anhand Abbildung 4.101 ist zu erkennen, dass auch der Kopfdurchmesser des Kopfbolzens einen gewissen Einfluss auf die Größe des charakteristischen Achsabstandes hat. So benötigt bei einem Randabstand von 180 mm der Kopfbolzen KB3 mit einem Kopfdurchmesser von 40 mm einen Achsabstand von knapp 500 mm gegenüber den circa 420 mm des Kopfbolzens KB1 mit einem Kopfdurchmesser von 20 mm, um die zweifache Höchstlast eines Einzeldübels am Rand zu erreichen. In dem Berechnungsmodell kann dies berücksichtigt werden, indem der Kopfdurchmesser d_K in den charakteristischen Achsabstand mit einer Potenz von $\frac{1}{4}$ eingeht.

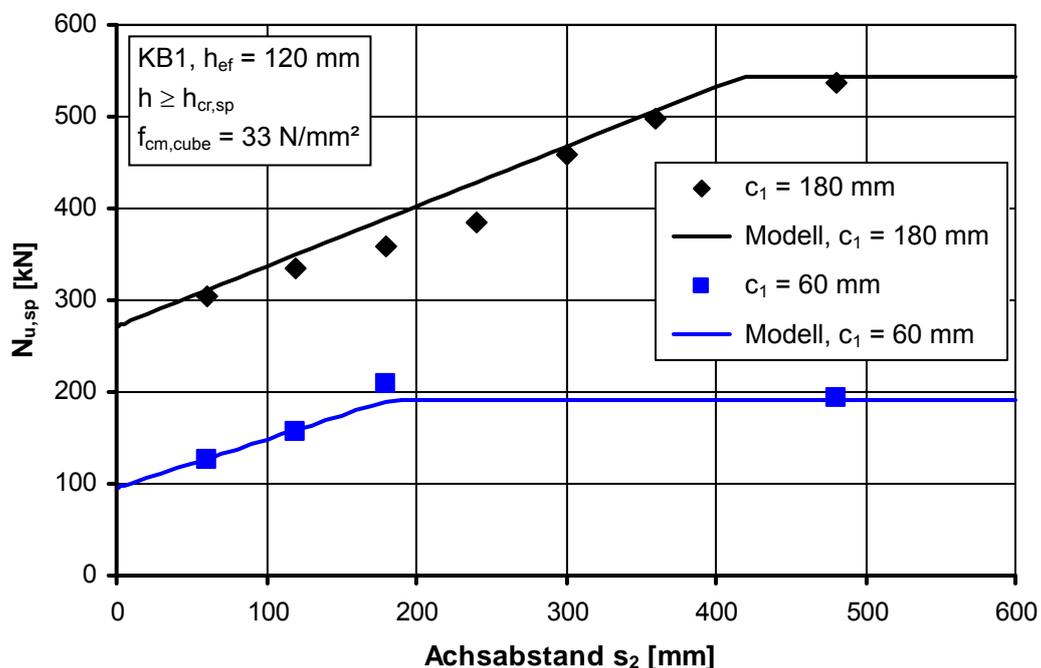


Abbildung 4.100: Numerisch ermittelte Höchstlasten für 2er-Gruppe parallel zum Rand in Abhängigkeit vom Achsabstand s_2 , verschiedene Randabstände c_1

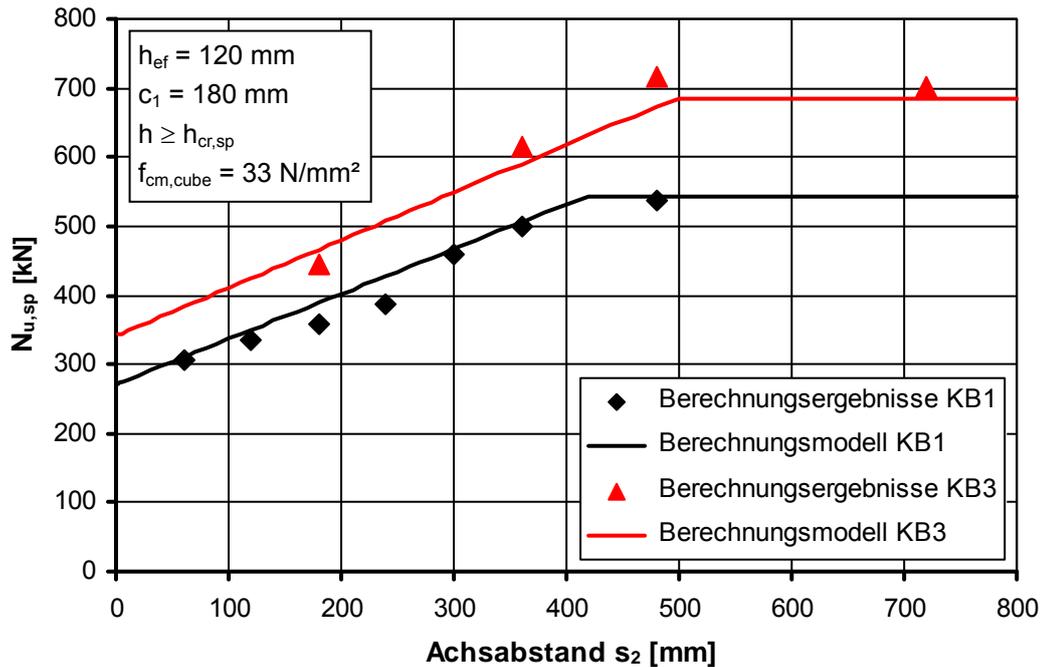


Abbildung 4.101: Numerisch ermittelte Höchstlasten für 2er-Gruppe parallel zum Rand in Abhängigkeit vom Achsabstand s_2 , verschiedene Kopfdurchmesser

Der charakteristische Achsabstand für formschlüssige Befestigungen ergibt sich infolge der zuvor vorgestellten Untersuchungsergebnisse zu:

$$s_{cr,sp,FS} = 4 \cdot c_1^{3/4} \cdot d_K^{1/4} \quad (4.52)$$

In einem weiteren Schritt wird überprüft, ob der gefundene charakteristische Achsabstand auch für andere Bauteildicken und andere Verankerungstiefen gültig ist. Es wurden für den Kopfbolzen KB1 und einen Randabstand von 180 mm FE-Berechnungen mit einer Bauteildicke von 180 mm durchgeführt. Wie anhand von Abbildung 4.102 zu erkennen ist, zeigen die mit dem Achsabstand ansteigenden Höchstlasten der Zweiergruppe eine gute Übereinstimmung mit dem Berechnungsmodell. In Abbildung 4.102 sind ebenfalls Berechnungsergebnisse mit einer größeren Verankerungstiefe von 240 mm dargestellt. Auch diese zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem Berechnungsmodell.

Für einen Achsabstand von 180 mm wurden noch für weitere Verankerungstiefen Berechnungen durchgeführt. In Abbildung 4.103 sind die jeweiligen Höchstlasten der Gruppenbefestigung im Verhältnis zu der zugehörigen Höchstlast eines Einzeldübels am Rand über der Verankerungstiefe aufgetragen. Die Verhältnismerte der verschiedenen Verankerungstiefen unterscheiden sich nur geringfügig und entsprechen in etwa dem Wert, wie er sich für das Berechnungsmodell unter Anwendung des charakteristischen Achsabstandes nach Gleichung 4.52 ergibt. Dies untermauert die These, dass der charakteristische Achsabstand unabhängig von der Verankerungstiefe ist.

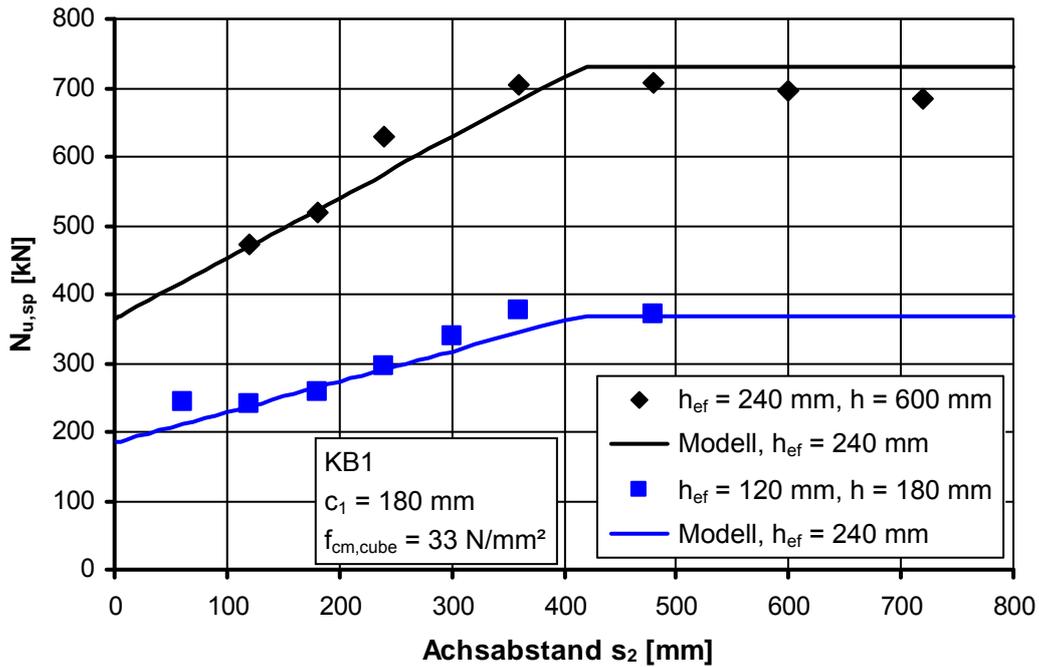


Abbildung 4.102: Numerisch ermittelte Höchstlasten für 2er-Gruppe parallel zum Rand in Abhängigkeit vom Achsabstand s_2 , verschiedene Verankerungstiefen

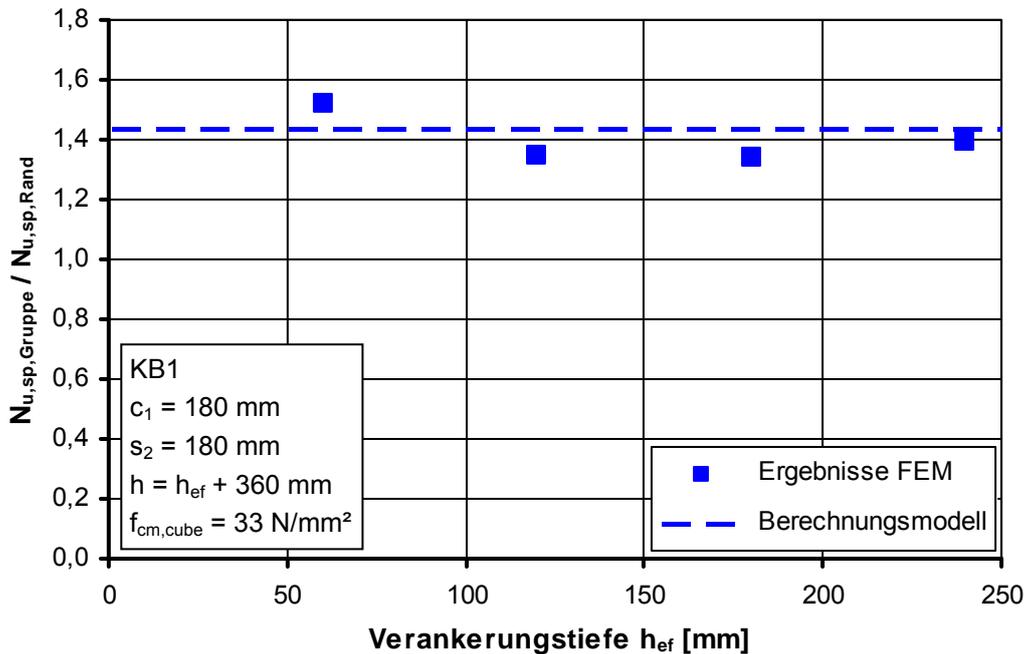


Abbildung 4.103: Verhältnis der Höchstlast einer 2er-Gruppe parallel zum Rand zu der eines Einzeldübels in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

Wie zuvor beim charakteristischen Randabstand zeigt sich auch beim charakteristischen Achsabstand von formschlüssigen Befestigungsmitteln, dass im Vergleich zu Verbunddübeln der Einfluss des Randabstandes c_1 größer und der des Durchmessers des Befestigungsmittels entsprechend kleiner ist.

Weiterhin ist wie bei Verbunddübeln auch bei Kopfbolzen der Einfluss des Randabstandes auf den charakteristischen Achsabstand größer als auf den charakteristischen Randabstand. Der Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels ist dagegen beim charakteristischen Randabstand größer als beim charakteristischen Achsabstand.

4.5.2.9 Berechnungsmodell für formschlüssige Befestigungen

Das Berechnungsmodell für formschlüssige Befestigungen funktioniert vom Prinzip genauso wie das für stoffschlüssige Befestigungsmittel (Abschnitt 4.4.2.11). In Gleichung 4.53 für den jeweiligen Anwendungsfall geht jedoch die Höchstlast des Grundfalls nach Gleichung 4.49 ein.

$$N_{u,sp} = N_{u,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,sp}}{A_{c,sp}^0} \cdot \Psi_{h,sp} \cdot \Psi_{g1,sp} \cdot \Psi_{ec,sp} \quad [\text{N}] \quad (4.53)$$

Die projizierten Bruchflächen sind prinzipiell identisch mit denen von Verbunddübeln (Gleichungen 4.19 und 4.20). Jedoch ist der charakteristische Achs- und Randabstand anders zu berechnen. Da wie bei den Verbunddübeln auch bei den formschlüssigen Befestigungsmitteln gemäß der Untersuchungen von Abschnitt 4.5.2.8 der charakteristische Achsabstand nicht dem zweifachen charakteristischen Randabstand entspricht, wird zur Vereinfachung des Berechnungsmodells auch hier als charakteristischer Achsabstand der zweifache charakteristische Randabstand herangezogen. Dieser beträgt für formschlüssige Befestigungsmittel:

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp} = 10 \cdot c_1^{2/3} \cdot d_K^{1/3} \quad (4.54)$$

Der Faktor $\Psi_{h,sp}$ (Gleichung 4.55), der den nichtlinearen Einfluss der Bauteildicke berücksichtigt, weist für formschlüssige Befestigungsmittel einen anderen Exponenten als für Verbunddübel auf, da sich der Einfluss der Bauteildicke zwischen den beiden Arten von Befestigungsmitteln unterscheidet (Abschnitt 4.5.2.1).

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h_{cr,sp}}{h} \right)^{1/2} \quad (4.55)$$

Im Gegensatz zu Verbunddübeln beinhaltet der Berechnungsansatz für formschlüssige Befestigungsmittel keinen Faktor $\Psi_{g2,sp}$. Die Berechnungsergebnisse in Abschnitt 4.5.2.8 deuten nicht darauf hin, dass es bei formschlüssigen Befestigungsmitteln einen vergleichbaren Effekt wie bei Verbunddübeln gibt, der den Einsatz eines Faktors $\Psi_{g2,sp}$ sinnvoll erscheinen lassen würde.

Dementsprechend wurde auch beim Faktor $\Psi_{g1,sp}$ (Gleichung 4.56), der eine Lasterhöhung durch mehrere Dübel in einer Reihe senkrecht zum Bauteilrand berücksichtigt, derjenige Anteil weggelassen, der wie der Faktor $\Psi_{g2,sp}$ eine gegenüber einem Einzeldübel vergrößerte Lasteinleitungsfläche berücksichtigt. Ansonsten wurde der Faktor $\Psi_{g1,sp}$ von den Verbunddübeln übernommen, ohne dass es für formschlüssige Befestigungsmittel entsprechende Untersuchungsergebnisse gibt. Gleiches gilt für den Faktor $\Psi_{ec,sp}$.

$$\Psi_{g1,sp} = 1 + (n_1 - 1) \cdot \left(\frac{s_1}{s_{cr,sp}} \right)^{1/4} \quad (4.56)$$

4.5.3 Vergleich mit kegelförmigen Betonausbruch

Bei einem Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch steigt die Höchstlast mit der Verankerungstiefe hoch einer Potenz von 1,5 an (Abschnitt 2.4.1.1). Die Bruchfläche, die der Mantelfläche des Bruchkegels entspricht, steigt mit der Verankerungstiefe zum Quadrat an. Dementsprechend steigt die Höchstlast mit der Bruchfläche hoch einer Potenz von $\frac{3}{4}$ an. Die Höchstlast steigt also unterproportional zur Bruchfläche an. Dies ist auf einen Maßstabeinfluss zurückzuführen (Sawade (1994), Ožbolt (1995)), welcher besagt, dass die Höhe der über die Bruchfläche gemittelten Zugspannung bei Höchstlast mit zunehmender Größe der Bruchfläche abnimmt.

Eine idealisierte Bruchfläche für die Versagensart Spalten wird in Abschnitt 4.3 angegeben. Nimmt man vereinfachend an, dass die Risslänge dem anderthalbfachen Randabstand entspricht, was einem Bruchwinkel von $33,7^\circ$ gleichkommt, und für mittelgroße Randabstände ein realistischer Wert ist, so ergibt sich folgende Bruchfläche:

$$A_{Bruch} = 3 \cdot c_1 \cdot h_{ef} + \frac{\sqrt{101}}{4} \cdot c_1^2 \quad (4.57)$$

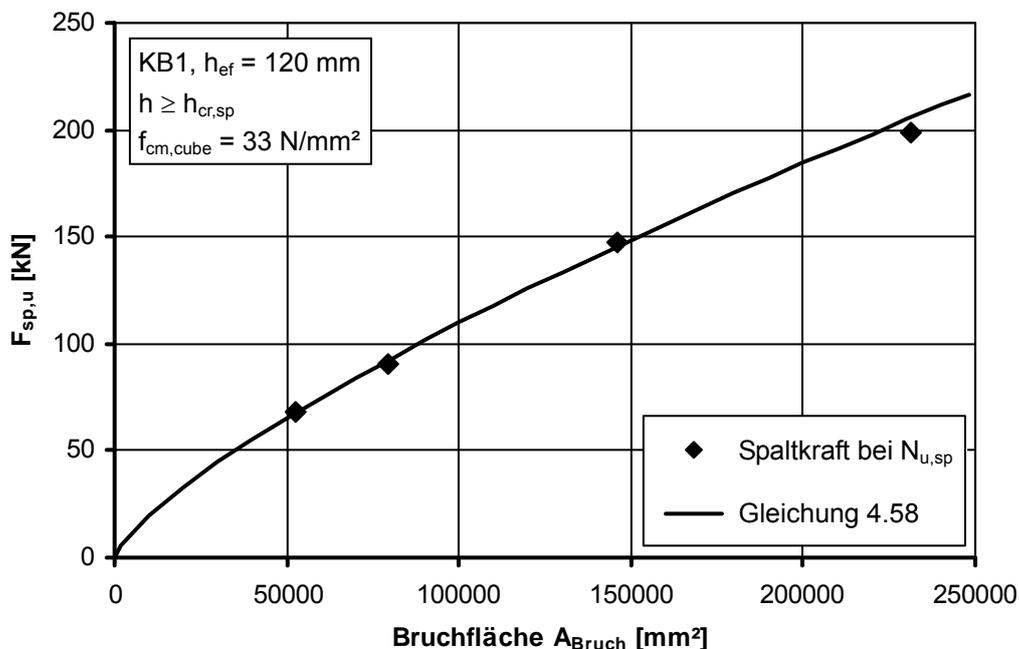


Abbildung 4.104: Spalkkraft bei Höchstlast für einzelnen Kopfbolzen am Rand in Abhängigkeit von der Bruchfläche

Abbildung 4.104 zeigt die jeweilige Spaltkraft bei Höchstlast für die in Abbildung 4.85 ausgewerteten Verankerungen, aufgetragen über der nach Gleichung 4.57 berechneten Bruchfläche. Es ist zu erkennen, dass die das Versagen auslösende Spaltkraft unterproportional zur Bruchfläche ansteigt. Der Anstieg der Spaltkraft mit der Bruchfläche lässt sich durch Gleichung 4.58 beschreiben. In diese geht die Bruchfläche mit einem Exponenten von $\frac{3}{4}$ ein. Damit ist der funktionelle Zusammenhang zwischen der das Versagen auslösenden Kraft und der Bruchfläche bei Betonausbruch und bei Spaltversagen identisch.

$$F_{sp,u} = 19,5 \cdot A_{Bruch}^{\frac{3}{4}} \quad [\text{N}] \quad (4.58)$$

4.5.4 Maßstabseinfluss

Zur Untersuchung des Maßstabeffektes bei Spaltversagen wurden FE-Simulationen für einen Einzeldübel am Rand durchgeführt, bei denen die Verankerungstiefe proportional zu dem Randabstand skaliert wurde. Die Bruchfläche nach Gleichung 4.57 ist dann proportional zum Quadrat des Randabstandes. Abbildung 4.105 zeigt, wie die Höchstlast und die zugehörige Spaltkraft mit dem Randabstand ansteigen. Die Berechnungsergebnisse wurden jeweils durch eine Gleichung angenähert. Der Anstieg der Spaltkraft lässt sich gut durch eine Gleichung beschreiben, in der die Spaltkraft mit dem Randabstand hoch einer Potenz von 1,5 ansteigt. Dies entspricht dem Anstieg der Höchstlast bei Betonausbruch als Funktion der Verankerungstiefe. Der Anstieg der Höchstlast bei Spaltversagen ist weniger stark als der Anstieg der zugehörigen Spaltkraft und er kann gut durch den Randabstand hoch einer Potenz von $\frac{4}{3}$ beschrieben werden. Der weniger starke Anstieg der Höchstlast ist darauf zurückzuführen, dass die Spaltkraft überproportional zur Zugkraft ansteigt (Abschnitt 4.5.1).

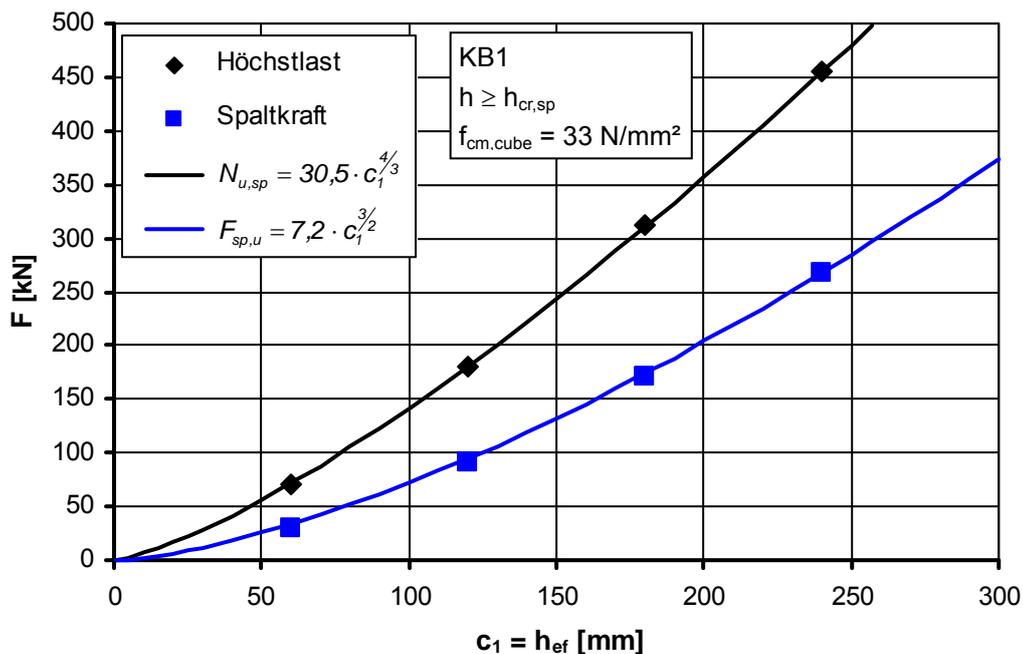


Abbildung 4.105: Höchstlasten und zugehörige Spaltkräfte aus FE-Berechnungen

Eine Beurteilung, wie ausgeprägt ein eventueller Maßstabeinfluss ist, ist mit Hilfe des Maßstabgesetzes (Gleichung 4.59) von *Bazant (1984)* möglich. Dazu wurde jeweils aus der Spaltkraft und der Bruchfläche nach Gleichung 4.57 die mittlere Zugspannung bei Höchstlast berechnet. Deren Logarithmus ist in Abbildung 4.106 über dem Logarithmus des auf einen Grundwert bezogenen Randabstandes dargestellt. Zudem ist der Verlauf des Maßstabgesetzes dargestellt. Die dafür notwendigen Konstanten wurden mittels Regressionsanalyse ermittelt und sind in Abbildung 4.106 angegeben.

$$\sigma_N = \frac{B \cdot f_t}{\sqrt{1 + \frac{c}{c_0}}} \quad (4.59)$$

Die Ergebnisse aus den FE-Berechnungen passen sehr gut zum Verlauf des Maßstabgesetzes. Sie befinden sich in einem Bereich, der der linearelastischen Bruchmechanik zugeordnet werden kann. Das bedeutet, dass die über die Bruchfläche gemittelten Spannungen einem ausgeprägten Maßstabeinfluss unterliegen. Dies entspricht auch dem bei vergleichbaren Verankerungstiefen auftretendem Maßstabeinfluss bei einem Versagen infolge Betonausbruchs.

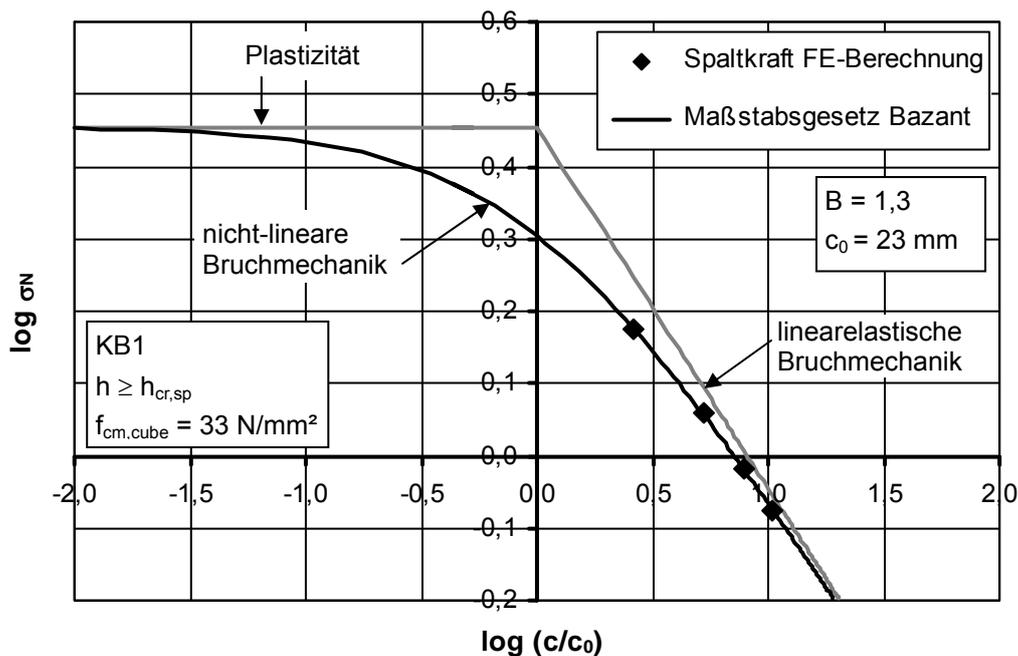


Abbildung 4.106: Maßstabseffekt der Spaltkraft bei Höchstlast

4.6 Reibschlüssige Befestigungen

Zur Klärung des Tragverhaltens von reibschlüssigen Befestigungen wurden numerische Untersuchungen mit „Innendruck“ durchgeführt. Dazu wird in dem zu untersuchenden Betonkörper eine zylindrische Aussparung gemäß Abschnitt 3.3.2.1 modelliert. Die Spreizkraft des reibschlüssigen Befestigungsmittels wird mittels Verschiebungen in Radialrichtung an den Knoten der Betonelemente aufgebracht. Zusätzlich zu den Verschiebungen in Radialrichtung wird auch eine Verschiebung in Achsrichtung aufgebracht. Diese soll die über Reibung in den Beton eingeleitete Zugkraft des Dübels simulieren.

Die aufgebrachte Spaltkraft ergibt sich aus der Addition der in eine Richtung wirkenden Komponente der Reaktionskraft aus den radialen Verschiebungen.

4.6.1 Zusammenhang zwischen Spalt- und Zugkraft

Wie bereits bei den stoff- und formschlüssigen Befestigungsmitteln wird am Beispiel einer mittig in einer Platte angeordneten Befestigung untersucht, welche Spaltkraft im Querschnitt wirkt. Es wurden folgende drei Varianten berechnet: keine Verschiebung in Achsrichtung, die Verschiebung in Achsrichtung ist halb so groß wie in Radialrichtung und die Verschiebung in Achsrichtung ist gleich der Verschiebung in Radialrichtung. Die Lasteinleitungsfläche befindet sich auf halber Höhe der 240 mm dicken Platte. Der Durchmesser der zylindrischen Aussparung beträgt 18 mm und die Lasteinleitungsfläche hat eine Höhe von 21 mm. Damit entspricht die Lasteinleitungsfläche ungefähr derjenigen eines Hülsendübels mittlerer Größe.

In Abbildung 4.107 ist die Reaktionskraft aus der Radialverschiebung (direkte Spaltkraft) im Verhältnis zu der Reaktionskraft aus der Verschiebung in Achsrichtung (Zugkraft) über der Reaktionskraft aus der Verschiebung in Achsrichtung aufgetragen. Für die Variante, bei der die Verschiebung in Achsrichtung halb so groß wie die Radialverschiebung ist, beträgt das Verhältnis von direkter Spaltkraft zu Zugkraft im Mittel etwa 1,25, wobei sie mit zunehmender Zugkraft von 1,35 auf 1,2 abfällt. Ist die Verschiebung für die Zugkraft gleich der Radialverschiebung, so wird die Zugkraft größer und somit das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft kleiner. Es beträgt dann ungefähr 0,7.

Im Allgemeinen ergeben FEP II-Versuche mit Metallspreizdübeln Verhältnisse von Spalt- zu Zugkraft von etwa 0,7 bis 1,3. Somit liegt das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft der FE-Simulation in einem realistischen Bereich, wenn die Verschiebung in Achsrichtung zwischen 50 % und 100 % der Verschiebung in Radialrichtung beträgt.

Betrachtet man wiederum die Spannungen, die bei einer durch die Dübelachse geschnittenen Platte (Abbildung 4.2) senkrecht zur Schnittebene wirken, so ist zu erkennen, dass sich auch hier im Bereich der Lasteinleitungsfläche ein Feld mit Druckspannungen bildet (Abbildung 4.108). Das bedeutet, dass auch bei reibschlüssigen Befestigungen zusätzlich zu der direkt von der Spreizkraft des Dübels hervorgerufenen Spaltkraft eine indirekte Spaltkraft wirkt, die aus einer Umsetzung der eingeleiteten Kräfte in Spaltkräfte resultiert.

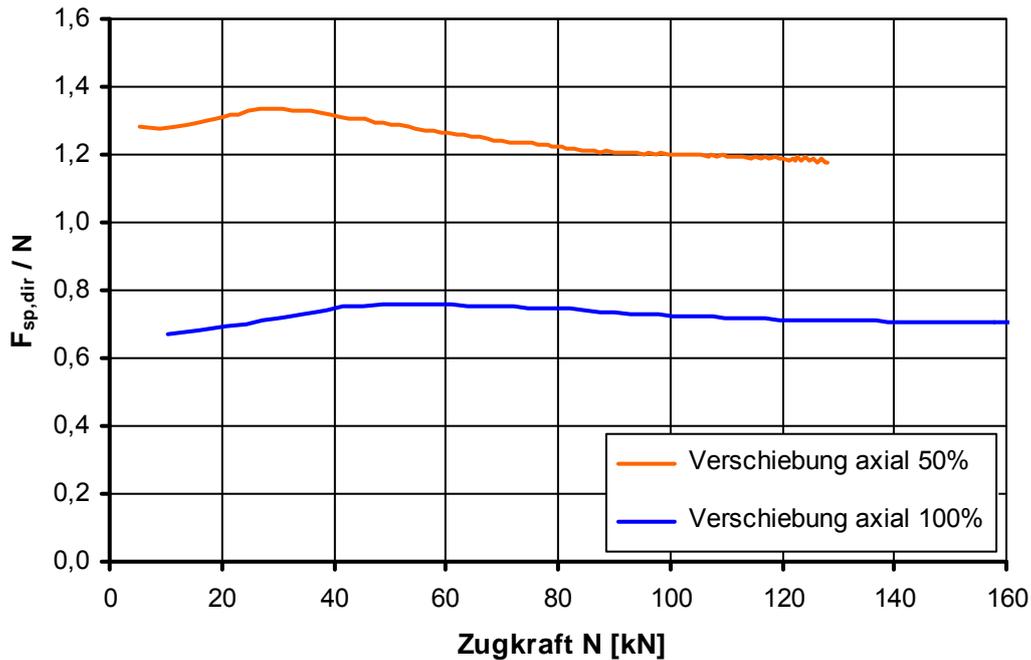


Abbildung 4.107: Verhältnis direkte Spaltkraft zu Zugkraft in Abhängigkeit von der Zugkraft

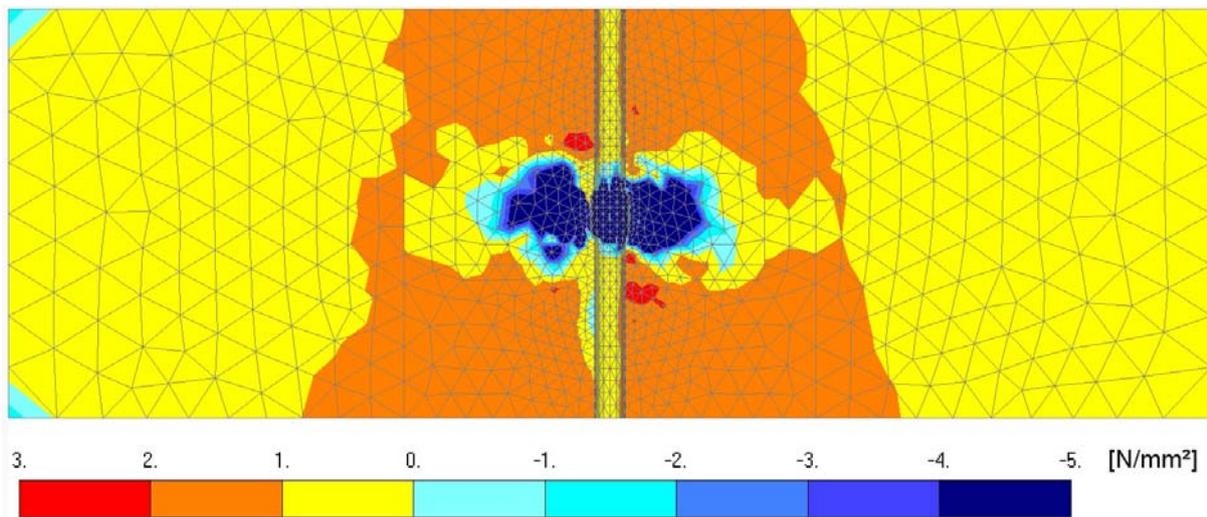


Abbildung 4.108: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für Innendruck ohne axiale Verschiebung, $F_{sp,dir} = 114 \text{ kN}$

Die gesamte wirkende Spaltkraft erhält man, indem man die indirekte Spaltkraft wie bei Verbunddübeln (Abschnitt 4.4.1) über die Reaktionskräfte der Festhalterungen in der Symmetrieebene ermittelt, und die direkte Spaltkraft infolge der Radialverschiebung hinzuaddiert. Abbildung 4.109 zeigt für verschiedene Verhältnisse von axialer zu radialer Verschiebung den Anstieg der Gesamtsplattkraft aufgetragen über der direkten Spaltkraft. Der Verlauf ähnelt dem zwischen Spalt- und Zugkraft bei formschlüssigen Befestigungen (Abschnitt 4.5.1): Ein beginnender parabelförmiger Anstieg der in eine Gerade übergeht. Umso größer die in Achsrichtung aufgebrachte Verschiebung und damit die Zugkraft ist, umso größer wird auch die resultierende Spaltkraft.

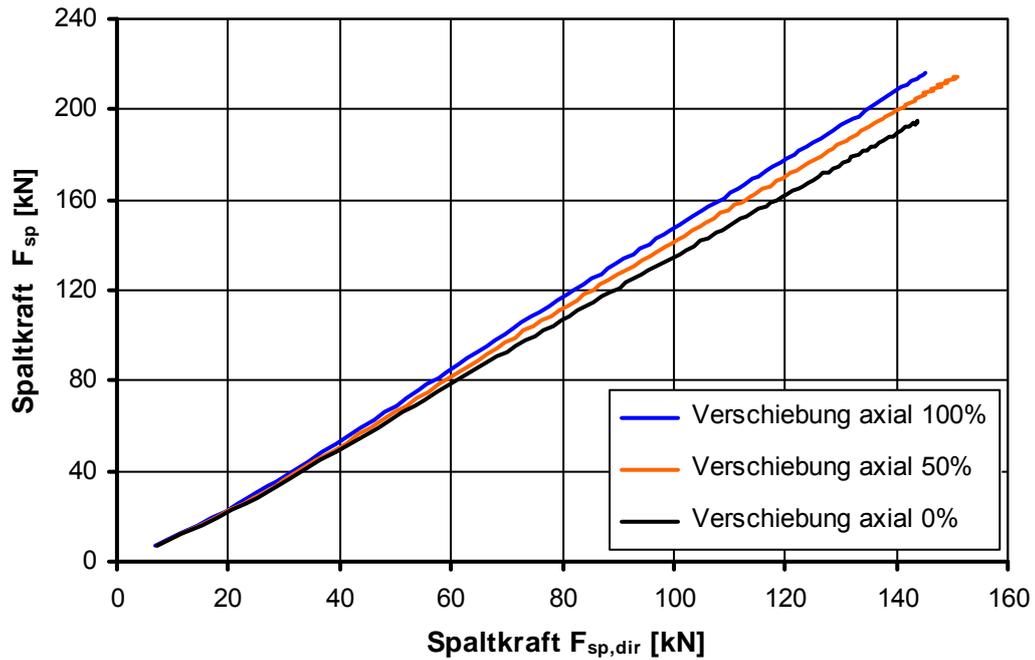


Abbildung 4.109: Gesamte Spalkkraft in Abhängigkeit von der direkten Spalkkraft

Dies wird deutlicher, wenn man das Verhältnis der Gesamtschalkkraft zu der direkten Spalkkraft aufgetragen über der direkten Spalkkraft (Abbildung 4.110) betrachtet: Das Verhältnis steigt zunächst an, ist dann aber ab einer bestimmten direkten Spalkkraft praktisch konstant. Mit zunehmendem Verhältnis von direkter Spalkkraft zu Zugkraft ergeben sich im gesamten untersuchten Bereich leicht ansteigende Verhältnisse von Gesamtschalkkraft zu direkter Spalkkraft.

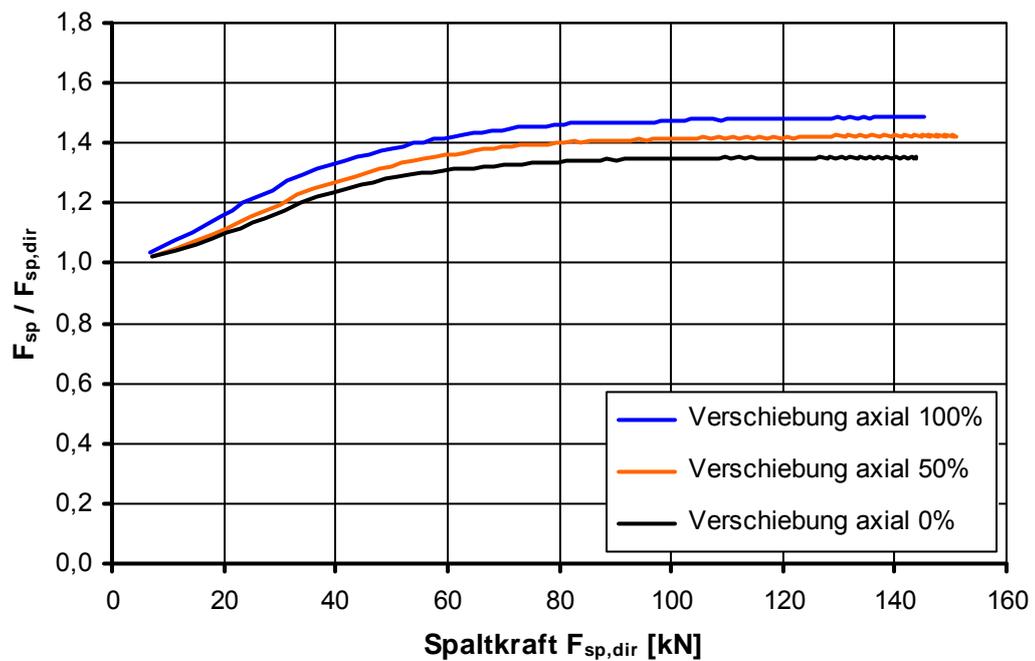


Abbildung 4.110: Verhältnis gesamte Spalkkraft zu direkter Spalkkraft

Abbildung 4.111 zeigt die gesamten Spaltkräfte in den Hauptrichtungen, die sich ergeben, wenn man den radial wirkenden Innendruck bzw. die Spreizkraft eines reibschlüssigen Befestigungsmittels in die in die Hauptrichtungen wirkenden Komponenten aufteilt. Die direkte Spaltkraft ist die in einer Richtung auf den Ankergrund einwirkende Druckkraft. Die orthogonal zu der direkten Spaltkraft auf den Beton einwirkende Druckkraft erzeugt zusätzlich, aufgrund der behinderten Querdehnung, eine indirekte Spaltkraft in Richtung der direkten Spaltkraft. Ebenso erzeugt wie auch bei den formschlüssigen Befestigungsmitteln die senkrecht zu der in Abbildung 4.111 gezeigten Ebene wirkende und in den Ankergrund eingeleitete Zugkraft des Befestigungsmittels eine Druckkraft im Ankergrund, aus der in der gezeigten Ebene ebenfalls Spaltkräfte resultieren.

Daher setzt sich bei reibschlüssigen Befestigungsmitteln die gesamte in einem Querschnitt wirkende Spaltkraft zusammen aus der direkten Spaltkraft infolge der Spreizkraft des Befestigungsmittels und aus einer indirekten Spaltkraft infolge von Druckspannungen, die einerseits durch die Spreizkraft und andererseits durch die vom Befestigungsmittel eingeleitete Zugkraft hervorgerufen werden.

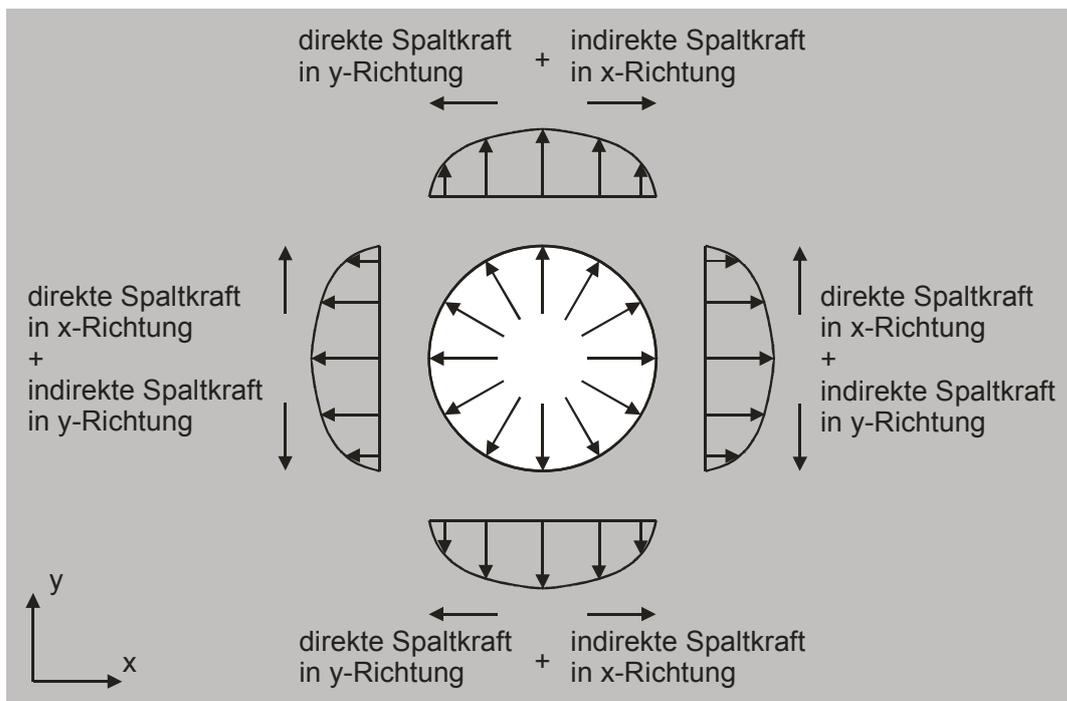


Abbildung 4.111: Spaltkräfte in den Hauptrichtungen

Für die Bemessung ist prinzipiell das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft interessanter. Abbildung 4.112 zeigt daher das Verhältnis der Gesamtpaltkraft zur Zugkraft aufgetragen über der Zugkraft. Ist die Verschiebung in Achsrichtung gleich der Radialverschiebung steigt das Verhältnis von Spaltkraft zu Zugkraft bis auf etwa 1,05 an. Für den Fall, dass die Verschiebung in Achsrichtung nur halb so groß wie in Radialrichtung ist, erreicht das Verhältnis von Zug- zu Spaltkraft in etwa einen Wert von 1,7. Die auf den Beton einwirkende Spaltkraft ist dann also wesentlich größer als die am Dübel angreifende Zugkraft. Vergleicht man dies mit einem Kopfbolzen (Typ KB1), bei dem das Verhältnis von Spalt- zu Zugkraft bis etwa 0,55 ansteigt, so ergibt sich,

dass die Spaltkraft bei gleicher Zugkraft bei den FE-Simulationen mit Innendruck, und damit auch bei reibschlüssigen Befestigungen, ungefähr zwei- bis dreimal größer ist als bei der formschlüssigen Befestigung.

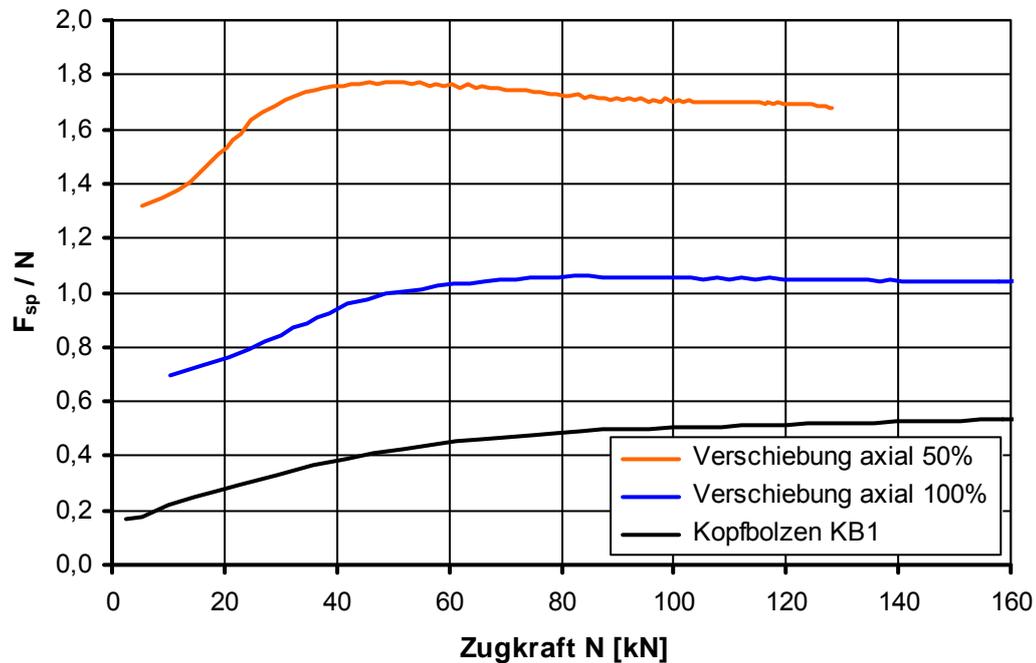


Abbildung 4.112: Verhältnis Spaltkraft zu Zugkraft in Abhängigkeit von der Zugkraft

Trägt man jedoch die Spaltkraft der reibschlüssigen Befestigung über den 3,35-fachen Wert der Zugkraft auf und vergleicht dann den Verlauf mit dem des Kopfbolzens (Abbildung 4.113), so ist zu erkennen, dass der Anstieg über einen weiten Bereich praktisch identisch ist. Das bedeutet, dass die Spaltkraft bei einer reibschlüssigen Befestigung sehr ähnlich zu der bei einer formschlüssigen Befestigung ansteigt. Die Zugkraft ist lediglich um einen konstanten Faktor kleiner. In dem gezeigten Beispiel ist die Spaltkraft der reibschlüssigen Befestigung gleich der Spaltkraft der formschlüssigen Befestigung, wenn die Zugkraft der reibschlüssigen Befestigung etwa 30 % der Zugkraft der formschlüssigen Befestigung beträgt.

Unter der Voraussetzung, dass eine reibschlüssige Befestigung bei der gleichen Spaltkraft versagt wie eine formschlüssige Befestigung, gelten für reibschlüssige Befestigungen gemäß der zuvor beschriebenen Feststellung nahezu die gleichen funktionalen Zusammenhänge zwischen der am Dübel angreifenden Zugkraft und der vorhandenen Bruchfläche wie bei formschlüssigen Befestigungen. Die Höhe der Höchstlast unterscheidet sich lediglich durch einen konstanten Faktor. Das würde bedeuten, dass das für formschlüssige Befestigungsmittel gefundene Berechnungsmodell mit ausreichender Genauigkeit auch auf reibschlüssige Befestigungsmittel angewendet werden kann. Gemäß Mayer (1991) ist die Spreizkraft von reibschlüssigen Befestigungsmitteln, und damit auch die direkte Spaltkraft, proportional zu der für die Bemessung relevanten Zugkraft. Diese ergibt sich dann nach Gleichung 4.60.

$$N_{u,sp}^0 = k_{U,RS} \cdot F_{u,sp,dir}^0 = k_{P,RS} \cdot c_1^{2/3} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/2} \cdot h_{ef}^{1/3} \cdot f_{cc}^{1/2} \quad [\text{N}] \quad (4.60)$$

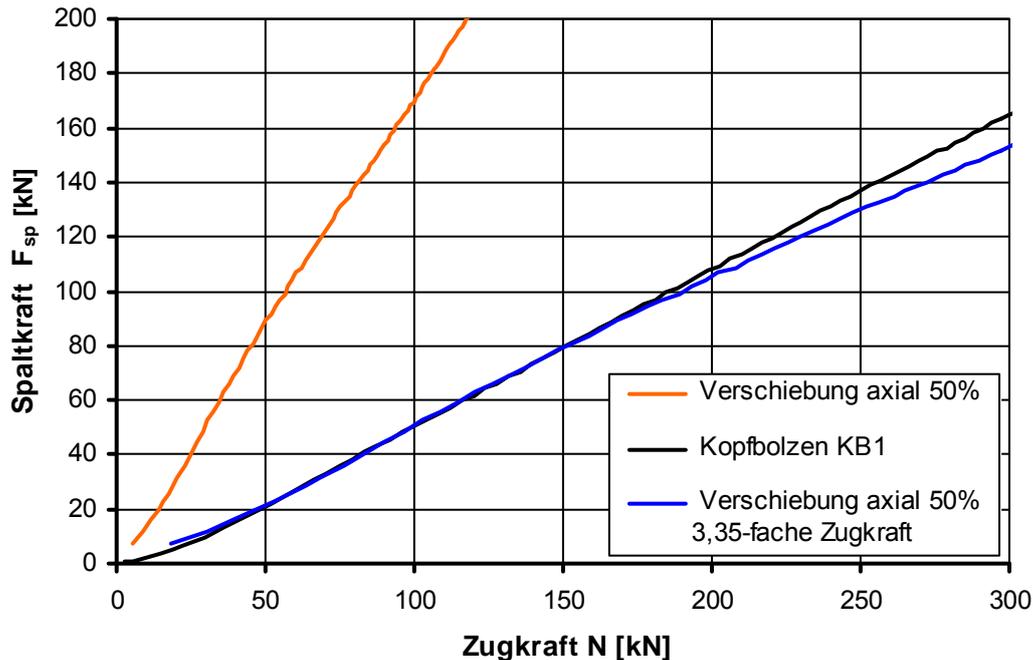


Abbildung 4.113: Anstieg der in numerischen Simulationen ermittelten Spaltkraft in Abhängigkeit von der Zugkraft

4.6.2 Numerische Untersuchungen mit Innendruck

Um die Richtigkeit von Gleichung 4.60 zu überprüfen, wurden eine Reihe FE-Berechnungen mit „Innendruck“ für einen Einzeldübel am Rand durchgeführt. Es wird die maximal aufbringbare (direkte) Spaltkraft ermittelt. Zunächst wird für eine Bauteilhöhe, die kleiner als die charakteristische Bauteilhöhe ist, der Randabstand der Befestigung variiert (Abbildung 4.114). Die Berechnungen wurden mit einer Verschiebung in Achsrichtung durchgeführt, die einmal gleich groß und einmal halb so groß wie die Verschiebung in Radialrichtung war.

Für den Fall, dass die Verschiebung in Achsrichtung nur halb so groß wie die Verschiebung in Radialrichtung ist, können etwas größere Spaltkräfte aufgebracht werden als wenn die Verschiebungen in Achs- und Radialrichtung gleich groß sind. Dies begründet sich dadurch, dass bei größerer Zugkraft eine größere indirekte Spaltkraft hervorgerufen wird, und da die maximale Gesamtspaltkraft in beiden Fällen gleich ist, die direkte Spaltkraft entsprechend kleiner werden muss. Für beide Fälle zeigt sich, dass sich der Anstieg der Höchstlast mit dem Randabstand sehr gut mit Gleichung 4.60 beschreiben lässt.

Abbildung 4.115 zeigt Berechnungsergebnisse für einen anderen Durchmesser der Lasteinleitungsfläche. Sowohl für eine Bauteildicke kleiner als die jeweilige charakteristische Bauteildicke als auch bei einer Bauteildicke, die größer als die jeweilige charakteristische Bauteildicke ist, zeigt sich, dass auch hier die Höchstlasten wie von Gleichung 4.60 vorgegeben, und damit in derselben Weise wie bei formschlüssigen Befestigungen, ansteigen.

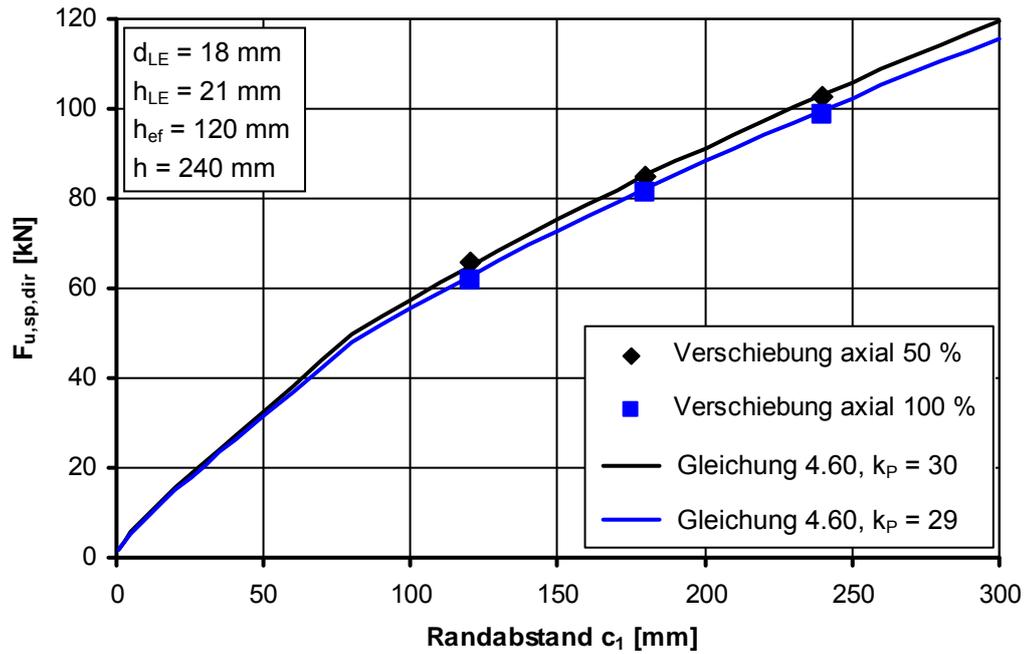


Abbildung 4.114: Maximale direkte Spaltkraft in Abhängigkeit vom Randabstand

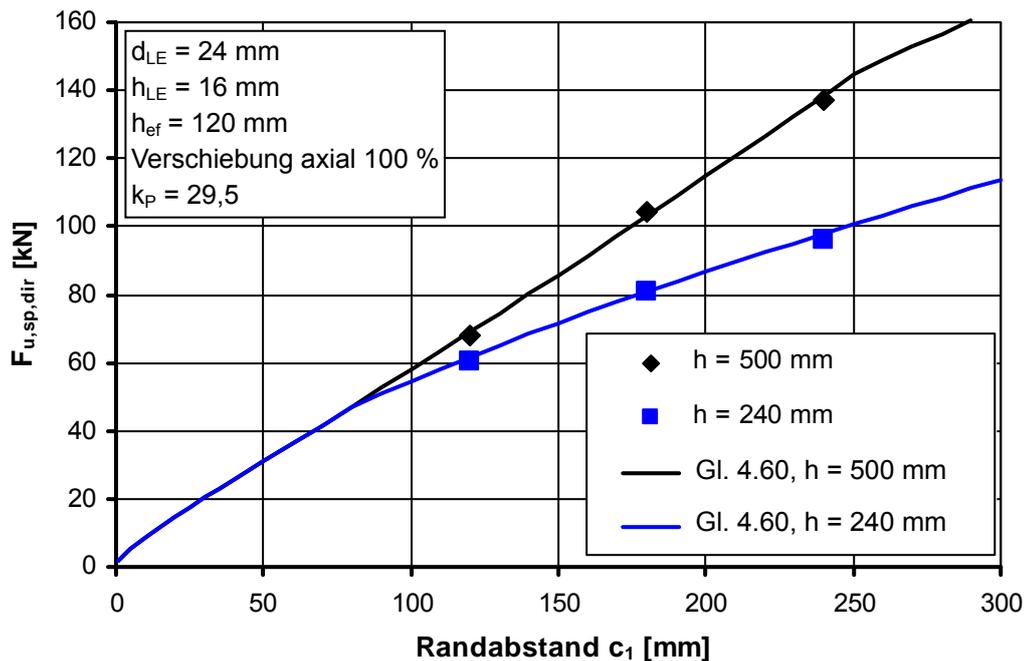


Abbildung 4.115: Anstieg der Höchstlasten in Abhängigkeit vom Randabstand bei verschiedenen Bauteildicken

Trägt man für verschiedene Randabstände die maximalen direkten Spaltkräfte über die Bauteildicke auf, und vergleicht diese mit dem jeweiligen Verlauf des Berechnungsmodells (Abbildung 4.116), so ist zu erkennen, dass es auch hier eine gute Übereinstimmung mit diesem gibt.

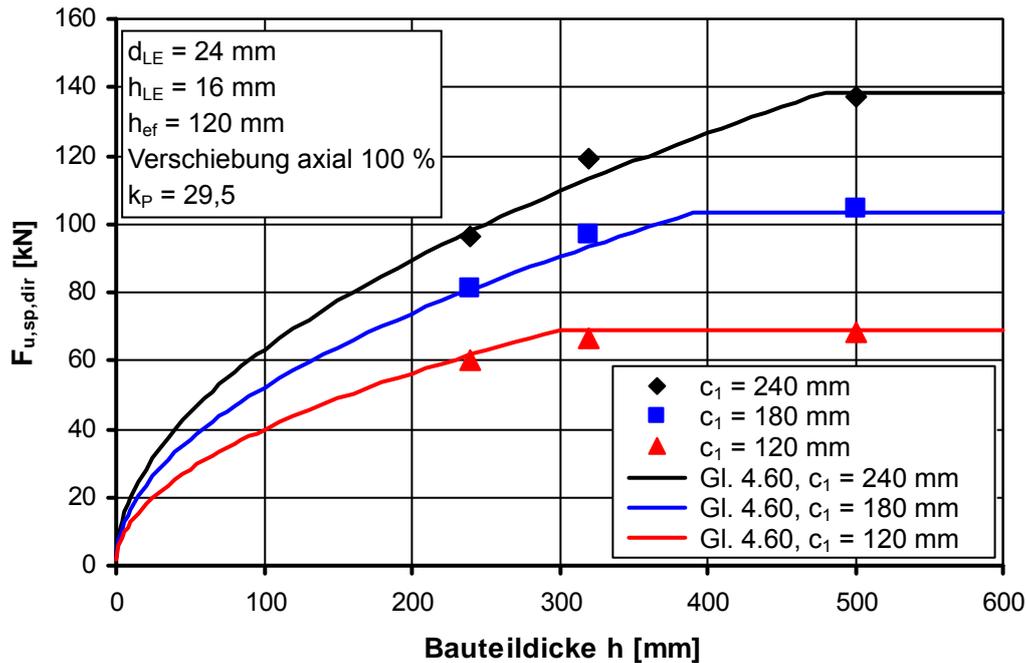


Abbildung 4.116: Anstieg der Höchstlasten in Abhängigkeit von der Bauteildicke für verschiedene Randabstände

Insgesamt zeigen die Ergebnisse der zur Simulation von reibschlüssigen Befestigungen durchgeführten FE-Berechnungen, dass, bei gleichzeitigem Aufbringen einer in Radial- und in Achsrichtung wirkenden Last, die die Bruchfläche bestimmenden geometrischen Parameter die Höchstlast von form- und reibschlüssigen Befestigungen in praktisch gleicher Weise beeinflussen.

4.6.3 Berechnungsmodell für reibschlüssige Befestigungen

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse der beiden vorhergehenden Abschnitte wird davon ausgegangen, dass die Grundgleichung des Berechnungsmodells für formschlüssige Befestigungsmittel (Abschnitt 4.5.2.6) auch das Tragverhalten von reibschlüssigen Befestigungsmitteln in geeigneter Weise beschreibt. Hinsichtlich der Einflussgrößen Randabstand und Bauteildicke wurde dies durch die Untersuchungsergebnisse belegt.

Der Einfluss der Verankerungstiefe wurde dagegen nicht untersucht. Da herkömmliche reibschlüssige Befestigungsmittel, wie Metallspreizdübel, ebenso wie Kopfbolzen ihre Zugkraft am Ende der Verankerungstiefe in den Verankerungsgrund einleiten, wird davon ausgegangen, dass der Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlast identisch ist. Ebenfalls wird für den Einfluss der Betondruckfestigkeit unterstellt, dass deren Einfluss bei form- und reibschlüssigen Befestigungsmitteln gleich ist. Dies erscheint gerechtfertigt, da man davon ausgehen kann, dass der Zusammenhang zwischen der Betondruckfestigkeit und der maximal aufnehmbaren Spaltkraft unabhängig von dem Befestigungsmittel ist. Die im Bauteil auftretende Spaltkraft hängt bei reib- und formschlüssigen Befestigungsmitteln, wie in Abschnitt 4.6.1 gezeigt, in sehr ähnlicher Weise von der am Befestigungsmittel angreifenden Zugkraft ab, deren Maximalwert mit dem Modell berechnet werden soll.

Weiterhin wurde der Einfluss der Größe der Lasteinleitungsfläche nicht untersucht. Es erscheint sinnvoller deren Einfluss mittels eines Produktfaktors zu berücksichtigen, da bei Metallspreizdübeln die Größe der Lasteinleitungsfläche nicht offensichtlich ist. Die Lasteinleitung findet über den Teil der Spreizhülse statt, der an der Bohrlochwandung anliegt. Dessen Größe lässt sich aber allein aus den Konstruktionsdaten des Dübels nicht zuverlässig ermitteln. Der Produktfaktor muss für jede Dübelgröße experimentell ermittelt werden. Er berücksichtigt zugleich, welcher Teil der am Befestigungsmittel angreifenden Zugkraft in eine Spreiz- bzw. Spaltkraft umgesetzt wird. Die Grundgleichung für reibschlüssige Befestigungen lautet somit:

$$N_{u,sp,RS}^0 = k_P \cdot c_1^{2/3} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/2} \cdot h_{ef}^{1/3} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad (4.61)$$

Hinsichtlich des charakteristischen Achsabstandes und des charakteristischen Randabstandes von reibschlüssigen Befestigungsmitteln wird davon ausgegangen, dass dieser in gleicher Weise von Randabstand und Durchmesser beeinflusst wird wie bei formschlüssigen Befestigungsmitteln. Wie sich bei Verbunddübeln und Kopfbolzen gezeigt hat, hängen der charakteristische Achs- und Randabstand von der Größe des das Befestigungsmittel umgebenden Spannungsfeldes ab. Die Form des Spannungsfeldes ist bei form- und reibschlüssigen Befestigungsmitteln sehr ähnlich (Abbildungen 4.8 und 4.108), und die Größe dürfte von den gleichen Parametern beeinflusst werden.

Die projizierten Bruchflächen entsprechen damit denen von formschlüssigen Befestigungsmitteln und die Berechnungsgleichung einschließlich ihrer Faktoren wird von den formschlüssigen Befestigungsmitteln (Abschnitt 4.5.2.9) übernommen.

4.6.4 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Nachfolgend werden die in experimentellen Untersuchungen ermittelten Höchstlasten von reibschlüssigen Befestigungsmitteln mit dem Berechnungsmodell verglichen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden sowohl Versuche mit Hüsendübeln als auch mit Bolzendübeln durchgeführt.

4.6.4.1 Untersuchungen mit Hüsendübeln

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche mit Metallspreizdübeln vom Hüseltyp beschränken sich auf ein Produkt (HD1). Es wurden jedoch sowohl für Einzeldübel am Rand als auch für Einzeldübel in der Bauteilecke die Dübelgröße, der Randabstand, die Bauteildicke und die Betondruckfestigkeit variiert. Die Verankerungstiefe entsprach immer der für die jeweilige Dübelgröße vom Hersteller vorgegebenen (Tabelle 4.10).

Durchmesser d [mm]	Verankerungstiefe [mm]	Produktfaktor k_P
12	60	4,9
18	80	6,2 (5,6)
24	125	7,3

Tabelle 4.10: Produktfaktoren für Hüsendübel HD1

Die Variation der einzelnen Parameter für eine einzelne Dübelgröße ist allerdings prinzipiell dadurch eingeschränkt, dass ab einer bestimmten Größe des zu untersuchenden Parameters das Versagen durch Stahlbruch eintritt.

Abbildung 4.117 zeigt die in den Versuchen ermittelten Höchstlasten für verschiedene Randabstände und für drei unterschiedliche Dübelgrößen. Die Bauteildicke war bei allen Versuchen größer als die charakteristische Bauteildicke. Die nicht ausgefüllten Symbole kennzeichnen Stahlversagen des Befestigungsmittels. Die Würfeldruckfestigkeit der in den Versuchen verwendeten Probekörper lag bei etwa 28 N/mm^2 . Die Spaltbruchlasten wurden mittels des in Gleichung 4.61 vorgegebenen Einflusses der Betondruckfestigkeit auf eine Betondruckfestigkeit von 28 N/mm^2 umgerechnet. In Abbildung 4.117 ist auch der Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand nach dem Berechnungsmodell für die einzelnen Dübelgrößen eingezeichnet. Der jeweilige Produktfaktor wurde anhand des Mittelwertes der Serie mit dem kleinsten geprüften Randabstand errechnet. Bei dem Dübeldurchmesser 18 mm wurde davon abgewichen, und der Produktfaktor wurde aus den beiden Serien mit dem kleinsten und dem nächst größeren Randabstand ermittelt. Andernfalls wären die für diese Dübelgröße berechneten Höchstlasten im Mittel ungefähr 10 Prozent kleiner als die Versuchsergebnisse. Die Produktfaktoren der jeweiligen Dübelgrößen sind in Tabelle 4.10 aufgelistet.

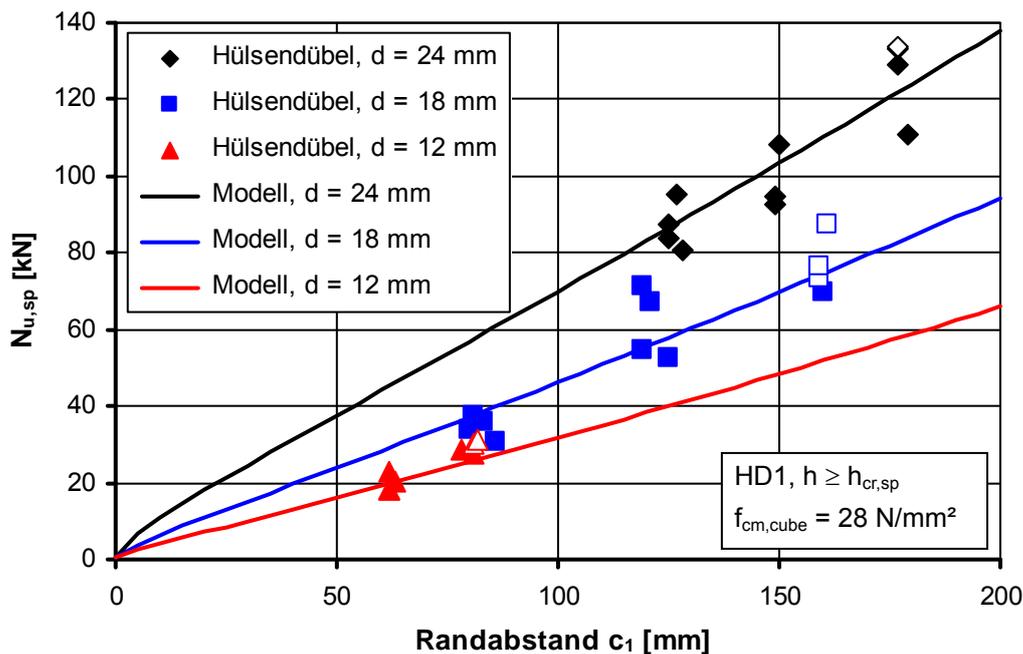


Abbildung 4.117: Versuchsergebnisse einzelner Hülsendübel vom Typ HD1 am Rand

Die Verhältniswerte von im Versuch ermittelter Höchstlast zu der nach dem Berechnungsmodell berechneten Höchstlast sind für sämtliche Versuchsergebnisse für Einzeldübel am Rand in Abbildung 4.118 über dem Randabstand aufgetragen. Es ist dabei kein Trend zu erkennen, der darauf hindeuten würde, dass der Randabstand im Berechnungsmodell nicht realitätsnah berücksichtigt wird.

Analog wie für Einzeldübel am Rand sind in Abbildung 4.119 die auf die jeweilige Höchstlast des Berechnungsmodells bezogenen Versuchsergebnisse von Einzeldübeln in der Ecke dargestellt. Zur Berechnung des charakteristischen Randabstandes wurde anstatt des Kopfdurchmessers der Nenndurchmesser des jeweiligen Hülsendübel verwendet. Reduziert man zudem den konstanten Faktor des charakteristischen Randabstandes von 5 auf 3,25 (Gleichung 4.62), so entsprechen die Versuchsergebnisse im Mittel recht gut den Werten des Berechnungsmodells. Dass sich hier ein anderer konstanter Faktor als bei den formschlüssigen Befestigungsmitteln ergibt, ist insofern plausibel, da sich die absolute Größe des Spannungsfeldes zwischen einem Kopfbolzen und einem Hülsendübel unterscheiden kann. Jedoch der Einfluss von Randabstand und Durchmesser auf den charakteristischen Randabstand, wie er in Abschnitt 4.5.2.7 anhand von numerischen Simulationen mit Kopfbolzen gefunden wurde, ergibt auch mit den Versuchsergebnissen der Hülsendübel eine gute Übereinstimmung.

$$c_{cr,sp,HD1} = 3,25 \cdot c_1^{2/3} \cdot d^{1/3} \quad (4.62)$$

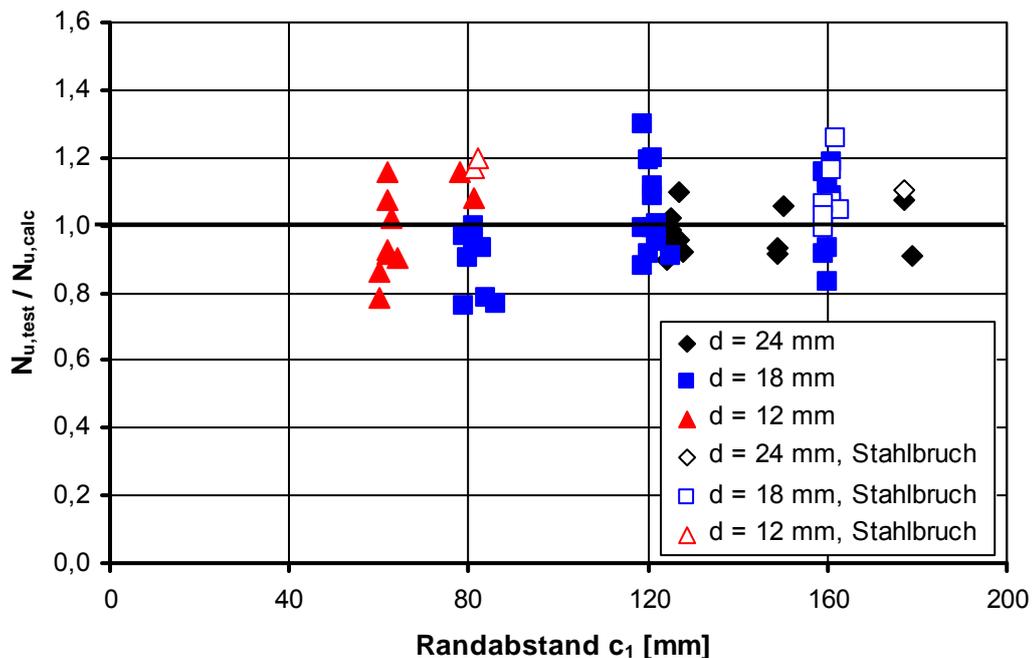


Abbildung 4.118: Verhältnis gemessene zu berechneter Höchstlast für einzelne Hülsendübel vom Typ HD1 am Rand

Die Bauteilhöhe wurde in dem durchgeführten Versuchsprogramm gezielt variiert, um deren Einfluss zu untersuchen. Um beurteilen zu können, ob der Einfluss der Bauteildicke von dem Berechnungsmodell in korrekter Weise berücksichtigt wird, sind die auf die berechneten Höchstlasten bezogenen Versuchsergebnisse in Abbildung 4.120 über dem Verhältnis von Bauteildicke zu charakteristischer Bauteildicke aufgetragen. Sowohl für die Einzeldübel am Rand als auch für die Einzeldübel in der Ecke streuen die Verhältniswerte relativ trendfrei um einen Mittelwert von Eins.

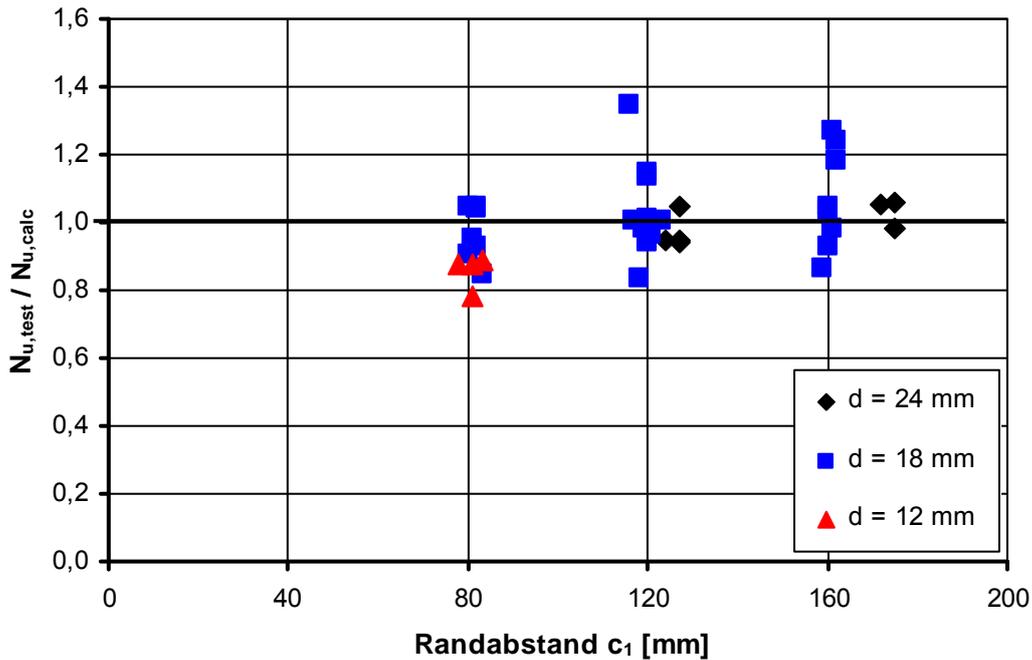
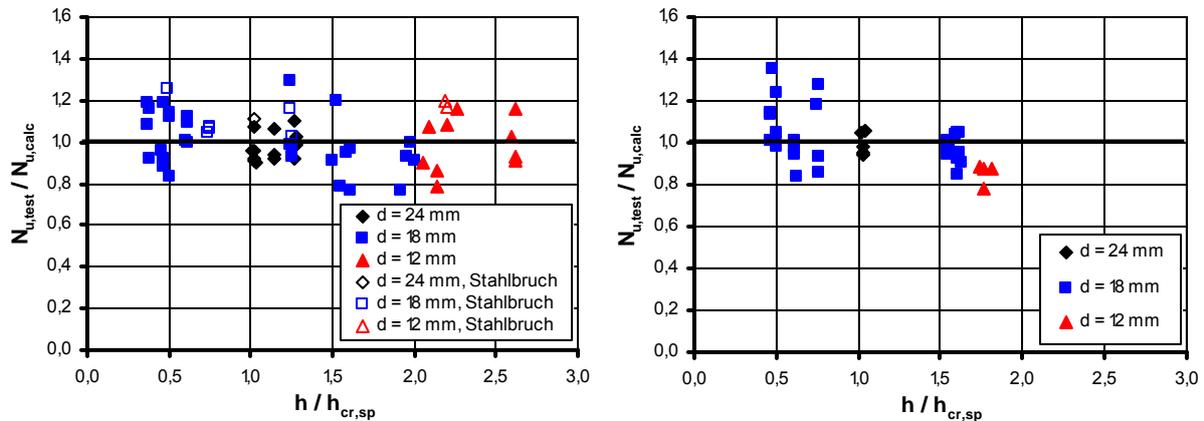


Abbildung 4.119: Verhältnis gemessene zu berechneter Höchstlast für einzelne Hülsendübel vom Typ HD1 in der Ecke mit $c_1 = c_2$



a) Einzeldübel am Rand

b) Einzeldübel in der Ecke

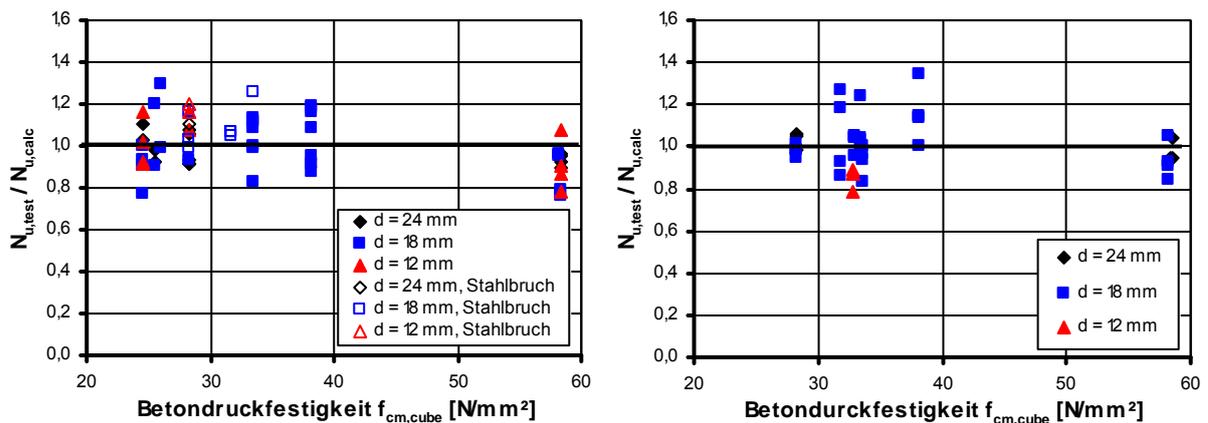
Abbildung 4.120: Verhältnis gemessene zu berechneter Höchstlast für Hülsendübel HD1 in Abhängigkeit von der auf die charakteristische Bauteildicke bezogenen Bauteildicke für a) Einzeldübel am Rand und b) Einzeldübel in der Ecke

Zur Untersuchung des Einflusses der Betondruckfestigkeit wurden auch Versuche in Probekörpern durchgeführt, die aus einem höherfesten Beton hergestellt wurden. In Abbildung 4.121 sind die Verhältniszahlen aller Versuchsergebnisse über der jeweiligen Betondruckfestigkeit aufgetragen. Auch hier zeigt sich, dass der Einfluss der Betondruckfestigkeit von dem Berechnungsmodell in geeigneter Weise berücksichtigt wird.

Weiterhin wurden für die Dübelgröße 18 mm einige Versuchsserien mit Zweiergruppen durchgeführt. Für eine Zweiergruppe parallel zum Rand wurde der Achsabstand

4 - Untersuchungen und Ergebnisse bei enger Abstützung

in drei Schritten variiert. Für einen Achsabstand wurde auch eine Zweiergruppe in der Ecke untersucht. Der Randabstand war bei allen Versuchen gleich. Wie anhand von Abbildung 4.122 zu erkennen ist, sind die in den Versuchen erzielten Höchstlasten nahezu immer geringer als die nach dem Berechnungsmodell ermittelten Höchstlasten. Im Mittel betragen sie 84 Prozent der Höchstlasten des Berechnungsmodells. Dies entspricht nicht der Erwartung, zumal für das Berechnungsmodell ein charakteristischer Achsabstand entsprechend dem zweifachen charakteristischen Randabstand zugrunde gelegt wurde. Nach den theoretischen Überlegungen und den Untersuchungsergebnissen der Abschnitte 4.5.2.7 und 4.5.2.8 sollten die auf diese Weise berechneten Höchstlasten tendenziell auf der sicheren Seite liegen.



a) Einzeldübel am Rand

b) Einzeldübel in der Ecke

Abbildung 4.121: Verhältnis gemessene zu berechneter Höchstlast für Hülsendübel HD1 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit für a) Einzeldübel am Rand und b) Einzeldübel in der Ecke

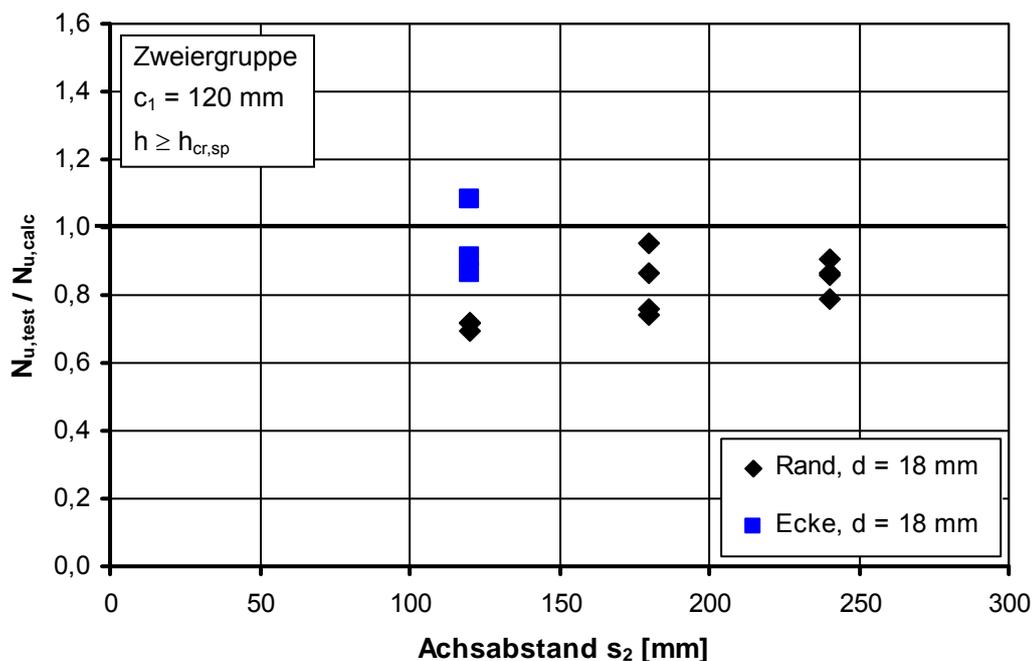


Abbildung 4.122: Verhältnis gemessene zu berechneter Höchstlast für 2er-Gruppen parallel zum Rand mit Hülsendübel HD1 in Abhängigkeit von s_2

Im Vergleich einzelner Versuchsserien des Versuchsprogramms miteinander widersprechen die Versuchsergebnisse der Versuche mit Gruppenbefestigungen in zweierlei Hinsicht den Erwartungen. In Tabelle 4.11 sind für vier Versuchsserien die gemittelten und auf eine Betondruckfestigkeit von 30 N/mm² umgerechneten Höchstlasten bei Spaltversagen angegeben. Die Höchstlast der Zweiergruppe mit einem Achsabstand von 240 mm hat eine doppelt so große (projizierte) Bruchfläche wie der Einzeldübel in der Ecke mit einem Randabstand von 120 mm. Es wäre daher zu erwarten, dass die Höchstlast der Zweiergruppe auch mindestens das Zweifache von dem Wert des Einzeldübels in der Ecke beträgt. Bei den Versuchen hat sich jedoch nur der 1,75-fache Wert ergeben.

Die Versuche mit einer Zweiergruppe mit einem Achsabstand von 120 mm wurden sowohl am Rand als auch in der Ecke durchgeführt. Da die (projizierte) Bruchfläche der Befestigung am Rand größer als diejenige in der Ecke ist, ist zu erwarten, dass die Befestigung am Rand eine größere Höchstlast aufweist. Dennoch hat sich bei den Versuchen in der Ecke eine größere Höchstlast ergeben (Tabelle 4.11).

Die Versuchsergebnisse der Zweiergruppen am Rand lassen sich zumindest in Teilen nicht sinnvoll begründen. Die Anzahl der vorliegenden Versuchsergebnisse ist jedoch nicht ausreichend, um abschließend beurteilen zu können, ob Mehrfachbefestigungen von dem Berechnungsmodell realitätsnah berücksichtigt werden oder nicht.

Befestigung	c ₁ [mm]	s ₂ [mm]	N _{u,sp,m} [kN]
Einzeldübel, Ecke c ₁ = c ₂	120	-	44,3
2er-Gruppe, Rand	120	240	77,6
2er-Gruppe, Ecke c ₁ = c ₂	120	120	59,1
2er-Gruppe, Rand	120	120	52,3

Tabelle 4.11: Ausgewählte Versuchsergebnisse der Versuche mit Hülsendübel HD1

Abschließend sind die statistischen Kennzahlen der Versuche in Tabelle 4.12 aufgelistet. Abgesehen von den Versuchsergebnissen mit Gruppenbefestigungen weisen die auf die jeweilige Höchstlast des Berechnungsmodells bezogenen Versuchsergebnisse einen Mittelwert von ungefähr Eins auf. Der Variationskoeffizient ist mit 13,4 % vergleichsweise gering. Zusammenfassend kann daher, mit einer gewissen Einschränkung im Hinblick auf Gruppenbefestigungen, festgestellt werden, dass das Berechnungsmodell das Tragverhalten der untersuchten Hülsendübel in geeigneter Weise beschreibt.

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Einzelversuche			
	Rand	Ecke	Gruppe	Gesamt
Anzahl	51	38	14	103
max. Verhältnis	1,30	1,35	1,08	1,35
min. Verhältnis	0,76	0,78	0,69	0,69
Mittelwert	0,99	1,00	0,84	0,97
Variationskoeffizient	12,3 %	12,1 %	12,9 %	13,4 %

Tabelle 4.12: Statistische Kennzahlen der Auswertung der Versuche mit Hülsendübel HD1

4.6.4.2 Untersuchungen mit Bolzendübeln

Es wurden Versuche mit zwei verschiedenen Produkten durchgeführt. Dabei hat sich gezeigt, dass Bolzendübel schon bei vergleichsweise geringer Zugbelastung durch Herausziehen versagen. Beim Herausziehen wird der Bolzen durch die Sprezhülse gezogen. Teilweise tritt bereits beim minimalen Randabstand das Versagen durch Herausziehen bzw. einer Kombination von Spalten und Herausziehen ein. Somit ist es nicht möglich, mit diesem Dübeltyp Untersuchungen zum Spaltversagen unter Variation der entscheidenden Einflussgrößen wie Randabstand und Bauteildicke durchzuführen.

Auf die wenigen Versuchsergebnisse von Bolzendübeln, bei denen ein Spaltversagen eintrat, wird im folgenden Abschnitt eingegangen.

4.6.4.3 Produkteinfluss

Nach *Mayer (1991)* hängt die Spreizkraft von Metallspreizdübeln im Wesentlichen von dem Konuswinkel und dem Reibungswinkel zwischen dem Konus und der Hülse ab. Da die direkte Spaltkraft des Dübels proportional zur Spreizkraft ist, ist damit das Verhältnis zwischen der angreifenden Zugkraft und der hervorgerufenen direkten Spaltkraft produktabhängig. Die Größe der Lasteinleitungsfläche beeinflusst die Höhe der indirekten Spaltkraft. Die Größe der Lasteinleitungsfläche hängt neben dem Durchmesser des Dübels auch von seiner konstruktiven Ausbildung im Spreizbereich ab, da diese beeinflusst über welche Höhe die Sprezhülse an der Bohrlochwand anliegt und Kräfte überträgt. Damit hängt auch die Größe der Lasteinleitungsfläche vom jeweiligen Produkt ab.

In Abschnitt 4.6.4.1 wurde für ein Produkt vom Hülsentyp (HD1) der Produktfaktor ermittelt. Der Produktfaktor steigt erwartungsgemäß mit der Dübelgröße an, da mit dieser die Lasteinleitungsfläche zunimmt. Die Produktfaktoren sind in Abbildung 4.123 über dem Dübeldurchmesser aufgetragen. Der Zusammenhang zwischen dem Dübeldurchmesser und dem Produktfaktor lässt sich näherungsweise durch die in Abbildung 4.123 angegebene Gleichung beschreiben. Damit sich der Zusammenhang durch eine Gleichung beschreiben lässt, ist es jedoch Voraussetzung, dass die Abmessungen der einzelnen Bestandteile des Dübels proportional zum Durchmesser skaliert sind.

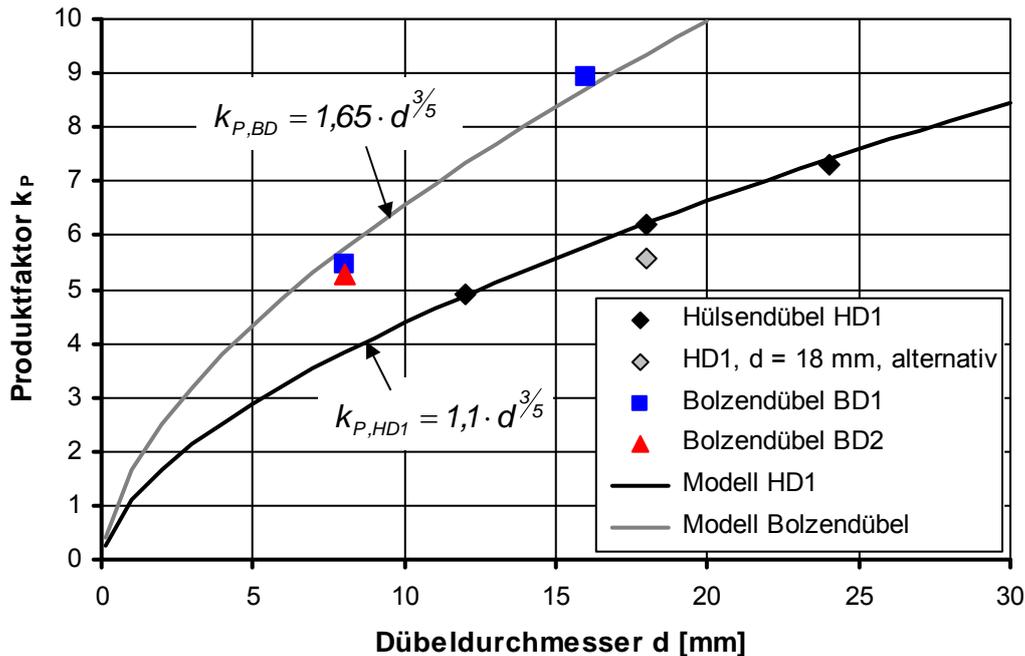


Abbildung 4.123: Produktfaktoren verschiedener Dübelarten und Dübelgrößen in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser

Außerdem sind in Abbildung 4.123 die anhand von Versuchen mit Einzeldübeln am Rand ermittelten Produktfaktoren von zwei unterschiedlichen Bolzendübeln dargestellt. Diese sind größer als die des Hülsendübels HD1. Für einen Durchmesser von 8 mm sind die Produktfaktoren beider Bolzendübel fast gleich groß. Für einen Durchmesser von 16 mm konnte nur für den Bolzendübel BD1 ein Produktfaktor ermittelt werden. Weiterhin ist der Verlauf einer Gleichung in Abbildung 4.123 eingetragen, die für die Bolzendübel BD1 und BD2 den Produktfaktor unter der Annahme wiedergegeben soll, dass dieser in gleicher Weise wie der des Hülsendübels HD1 ansteigt. Die für den Bolzendübel BD1 ermittelten Produktfaktoren steigen jedoch etwas stärker mit dem Durchmesser an, als von dem Modell unterstellt wird. Prinzipiell ist es vorstellbar, dass neben der absoluten Höhe des Produktfaktors auch der Anstieg des Produktfaktors mit dem Durchmesser produktabhängig ist.

In Abbildung 4.124 sind sämtliche Versuchsergebnisse mit Bolzendübeln und einem Spaltversagen in Relation zu der nach dem Berechnungsmodell berechneten Höchstlast aufgetragen. Der Produktfaktor wurde gemäß der in Abbildung 4.123 angegebenen Gleichung angesetzt und der charakteristische Randabstand wurde gegenüber dem Hülsendübel HD1 verdoppelt. Auf diese Weise ergibt sich eine brauchbare Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den berechneten Höchstlasten. Insgesamt sind jedoch die wenigen vorliegenden Ergebnisse mit enger Abstützung und Spaltversagen nicht ausreichend, um abschließend feststellen zu können, dass auch das Tragverhalten von Bolzendübeln mit dem Berechnungsmodell zutreffend beschrieben werden kann.

Für einen zweiten Metallspreizdübel vom Hülsentyp liegen Versuchsergebnisse mit Einzeldübeln in der Bauteilecke vor. Für einen Vergleich dieser Ergebnisse mit dem Berechnungsmodell kann der Produktfaktor nicht anhand von Einzeldübeln am Rand

bestimmt werden. Um trotzdem einen Vergleich durchführen zu können, wird daher angenommen, dass der charakteristische Randabstand dem vom Hülsendübel HD1 entspricht, und dass der Produktfaktor in gleicher Weise wie der vom Hülsendübel HD1 mit der Dübelgröße ansteigt. Um bei dieser Vorgehensweise zu erreichen, dass das Verhältnis von Versuchshöchstlast zu berechneter Höchstlast im Mittel Eins beträgt, ergibt sich der konstante Faktor bei der Berechnung des Produktfaktors zu 1,7. Die Versuchsergebnisse streuen dann mit einem Variationskoeffizienten von 16,3 % um diesen Mittelwert. Ein Trend ist dabei nicht zu erkennen.

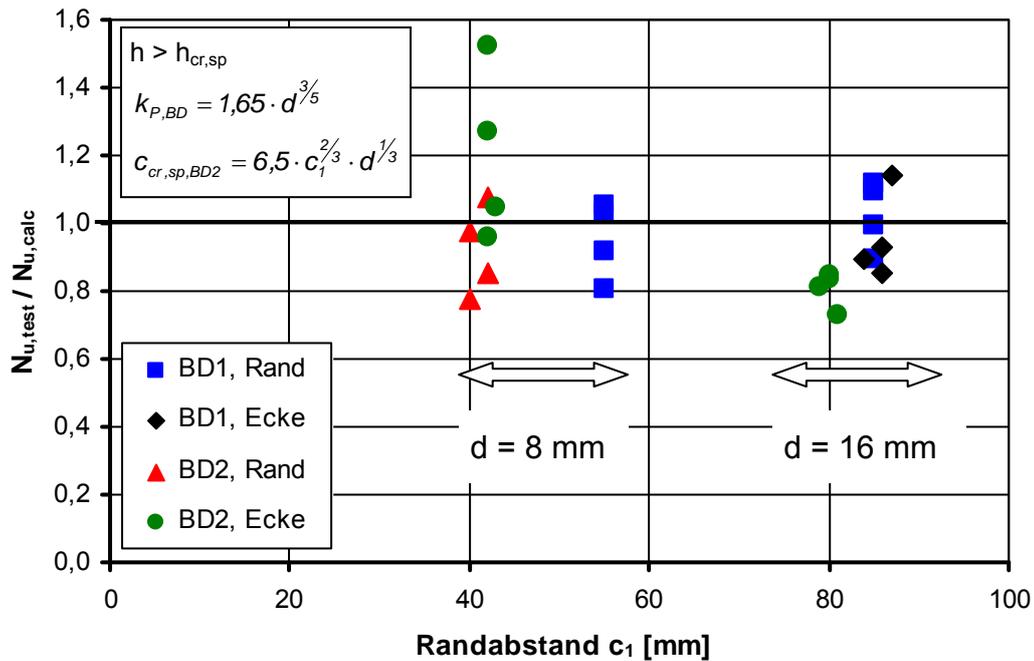


Abbildung 4.124: Versuchsergebnisse mit Einzeldübeln vom Bolzentyp

Anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse wird deutlich, dass jedes Produkt und jede Dübelgröße einen eigenen Produktfaktor benötigt. Unter der Voraussetzung, dass die konstruktiven Bestandteile des Dübels proportional zu der Dübelgröße skaliert werden, folgt der Anstieg des Produktfaktors mit der Dübelgröße einer Gesetzmäßigkeit. Es ist jedoch nicht zwingend, dass diese für alle Produkte identisch ist. Daher ist es erforderlich für die Bestimmung der Produktfaktoren eines Produktes, für mindestens drei unterschiedliche Dübelgrößen den Produktfaktor experimentell zu ermitteln. Gegebenenfalls erkennt man dann eine Gesetzmäßigkeit, mit der die Produktfaktoren der restlichen Dübelgrößen berechnet werden können.

Weiterhin deuten die Versuchsergebnisse darauf hin, dass auch der konstante Faktor in der Gleichung zur Berechnung des charakteristischen Randabstandes (Gleichung 4.62) eine produktabhängige Größe hat; oder sich zumindest zwischen Hülsen- und Bolzendübeln unterscheidet. Dies ließe sich dadurch erklären, dass die Größe des Spannungsfeldes neben der Dübelgröße auch von dem Produkt abhängig ist, was bei unterschiedlich großen Lasteinleitungsflächen vorstellbar ist. Hierzu besteht jedoch noch weiterer Forschungsbedarf.

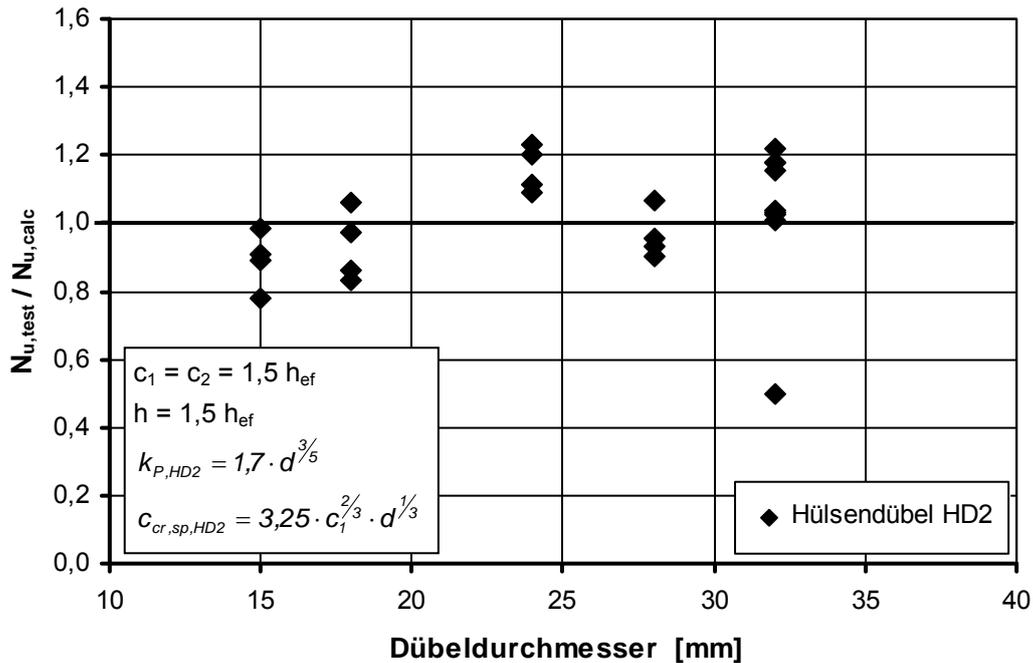


Abbildung 4.125: Versuchsergebnisse mit Einzeldübeln in der Ecke vom Hülsentyp HD2

4.7 Zusammenfassung

Anhand von (numerischen) Untersuchungen mit enger Abstützung wurde ein Berechnungsmodell für Spaltversagen entwickelt. Das Modell kann auf stoffschlüssige Befestigungsmittel (konventionelle Verbunddübel), formschlüssige Befestigungsmittel (Kopfbolzen und Hinterschnittdübel) und reibschlüssige Befestigungsmittel (Metallspreizdübel vom Bolzen- und Hülsentyp) angewendet werden. Das Berechnungsmodell geht von dem Grundfall „Einzeldübel am Rand mit großer Bauteildicke“ aus. Dessen Spaltbruchlast berechnet sich folgendermaßen:

$$N_{u,sp}^0 = k_P \cdot c_1^{3/7} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/6} \cdot (\pi \cdot d \cdot h_{ef})^{1/2} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad \text{für Verbunddübel}$$

$$N_{u,sp}^0 = k_P(d) \cdot c_1^{2/3} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/2} \cdot h_{ef}^{1/3} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad \text{für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel}$$

Die Spaltbruchlast hängt von den beiden geometrischen Einflussgrößen Randabstand c_1 und Verankerungstiefe h_{ef} , welche die Größe der Bruchfläche bestimmen, sowie von den Materialeigenschaften des Betons ab, die mittels der Betondruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ berücksichtigt werden.

Weiterhin geht ein produktabhängiger Faktor in die Gleichungen ein. Für Verbunddübel ist der Produktfaktor für alle Dübelgrößen gleich groß, da der Einfluss der Dübelgröße über den Dübeldurchmesser berücksichtigt wird. Für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel hängt der Produktfaktor von der Dübelgröße ab.

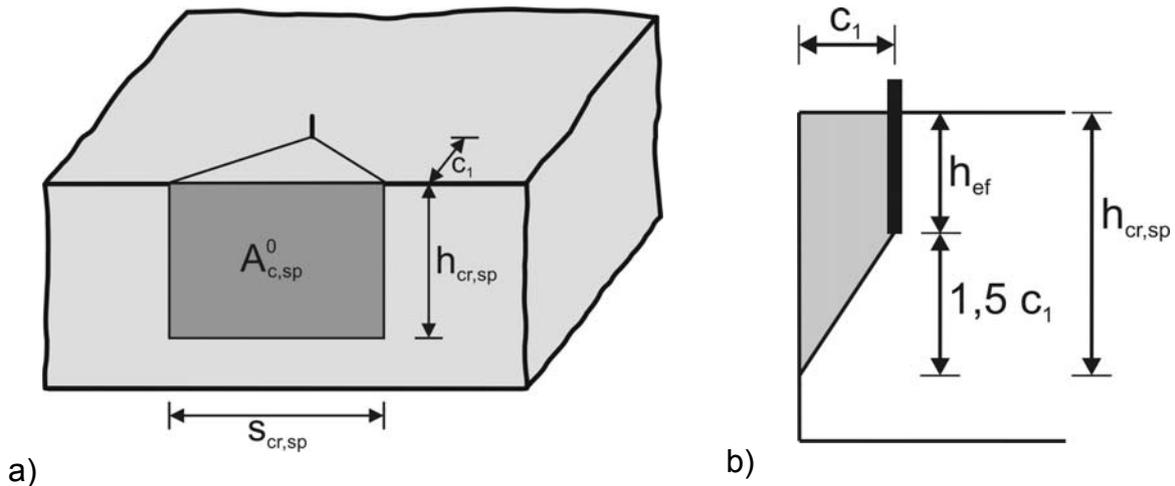


Abbildung 4.126: a) Projizierte Bruchfläche für den Grundfall und b) Schnitt durch die Bruchfläche

Das Konzept des Berechnungsmodells sieht vor, die Spaltbruchlast des jeweiligen Anwendungsfalles über das Verhältnis idealisierter auf die Seitenfläche des Bauteils projizierter Bruchflächen zu ermitteln.

Die projizierte Bruchfläche des Grundfalls (Abbildung 4.126a) ist das Produkt aus dem charakteristischen Achsabstand $s_{cr,sp}$ und der charakteristischen Bauteildicke $h_{cr,sp}$:

$$A_{c,sp}^0 = s_{cr,sp} \cdot h_{cr,sp}$$

mit: $h_{cr,sp} = 1,5 \cdot c_1 + h_{ef}$

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp} = 15 \cdot c_1^{1/3} \cdot d^{2/3}$$

für Verbunddübel

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp} = 10 \cdot c_1^{2/3} \cdot d_K^{1/3}$$

für formschlüssige Befestigungsmittel

$$s_{cr,sp} = 2 \cdot c_{cr,sp} = k_P \cdot c_1^{2/3} \cdot d^{1/3}$$

für reibschlüssige Befestigungsmittel

Für den allgemeinen Anwendungsfall mit den geometrischen Größen nach Abbildung 2.1b und der jeweiligen projizierten Bruchfläche $A_{c,sp}$ lässt sich die Spaltbruchlast nach folgender Gleichung berechnen:

$$N_{u,sp} = N_{u,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,sp}}{A_{c,sp}^0} \cdot \Psi_{h,sp} \cdot \Psi_{g1,sp} \cdot \Psi_{g2,sp} \cdot \Psi_{ec,sp}$$

mit: $A_{c,sp} = [\min(c_2; c_{cr,sp}) + (n_2 - 1) \cdot \min(s_2; s_{cr,sp}) + c_{cr,sp}] \cdot \min(h; h_{cr,sp})$

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h_{cr,sp}}{h} \right)^{5/6}$$

für Verbunddübel

$$\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h_{cr,sp}}{h} \right)^{1/2}$$

für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel

$$\Psi_{g1,sp} = n_1^{1/4} - \left(n_1^{1/4} - 1\right) \cdot \frac{s_1}{s_{cr,sp}} + (n_1 - 1) \cdot \left(\frac{s_1}{s_{cr,sp}}\right)^{1/4} \geq 1 \quad \text{für Verbunddübel}$$

$$\Psi_{g1,sp} = 1 + (n_1 - 1) \cdot \left(\frac{s_1}{s_{cr,sp}}\right)^{1/4} \quad \text{für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel}$$

$$\Psi_{g2,sp} = n_2^{1/4} - \left(n_2^{1/4} - 1\right) \cdot \frac{s_2}{s_{cr,sp}} \geq 1 \quad \text{für Verbunddübel}$$

$$\Psi_{g2,sp} = 1 \quad \text{für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel}$$

$$\Psi_{ec,sp} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{sp}}{s_{cr,sp}}} \leq 1$$

Der Faktor $\Psi_{h,sp}$ bewirkt, dass der lineare Einfluss der Bauteildicke über die projizierten Bruchflächen dem in den Untersuchungen ermittelten Einfluss angepasst wird. Der Faktor $\Psi_{g1,sp}$ berücksichtigt bei Gruppenbefestigungen die Lasterhöhung durch mehrere auf einer Linie senkrecht zum Rand liegende Dübel, da diese keinen Einfluss auf die projizierten Bruchflächen haben. Bei Gruppenbefestigungen mit mehreren parallel zum Rand angeordneten Dübeln wird durch den Faktor $\Psi_{g2,sp}$ die gegenüber einem Einzeldübel größere Lasteinleitungsfläche berücksichtigt. Der Faktor $\Psi_{ec,sp}$ stellt den ungünstigen Einfluss einer Exzentrizität der angreifenden Zuglast gegenüber dem geometrischen Schwerpunkt einer Gruppenbefestigung in Rechnung.

Bei einem Vergleich von gemessenen Höchstlasten aus experimentellen Untersuchungen mit nach dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell berechneten Höchstlasten konnte gezeigt werden, dass die einzelnen Einflussgrößen von dem Modell realitätsnah erfasst werden.

Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die entsprechenden Parameter die Spaltbruchlast von Übergreifungsstößen nach den Berechnungsmodellen von *Eligehausen (1979)* und *Model Code 2010* in ähnlicher Weise beeinflussen wie bei dem hier vorgeschlagenen Berechnungsmodell für Verbunddübel (Abschnitt 4.4.4).

Am Beispiel eines Kopfbolzens wird in Abschnitt 4.5.3 dargelegt, dass der Zusammenhang zwischen der bruchverursachenden Kraft und der Bruchfläche bei dem hier vorgeschlagenen Modell identisch wie bei einem Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch (Abschnitt 2.4.1.1) ist.

5 Untersuchungen und Ergebnisse bei weiter Abstützung

In Kapitel 4 wurden Untersuchungen mit enger Abstützung durchgeführt, um gezielt ein Versagen durch Spalten des Ankergrundes Beton hervorzurufen. In der Baupraxis werden die von Befestigungen in ein Betonbauteil eingeleiteten Zugkräfte jedoch über Bauteilbiegung in die jeweiligen Auflager des Bauteils geleitet. Zum einen ist dann ein Versagen durch Bildung eines Ausbruchkegels möglich, und zum anderen verursacht die eingeleitete Zuglast in dem betreffenden Bauteil einen von dem bei Versuchsdurchführung mit enger Abstützung abweichenden Spannungszustand.

Gemäß *ETAG 001-1* und *ETAG 001-5* werden diejenigen Zulassungsversuche, die der Ermittlung eines charakteristischen Rand- bzw. Achsabstandes für Spalten dienen sollen, mit einer weiten Abstützung durchgeführt. Die Abstützweite beträgt dabei das Vierfache der Verankerungstiefe. Siehe dazu auch Abschnitt 2.5.2.2.

In diesem Kapitel wird anhand numerischer Simulationen und experimenteller Untersuchungen erforscht, durch welche Parameter bei weiter Abstützung und Versagen des Ankergrundes Beton die Höchstlast einer Befestigung entscheidend beeinflusst wird. Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse wird ein Berechnungsmodell abgeleitet. Dieses Berechnungsmodell soll in erster Linie dazu dienen, die von der Bauteildicke abhängenden Höchstlasten bei Versuchen mit weiter Abstützung (Abstützweite $4 h_{ef}$) zu erklären. In Kapitel 6 werden die Ergebnisse der Kapitel 4 und 5 verglichen und Schlussfolgerungen gezogen.

5.1 Stoffschlüssige Befestigungen

Die numerischen Simulationen wurden mit der in Abschnitt 3.3.2.3 beschriebenen Modellierung für Verbunddübel durchgeführt. Die Simulation der weiten Abstützung erfolgte dabei wie in Abschnitt 3.3.2.4 angegeben. Sofern nichts anderes angegeben ist, wurden die FE-Berechnungen unter Verwendung des Verbundmörtels mit der höchsten Verbundfestigkeit (VB1) durchgeführt.

5.1.1 Beschreibung Versagensmechanismus

Zum Verständnis des Versagensmechanismus wird zunächst das typische Versagensbild von Versuchen mit Einzeldübeln in der Bauteilecke betrachtet. Abbildung 5.1 zeigt für eine geringe Bauteildicke ($1,25 h_{ef}$), welche Risse (Abbildung 5.1a) typischerweise entstehen und welche Bruchkörper (Abbildung 5.1b) man erhält. Zunächst bildet sich ein Riss, der ausgehend vom Dübel in Richtung Ecke läuft und an einem der Ränder mit kleinem Abstand zur Ecke endet. Außerdem bilden sich Risse, die vom Dübel in Richtung Abstützung verlaufen. Ein Riss, der halbreisförmig um den Dübel herum läuft, wird an der Seite zum Platteninneren sichtbar.

Aufgrund der zuvor beschriebenen Rissbildung erhält man mehrere Bruchkörper. Dabei ist es typisch, dass an der Vorderseite zur Ecke hin zwei Bruchkörper (1 und 3) entstehen, die durch den Riss, der in Richtung Ecke verläuft, getrennt werden. An der

Hinterseite des Dübels erhält man noch einen weiteren Bruchkörper (2), der in etwa die Form eines halben Ausbruchkegels hat. Bei geringer Bauteildicke entspricht die Höhe der Bruchkörper zu den Rädern hin der gesamten Bauteilhöhe. Zum Platteninneren läuft der Bruch vom Ende der Verankerungstiefe geneigt zur Plattenoberseite hoch. Der Bruchwinkel entspricht dabei in etwa demjenigen, wie er für einen kegelförmigen Betonausbruch typisch ist.

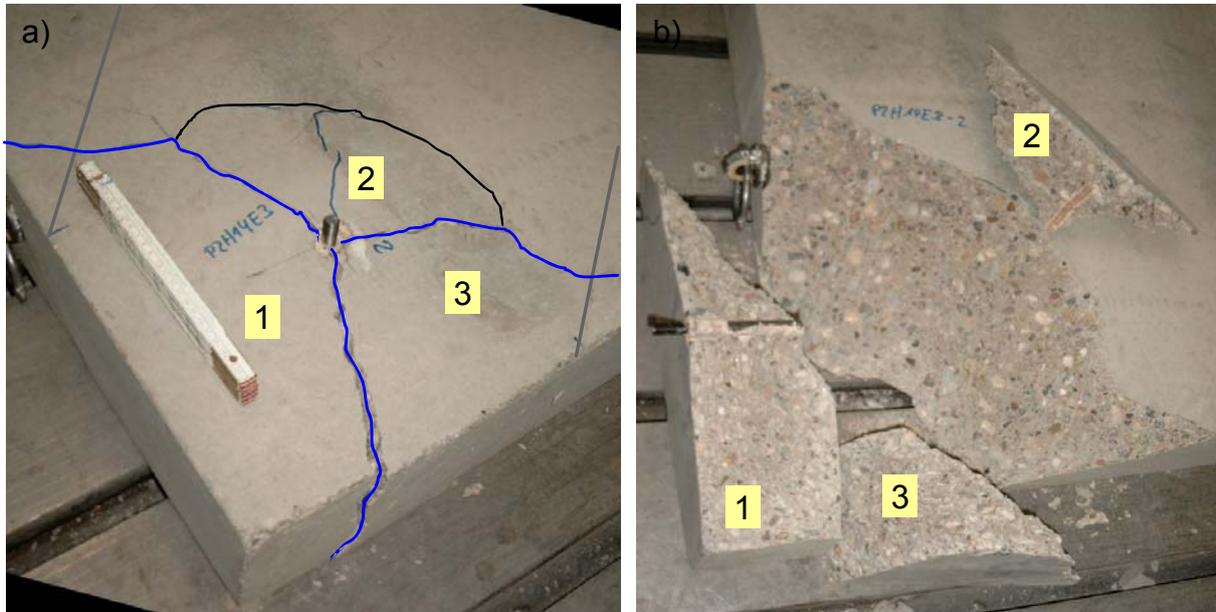


Abbildung 5.1: a) sichtbare Risse und b) Bruchkörper bei geringer Bauteildicke

Die Bruchkörper bei großer Bauteildicke (Abbildung 5.2) sehen sehr ähnlich aus. Jedoch entspricht hier die Höhe der Bruchkörper 1 und 3 nicht der Bauteilhöhe. Vielmehr verläuft der Bruch vom Ende der Verankerungstiefe in etwa waagrecht bis teilweise leicht nach unten geneigt zum Rand.

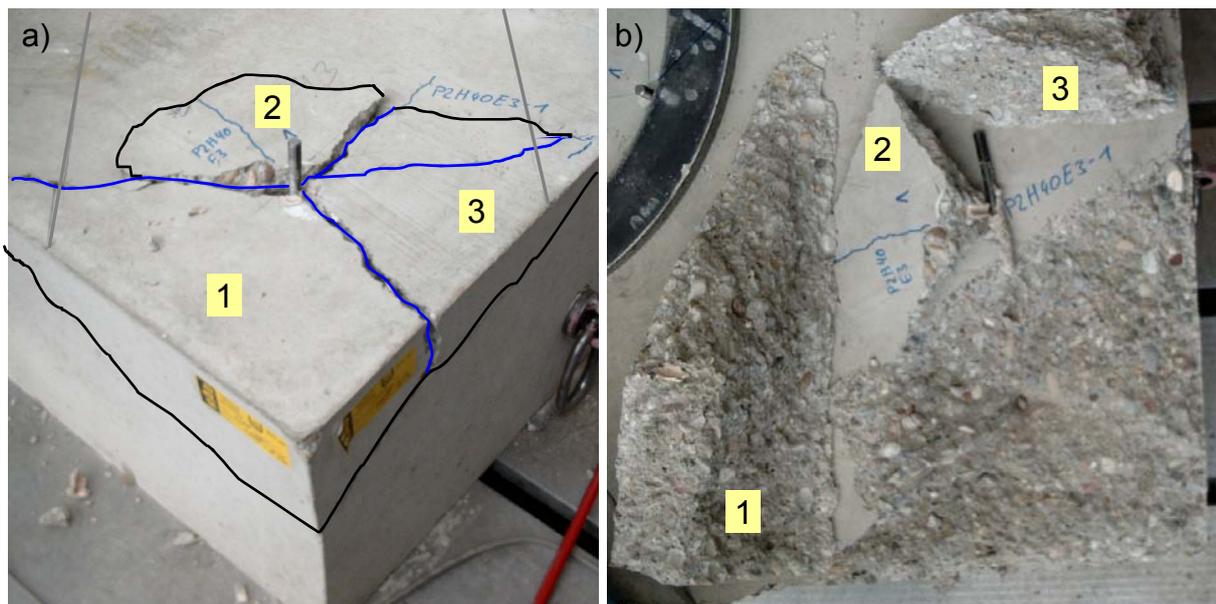


Abbildung 5.2: a) sichtbare Risse und b) Bruchkörper bei großer Bauteildicke

Abbildung 5.3 zeigt einen Vergleich bezüglich der Rissbildung zwischen einem experimentellen Versuch und einer FE-Simulation. Im rechten Teil der Abbildung sind die Hauptdehnungen einer FE-Simulation kurz nach Erreichen der Höchstlast dargestellt. Die rot eingefärbten Bereiche kennzeichnen Bereiche mit großen Dehnungen und damit geschädigte respektive gerissene Bereiche. Deren Anordnung ist praktisch identisch mit der Rissbildung von Versuchen. Demzufolge kann davon ausgegangen werden, dass die gewählte FE-Modellierung einen realen Versuch in geeigneter Weise abbildet.

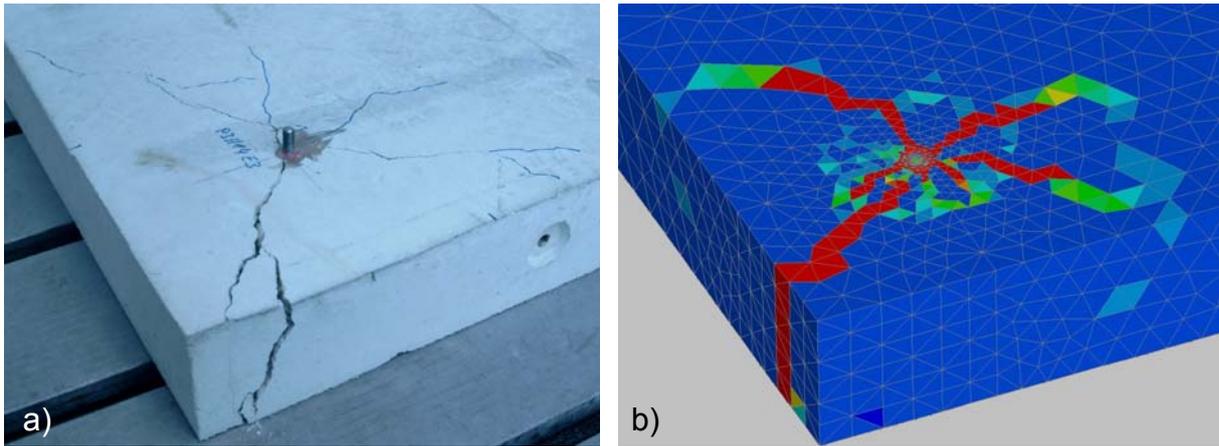


Abbildung 5.3: Rissbildung bei a) Versuch und b) numerische Simulation

Bei einer FE-Simulation hat man die Möglichkeit das Modell aufzuschneiden, um die Spannungs- oder Dehnungsverteilung in der entstehenden Schnittfläche zu betrachten. In Abbildung 5.4 sind die Hauptdehnungen in einem Schnitt durch die Dübelachse dargestellt. Bei Höchstlast deutet sich die Entstehung eines Ausbruchkegels in einer Tiefe von circa 60 % der Verankerungstiefe an. Nach Überschreiten der Höchstlast bildet sich jedoch ein Ausbruchkegel vom Ende der Verankerungstiefe, was letztendlich auch den bei Versuchen beobachteten Bruchkörpern entspricht.

Insgesamt lässt sich bei experimentellen Untersuchungen mit Verbunddübeln bei weiter Abstützung, unabhängig von der Bauteilhöhe, eine von einem Spaltversagen bei enger Abstützung abweichende Rissbildung und die Entstehung eines Ausbruchkörpers beobachten. Die Höchstlasten, die bei weiter Abstützung erzielt werden, sind in aller Regel geringer als diejenigen bei enger Abstützung und Spaltversagen. Darauf wird in Abschnitt 6.1 näher eingegangen. Bei geringer Bauteildicke sind die Höchstlasten auch geringer als sie sich bei einem Betonausbruch gemäß dem CC-Verfahren (Abschnitt 2.4.1.1) ergeben. Dies deutet darauf hin, dass die Rissbildung durch die bei weiter Abstützung auftretenden Biegespannungen hervorgerufen wird, und dass es sich bei dem Versagen um einen durch die Biegespannungen und die Rissbildung beeinflussten Betonausbruch handelt. Nähere Untersuchungen dazu beinhaltet Kapitel 6. Die Höchstlasten werden mit $N_{u,cb}$ bezeichnet. Dabei steht das *c* für *concrete* (engl. für Beton) zur Kennzeichnung eines Betonversagens und das *b* für *bending* (engl. für Biegung) als Hinweis auf einen Biegeeinfluss.

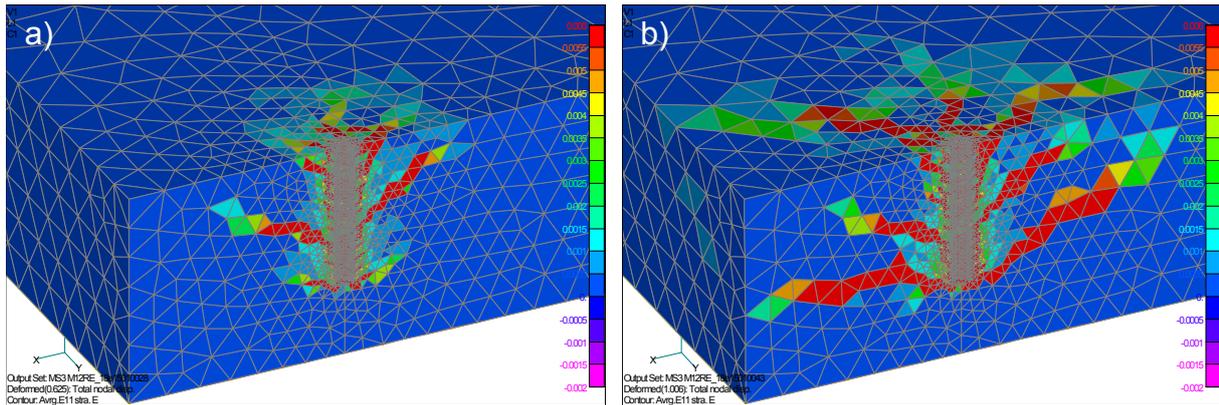


Abbildung 5.4: Schnitt durch Dübelachse, Rissbildung a) bei und b) nach Erreichen der Höchstlast

5.1.2 Ergebnisse FE-Studie und Entwicklung Berechnungsmodell

5.1.2.1 Einfluss des Randabstandes

Zunächst wird der Einfluss des Randabstandes auf die Höchstlast eines Einzeldübels am Rand der Größe M12 mit einer Verankerungstiefe von 120 mm untersucht. Dazu wurden FE-Simulationen mit einer kleinen und einer großen Bauteildicke durchgeführt (Abbildung 5.5). Erwartungsgemäß steigt die Versagenslast mit zunehmendem Randabstand an, wobei sich für die große Bauteildicke für alle untersuchten Randabstände größere Höchstlasten ergeben als für die kleine Bauteildicke. Die Form des Anstiegs ist jedoch für beide Bauteildicken praktisch gleich und lässt sich gut durch eine Potenzfunktion mit einer Potenz von $1/3$ beschreiben.

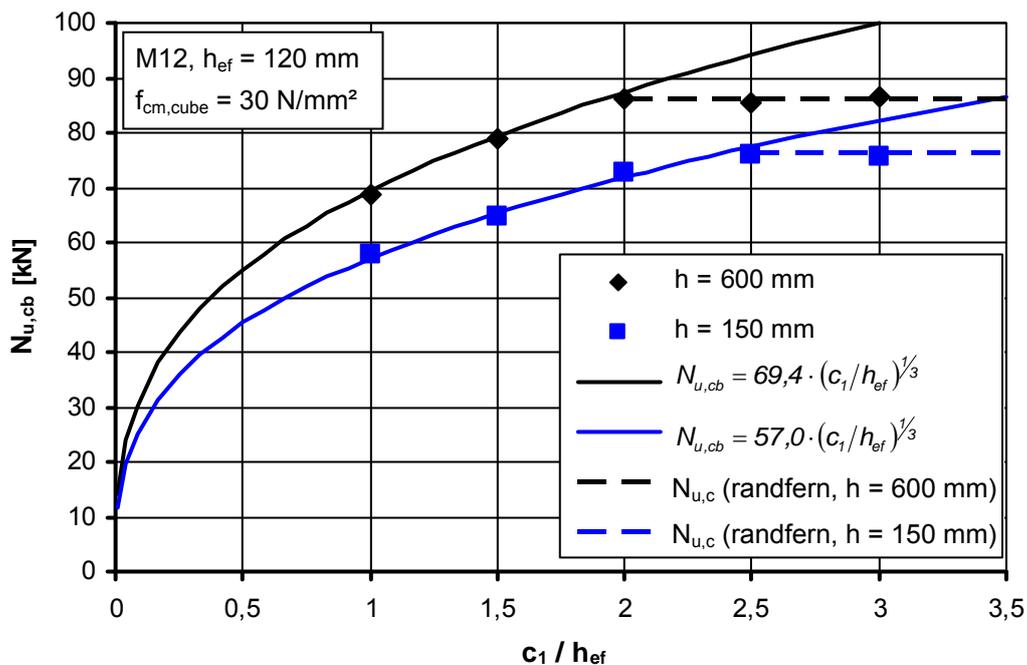


Abbildung 5.5: Numerisch ermittelte Höchstlasten für einen Einzeldübel der Größe M12 am Rand in Abhängigkeit vom Verhältnis Randabstand zu Verankerungstiefe

Der Anstieg der Höchstlast mit dem Randabstand endet bei demjenigen Randabstand bei dem die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels erreicht wird. Auch die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels hängt von der Bauteildicke ab. In Abbildung 5.5 ist die randferne Höchstlast für die beiden Bauteildicken jeweils durch eine horizontale Linie dargestellt. Diese randferne Höchstlast wird bei der kleineren Bauteildicke erst bei einem größeren Randabstand erreicht als bei der großen Bauteildicke.

Auch für die Dübelgröße M24 wurden FE-Berechnungen für verschiedene Randabstände durchgeführt (Abbildung 5.6). Dabei wurden zwei unterschiedliche Verankerungstiefen untersucht. Bei der kleineren Verankerungstiefe von 120 mm entspricht der Anstieg der Höchstlast mit dem Randabstand praktisch dem der Dübelgröße M12 in Abbildung 5.5. Dort betrug die Verankerungstiefe ebenfalls 120 mm. Bei einer Verankerungstiefe von 240 mm zeigt sich ein etwas stärkerer Anstieg der Höchstlast. Für das Berechnungsmodell wird der Anstieg der Bruchlasten mit dem Randabstand unabhängig von der Verankerungstiefe, auf der sicheren Seite liegend, mit einer Potenz von $1/3$ berücksichtigt.

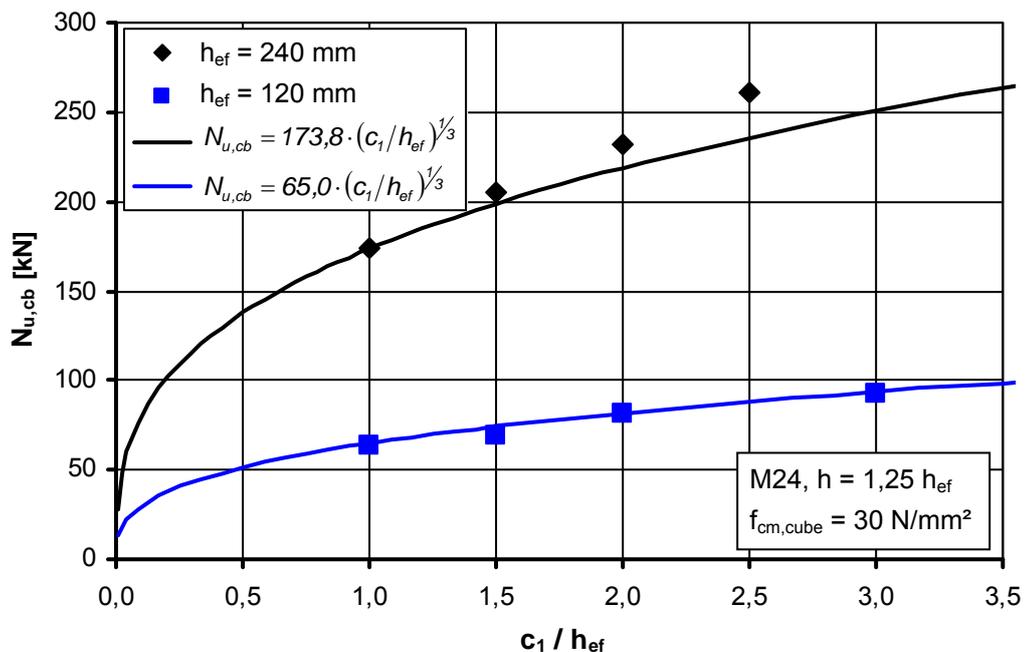


Abbildung 5.6: Numerisch ermittelte Höchstlasten für einen Einzeldübel am Rand der Größe M24 in Abhängigkeit vom Verhältnis Randabstand zu Verankerungstiefe

5.1.2.2 Einfluss der Verankerungstiefe

Zur Untersuchung des Einflusses der Verankerungstiefe auf die Höchstlast wurden Berechnungen mit Dübeln der Größe M24 und den Verankerungstiefen 120 mm und 240 mm durchgeführt. Die Berechnungen ergeben für alle drei untersuchten Randabstände einen Anstieg der Versagenslast auf etwas mehr als das Zweifache. Das heißt, die Höchstlast steigt in etwa linear mit der Verankerungstiefe an.

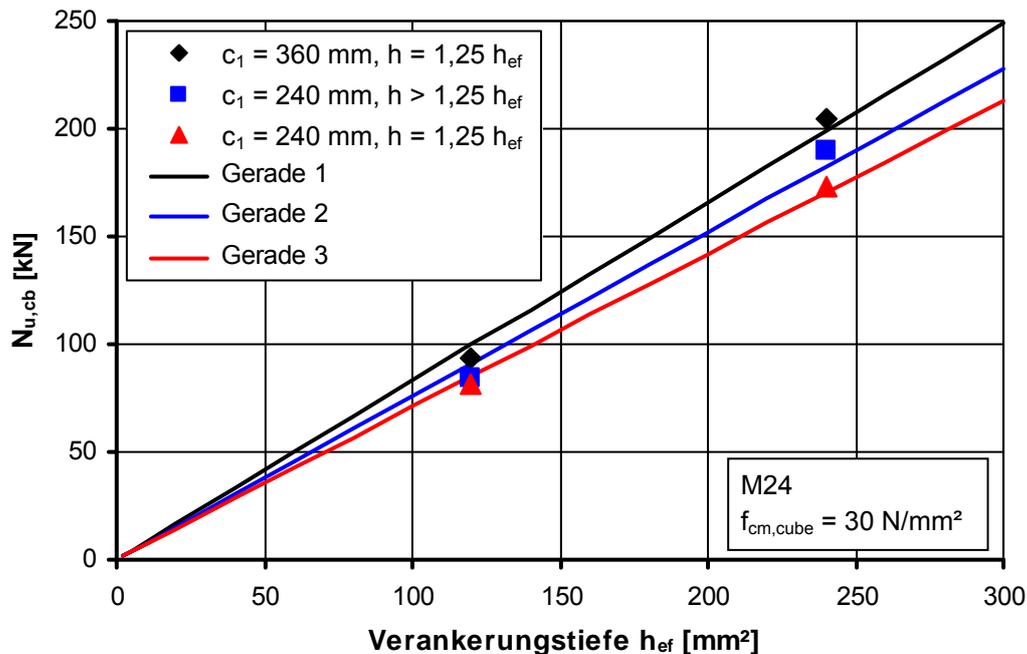


Abbildung 5.7: Numerisch ermittelte Höchstlasten für einen Einzeldübel am Rand der Größe M24 in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

5.1.2.3 Einfluss des Dübeldurchmessers

Vergleicht man die Höchstlasten der Dübelgrößen M12 und M24, beide mit einer Verankerungstiefe von 120 mm, so erkennt man, dass die Höchstlasten der Dübelgröße M24 größer sind als die der Größe M12. Daher werden in Abbildung 5.8 für zwei Randabstände die Berechnungsergebnisse über dem Dübeldurchmesser aufgetragen. Der Anstieg der Höchstlast mit dem Dübeldurchmesser ist vergleichsweise gering. Es wird vorgeschlagen den Einfluss des Dübeldurchmessers in dem Berechnungsmodell mit einer Potenz von $1/4$ zu berücksichtigen. Der sich damit ergebende Verlauf des Berechnungsmodells ist für die beiden Randabstände mit in Abbildung 5.8 eingezeichnet. Der Anstieg der nach dem Modell berechneten Höchstlasten ist etwas größer als derjenige der durch FE-Simulationen ermittelten Höchstlasten. Jedoch ergibt sich eine recht gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen (Abbildung 5.26).

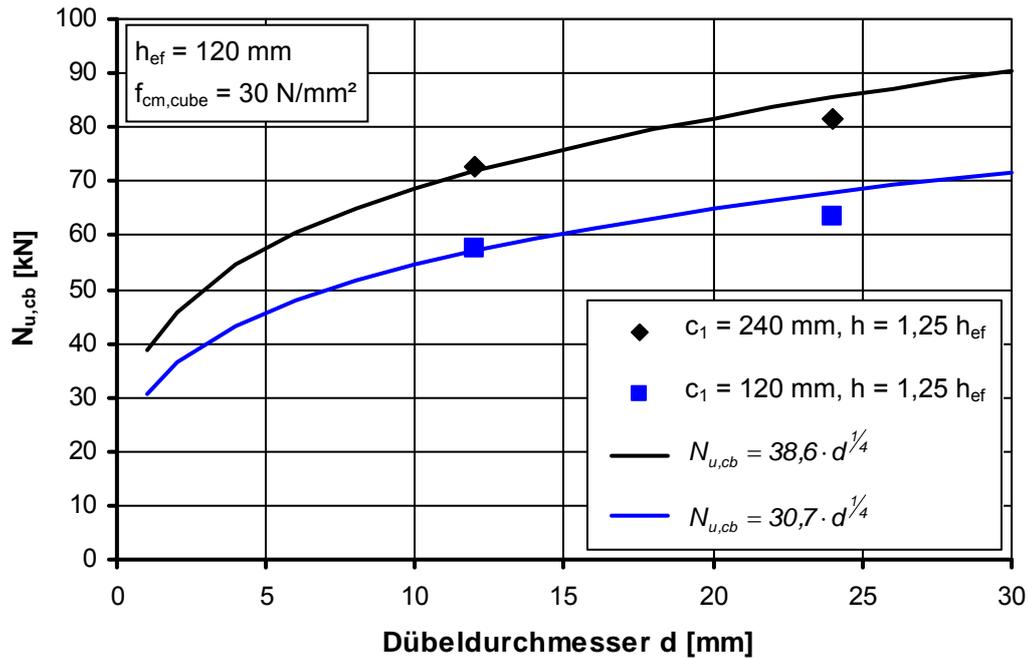


Abbildung 5.8: Numerisch ermittelte Höchstlasten für einen Einzeldübel am Rand in Abhängigkeit vom Dübelndurchmesser

5.1.2.4 Einfluss der Bauteildicke

Wie sich bereits aus den Berechnungen zum Einfluss des Randabstandes (Abbildung 5.5) erkennen lässt, gibt es einen Einfluss der Bauteildicke auf die Höchstlast. Die Berechnungen, die mit einer kleinen und mit einer großen Bauteildicke durchgeführt wurden, zeigen, dass die Höchstlast bei der großen Bauteildicke für alle Randabstände größer ist als für die kleine Bauteildicke. Für drei unterschiedliche Randabstände wurde der Einfluss der Bauteildicke detaillierter untersucht (Abbildung 5.9). Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass etwa ab einer Bauteildicke entsprechend der 2,25-fachen Verankerungstiefe kein Anstieg der Höchstlast mehr stattfindet. Bis zu dieser (charakteristischen) Bauteildicke (Gleichung 5.1) findet ein Anstieg statt, der sich gut durch eine Potenz von $1/3$ beschreiben lässt.

$$h_{cr,cb} = 2,25 \cdot h_{ef} \quad (5.1)$$

Weiterhin wurde geprüft, wie die Bauteildicke die Höchstlast eines Einzeldübelns in der Ecke beeinflusst. Für einen Randabstand entsprechend der 1,5-fachen Verankerungstiefe wurden für zwei Dübelndurchmesser numerische Simulationen durchgeführt. Die Verankerungstiefe wurde mit der Dübelgröße skaliert. Abbildung 5.10 zeigt die Berechnungsergebnisse zusammen mit dem jeweiligen Verlauf des Berechnungsmodells, wie er sich mit dem zuvor gefundenen Zusammenhang zwischen Bauteildicke und Höchstlast ergibt. Der Anstieg der Höchstlasten mit der Bauteildicke entspricht auch für den Einzeldübel in der Ecke für beide Dübelgrößen verhältnismäßig gut dem Verlauf des Berechnungsmodells.

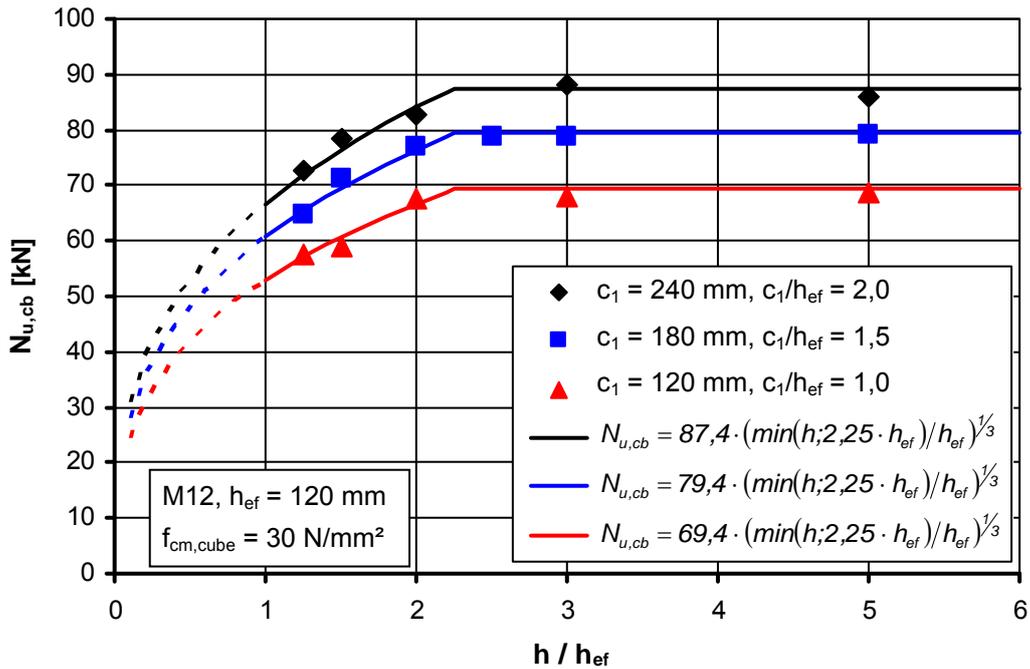


Abbildung 5.9: Einzeldübel am Rand, Einfluss der Bauteildicke für verschiedene Randabstände

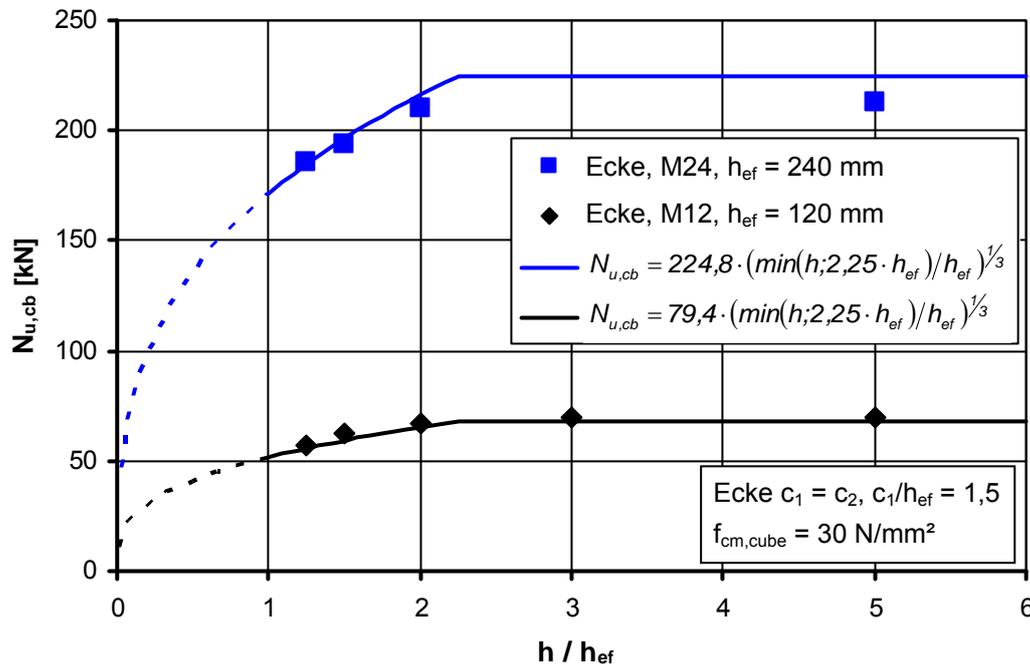


Abbildung 5.10: Einzeldübel in der Ecke, Einfluss der Bauteildicke für verschiedene Verankerungstiefen

Zum Einfluss der Bauteildicke werden abschließend für verschiedene Randabstände, Verankerungstiefen und Dübelndurchmesser sowohl für Einzeldübel am Rand als auch in der Ecke die Höchstlasten bei einer Bauteildicke entsprechend der 1,25-fachen Verankerungstiefe den Höchstlasten bei einer Bauteildicke größer als die

2,25-fache Verankerungstiefe gegenübergestellt. Die Verhältniswerte sind in Abbildung 5.11 über den auf die Verankerungstiefe bezogenen Randabstand dargestellt. Gemäß dem Berechnungsmodell ergibt sich ein Verhältnis von 82 Prozent. Dieser Wert wird lediglich von einem der numerisch untersuchten Anwendungsfälle geringfügig unterschritten. Für den Großteil der untersuchten Anwendungsfälle ergeben sich höhere Verhältniswerte, so dass das Berechnungsmodell auf der sicheren Seite liegt.

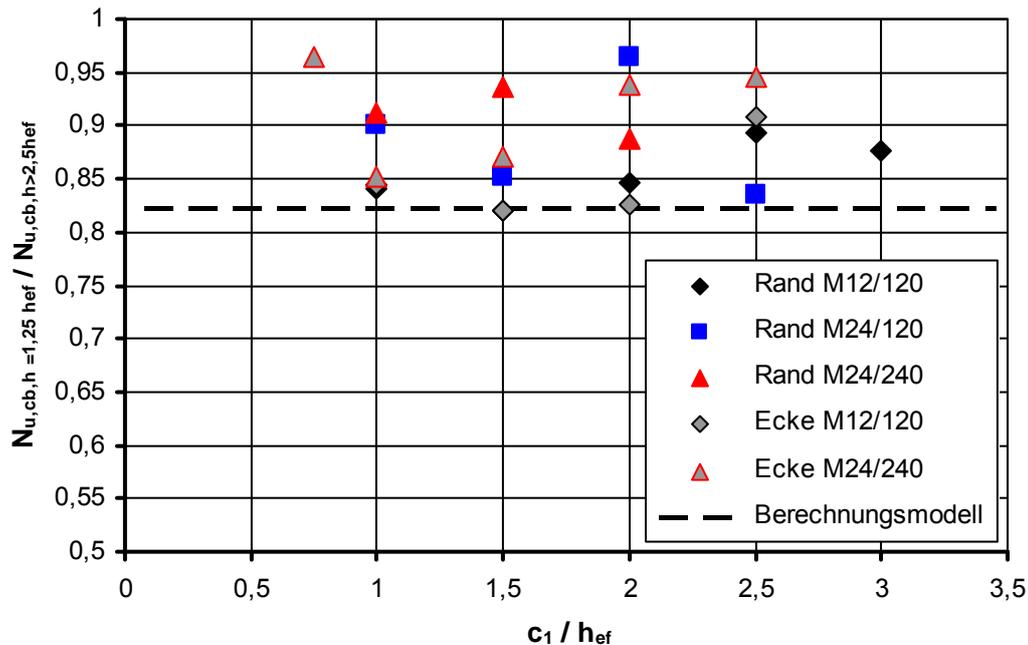


Abbildung 5.11: Verhältnis der Höchstlasten bei $h = 1,25 h_{ef}$ zu $h \geq 2,25 h_{ef}$ für verschiedene Anwendungsfälle mit Einzeldübeln

5.1.2.5 Einfluss der Betondruckfestigkeit

Da es sich um ein Betonversagen handelt, ist davon auszugehen, dass die Festigkeitseigenschaften des Betons einen Einfluss auf die Versagenslast haben. Ohne dass dazu detaillierte Untersuchungen durchgeführt wurden, wird angenommen, dass die Festigkeitseigenschaften des Betons hier, analog zu anderen Berechnungsmodellen der Befestigungstechnik für Betonversagen, über die Wurzel der Betondruckfestigkeit berücksichtigt werden können.

5.1.2.6 Grundgleichung für Einzeldübel am Rand

Der Bruchkörper bei weiter Abstützung ähnelt dem bei Betonausbruch. Da dort der Bruch in Richtung der Oberseite des Betonkörpers erfolgt, wird im CC-Verfahren (Abschnitt 2.4.1.1) auch die Bruchfläche auf die Oberseite projiziert. Für das Berechnungsmodell für randnahe Befestigungen bei weiter Abstützung erscheint es dennoch sinnvoll, eine Projektion der Bruchflächen auf die Seitenfläche des Bauteils vorzunehmen. Nur dann ist es möglich, den Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand in dem Berechnungsmodell wirklichkeitsnah abzubilden. Wie im nachfolgenden Abschnitt gezeigt wird, hängt das Verhältnis der Höchstlasten eines Einzeldübeln in der Ecke zu denen eines Einzeldübeln am Rand von dem Randabstand c_1 ab.

Auch dies kann in dem Berechnungsmodell nur dann abgebildet werden, wenn die Projektion auf die Seitenfläche erfolgt. Außerdem erlaubt die Projektion auf die Seitenfläche den vorhandenen Einfluss der Bauteildicke (Abschnitt 5.1.2.4) über die projizierten Flächen zu berücksichtigen.

Daher wird analog zu dem Vorgehen bei dem Berechnungsmodell für Spaltversagen bei enger Abstützung (Abschnitt 4.4.2.11) eine Grundgleichung für einen Einzeldübel am Rand mit einer Bauteildicke größer der charakteristischen Bauteildicke (Gleichung 5.1) aufgestellt. Aufgrund der in den vorhergehenden Abschnitten ermittelten Einflüsse der einzelnen Parameter auf die Höchstlast, ergibt sich diese zu:

$$N_{u,cb}^0 = 11,5 \cdot c_1^{1/3} \cdot d^{1/4} \cdot h_{ef} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [N] \quad (5.2)$$

5.1.2.7 Charakteristischer Randabstand

Zur Untersuchung des Einflusses des Randabstandes auf die Höchstlast eines Einzeldübel in der Bauteilecke wurden für die Dübelgröße M12 sowohl für eine kleine als auch für eine große Bauteildicke FE-Berechnungen mit verschiedenen Randabständen durchgeführt. Desgleichen wurden FE-Berechnungen für die Dübelgröße M24 durchgeführt. Der Randabstand war dabei immer zu beiden Bauteilrändern gleich groß. Die berechneten Höchstlasten für den Einzeldübel in der Ecke sind in Abbildung 5.12 im Verhältnis zu der jeweiligen Höchstlast eines Einzeldübel am Rand mit gleichem Randabstand in Abhängigkeit vom Rand- bzw. Eckabstand dargestellt.

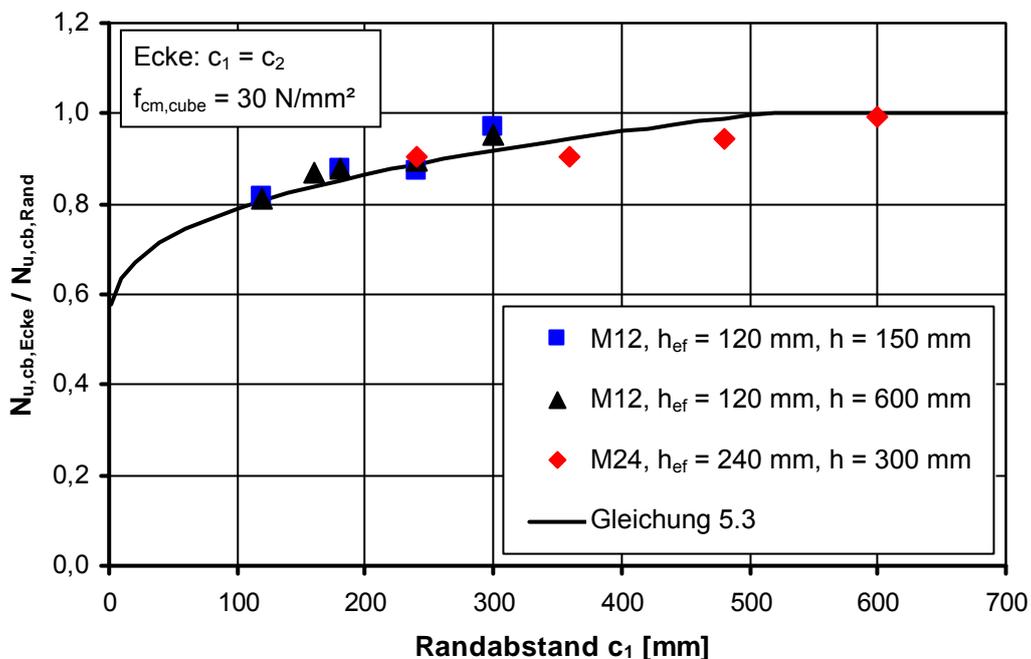


Abbildung 5.12: Verhältnis Höchstlast Ecke zu Höchstlast Rand in Abhängigkeit von dem Randabstand

Die auf die Höchstlast am Rand bezogene Höchstlast in der Ecke steigt mit zunehmendem Randabstand an. Unabhängig von Dübelgröße, Verankerungstiefe und Bauteildicke kann das Verhältnis der Höchstlasten näherungsweise durch Gleichung 5.3 beschrieben werden. Der Verlauf dieser Gleichung mit dem Randabstand ist in Abbildung 5.12 eingezeichnet.

$$\frac{N_{u,cb,Ecke}}{N_{u,cb,Rand}} = \frac{1}{2} + \frac{c_1^{1/3}}{16} \leq 1 \quad (5.3)$$

Damit ergibt sich der charakteristische Randabstand für das Berechnungsmodell mit auf die Stirnfläche projizierten Bruchflächen zu:

$$c_{cr,cb} = 8 \cdot c_1^{2/3} \quad (5.4)$$

In Abbildung 5.13 sind für die Dübelgröße M12 und eine Bauteildicke von 150 mm die Berechnungsergebnisse für den Einzeldübel in der Ecke und für den Einzeldübel am Rand aufgetragen. Weiterhin ist in Abbildung 5.13 der Verlauf des Berechnungsmodells unter Anwendung des charakteristischen Randabstandes nach Gleichung 5.4 dargestellt. Ebenso wie bei den Höchstlasten der FE-Berechnungen ist auch bei dem Berechnungsmodell der Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand in der Ecke etwas stärker ausgeprägt als am Rand, so dass sich die Höchstlasten von Ecke und Rand mit zunehmendem Randabstand annähern. Bevor die Kurven von Rand und Ecke zusammentreffen, erreichen die Höchstlasten von Rand und Ecke, in dem hier gezeigten Beispiel, jedoch jeweils die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels. Dies führt dazu, dass der Einzeldübel in der Ecke erst bei einem größeren Randabstand die Höchstlast des randfernen Einzeldübels erreicht als der Einzeldübel am Rand.

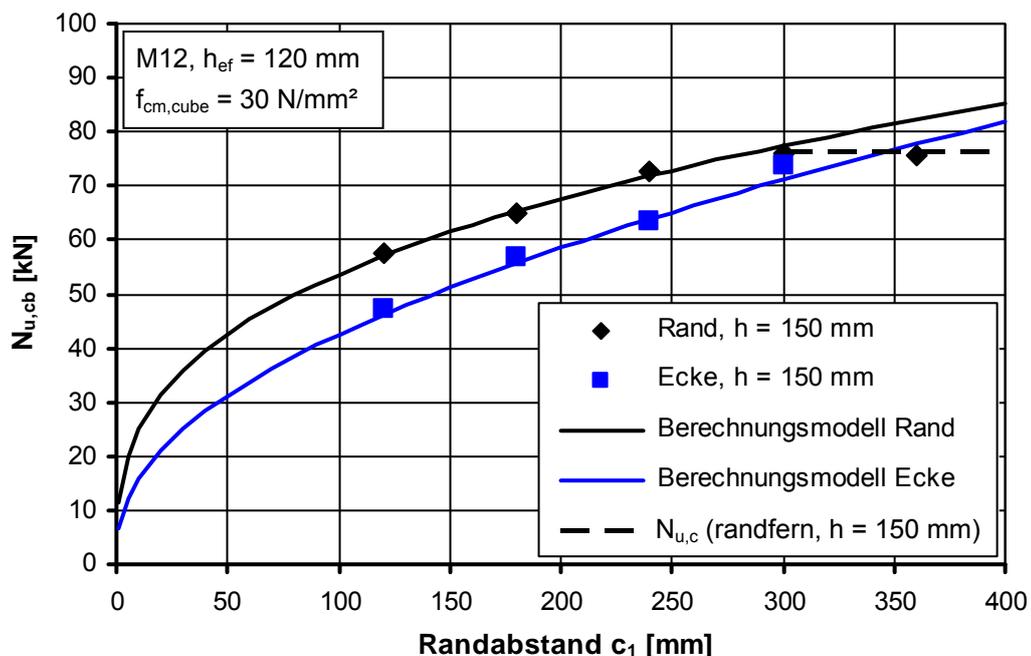


Abbildung 5.13: Anstieg der Höchstlasten für Dübelgröße M12 für Rand und Ecke ($c_1 = c_2$) bei geringer Bauteildicke ($h = 1,25 h_{ef}$) in Abhängigkeit vom Randabstand

Abbildung 5.14 zeigt den Anstieg der Höchstlasten mit zunehmendem Randabstand für eine Bauteildicke von 600 mm. Auch bei dieser großen Bauteildicke stimmen die Ergebnisse der FE-Berechnungen gut mit dem Berechnungsmodell überein und auch hier erreichen die Höchstlasten von Rand und Ecke jeweils die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels bevor sie den gleichen Wert erreichen. Dies ist insofern beachtenswert, da sich bei allen FE-Berechnungen das Versagen als Betonausbruch darstellt und demzufolge die jeweilige Höchstlast bei dieser großen Bauteildicke auch der Betonausbruchlast entsprechen sollte. In dem Berechnungsmodell für den Betonausbruch (CC-Verfahren) wird sowohl für den Einzeldübel am Rand als auch für den Einzeldübel in der Ecke die Höchstlast eines randfernen Dübels bei einem Randabstand entsprechend der 1,5-fachen Verankerungstiefe erreicht. Dies würde hier bedeuten, dass ab einem Randabstand von 180 mm die Ausbruchlast des randfernen Dübels erreicht werden müsste. Gemäß den Berechnungsergebnissen ist bei diesem Randabstand jedoch die Höchstlast am Rand circa 8 % und in der Ecke circa 19 % geringer als die Höchstlast des randfernen Dübels. Dementsprechend ist der Randabstand, bei dem die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels erreicht wird in der Ecke größer als am Rand und für beide Fälle größer als der charakteristische Randabstand für Betonausbruch.

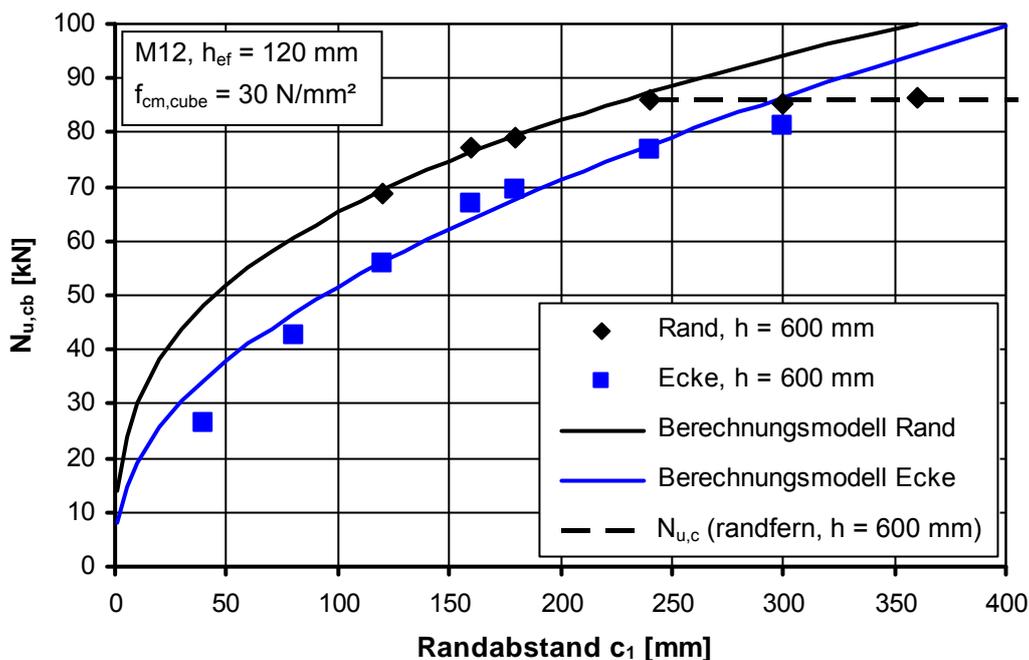


Abbildung 5.14: Anstieg der Höchstlasten für Dübelgröße M12 für Rand und Ecke ($c_1 = c_2$) bei geringer Bauteildicke ($h = 5 h_{ef}$) in Abhängigkeit vom Randabstand

In Abbildung 5.15 sind Berechnungsergebnisse für Einzeldübel am Bauteilrand und in der Ecke der Dübelgröße M24 mit einer Verankerungstiefe von 240 mm dargestellt. Auch hier nähern sich die Höchstlasten der Ecke denjenigen des Randes mit zunehmendem Randabstand an. Für einen Randabstand von 600 mm sind die Höchstlasten von Ecke und Rand praktisch identisch. Wie auch beim Einzeldübel am Rand liefert das Berechnungsmodell bei dieser Verankerungstiefe etwas auf der sicheren Seite liegende Höchstlasten.

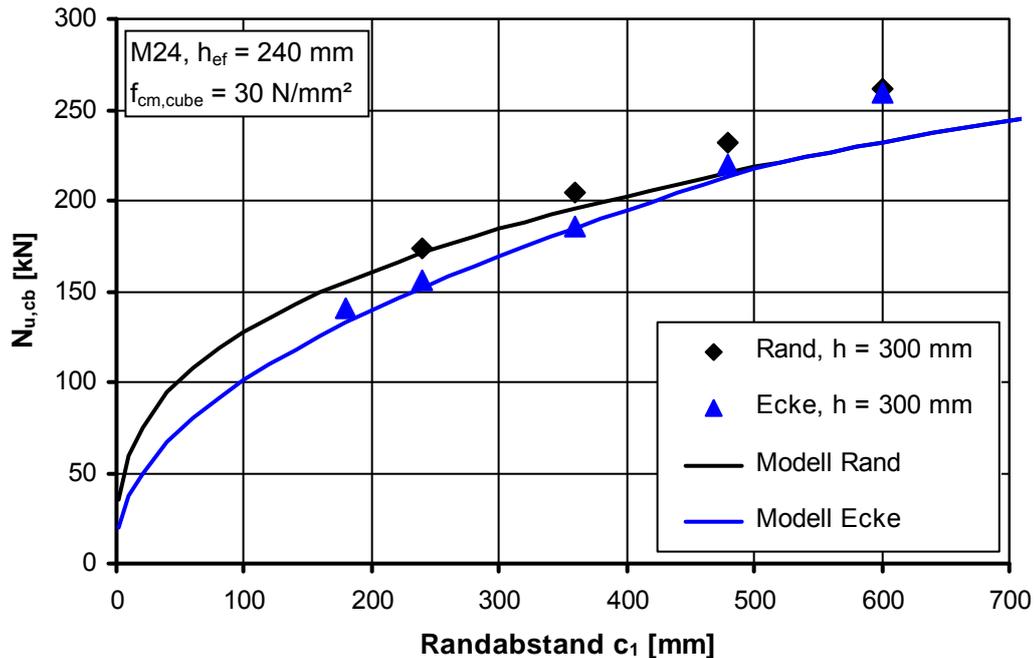


Abbildung 5.15: Anstieg der Höchstlasten für Dübelgröße M24 für Rand und Ecke ($c_1 = c_2$) bei geringer Bauteildicke ($h = 1,25 h_{ef}$) in Abhängigkeit vom Randabstand

5.1.2.8 Charakteristischer Achsabstand

Im Folgenden werden Gruppenbefestigungen mit zwei Dübeln untersucht. Dabei wird die Höchstlast für beide Dübel getrennt ermittelt. Als Höchstlast der Zweiergruppe wird dann die zweifache Höchstlast des Dübels mit der kleinsten Höchstlast angesetzt. Dem liegt die Annahme zugrunde, dass die Gruppe versagt, wenn einer der Dübel versagt.

Zunächst wird eine Gruppe mit zwei parallel zum Bauteilrand angeordneten Dübeln (Abbildung 4.42) untersucht. Für diese Anwendung ergeben sich im Berechnungsmodell die Höchstlasten aus der Projektion. Es soll nun geprüft werden, ob der zweifache Wert des für den Anwendungsfall „Einzeldübel in der Ecke“ gefundenen charakteristischen Randabstands als charakteristischer Achsabstand für eine Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand realistische Bruchlasten liefert. Dazu wurde für einen Achsabstand von 120 mm der Randabstand in drei Schritten variiert. Die Höchstlasten steigen mit dem Randabstand an (Abbildung 5.16). Dies wird im Wesentlichen auch durch das Berechnungsmodell so abgebildet. Bei einem Randabstand von 240 mm ergibt sich jedoch aus der FE-Berechnung eine gegenüber dem Modell etwa 10 % höhere Bruchlast, was bedeutet, dass das Berechnungsmodell teilweise auf der sicheren Seite liegende Werte liefert. Es wird im Weiteren davon ausgegangen, dass bei Anwendung des zweifachen charakteristischen Randabstandes als charakteristischer Achsabstand eine ausreichend genaue Übereinstimmung zwischen Berechnungsmodell und Realität besteht. Eine detailliertere Untersuchung erfolgt im Rahmen dieser Arbeit nicht.

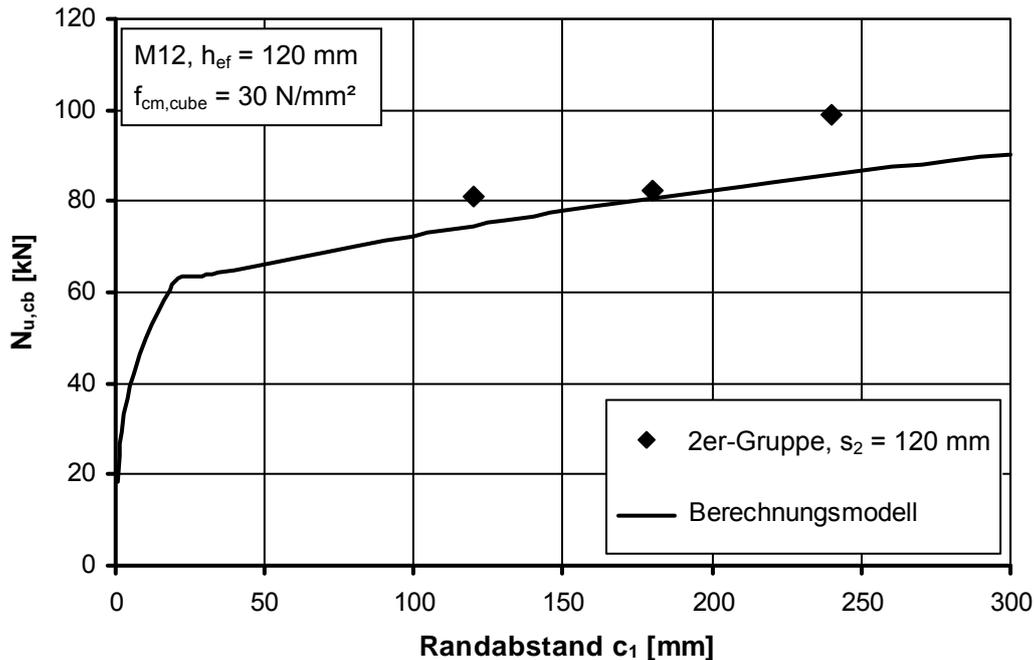


Abbildung 5.16: Zweiergruppe parallel zum Bauteilrand, Variation des Randabstandes

Für den Fall, dass mehrere Dübel hintereinander in einer Reihe senkrecht zum Bauteilrand angeordnet sind, kann eine daraus resultierende Zunahme der Höchstlast nicht über die Projektion berücksichtigt werden, da diese Dübel die projizierte Fläche nicht beeinflussen. Daher muss der Einfluss der in einer Reihe senkrecht zum Rand angeordneten Dübel im Berechnungsmodell durch einen Faktor berücksichtigt werden.

Zur Bestimmung dieses Faktors wurden zunächst für die Dübelgröße M12 verschiedene FE-Berechnungen mit Zweiergruppen senkrecht zum Rand (Abbildung 4.51) durchgeführt. Die Verankerungstiefe betrug 120 mm und der Randabstand 180 mm. Für eine Bauteildicke von 360 mm, also größer als die charakteristische Bauteildicke, erreicht die Versagenslast der Gruppe bei einem Randabstand von 360 mm die zweifache Höchstlast eines Einzeldübels (Abbildung 5.17). Dies entspricht dem charakteristischen Achsabstand des CC-Verfahrens. Bis zu diesem Achsabstand steigt die Höchstlast in etwa linear an. Ist die Bauteildicke nur sehr gering, hier 150 mm, so ist ein deutlich größerer Achsabstand erforderlich, damit die Höchstlast einer Zweiergruppe die zweifache Höchstlast eines Einzeldübels mit gleichem Randabstand erreicht. Der Anstieg der Höchstlast mit dem Achsabstand ist aber auch hier näherungsweise linear.

Bei großer Bauteildicke beruht die Abminderung der Höchstlast der Gruppe gegenüber dem zweifachen Wert des einzelnen (randnahen) Einzeldübels auf einer Überschneidung der Ausbruchkegel der beiden Dübel. Bei kleiner Bauteildicke hingegen üben die bei weiter Abstützung auftretenden Biegemomente einen entscheidenden Einfluss aus. Die Biegezugspannungen sind jeweils am Ort der Einleitung der Einzelast, also am Dübel, am größten und nehmen mit zunehmendem Abstand vom jeweiligen Dübel in beide Richtungen der Plattenebene ab. Erst wenn der Achsabstand der beiden Dübel so groß ist, dass keine Überlagerung der Biegezugspannungen der

beiden Dübel mehr stattfindet, erreicht der randnahe Dübel die Höchstlast eines einzelnen Dübels bzw. die Gruppe erreicht die zweifache Höchstlast des einzelnen Dübels. Dadurch ergibt sich für Bauteildicken kleiner der charakteristischen Bauteildicke ein anderer charakteristischer Achsabstand als nach dem CC-Verfahren.

Der Gruppenfaktor (Gleichung 5.5) wird daher so gewählt, dass sich für Bauteildicken größer oder gleich der charakteristischen Bauteildicke ($2,25 h_{ef}$) eine Lasterhöhung entsprechend dem CC-Verfahren ergibt. Für kleinere Bauteildicken wird der erforderliche Achsabstand für die n_1 -fache Höchstlast linear mit abnehmender Bauteildicke immer größer und entspricht maximal, bei einer Bauteildicke gleich der Verankerungstiefe, der 6,75-fachen Verankerungstiefe. Der sich damit ergebende Verlauf des Modells in Abhängigkeit des Achsabstandes stimmt gut mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen überein und ist mit in Abbildung 5.17 eingetragen.

$$\Psi_{g,cb} = \min \left(n_1; 1 + (n_1 - 1) \cdot \frac{s_1 \cdot h}{6,75 \cdot h_{ef}^2} \right) \quad (5.5)$$

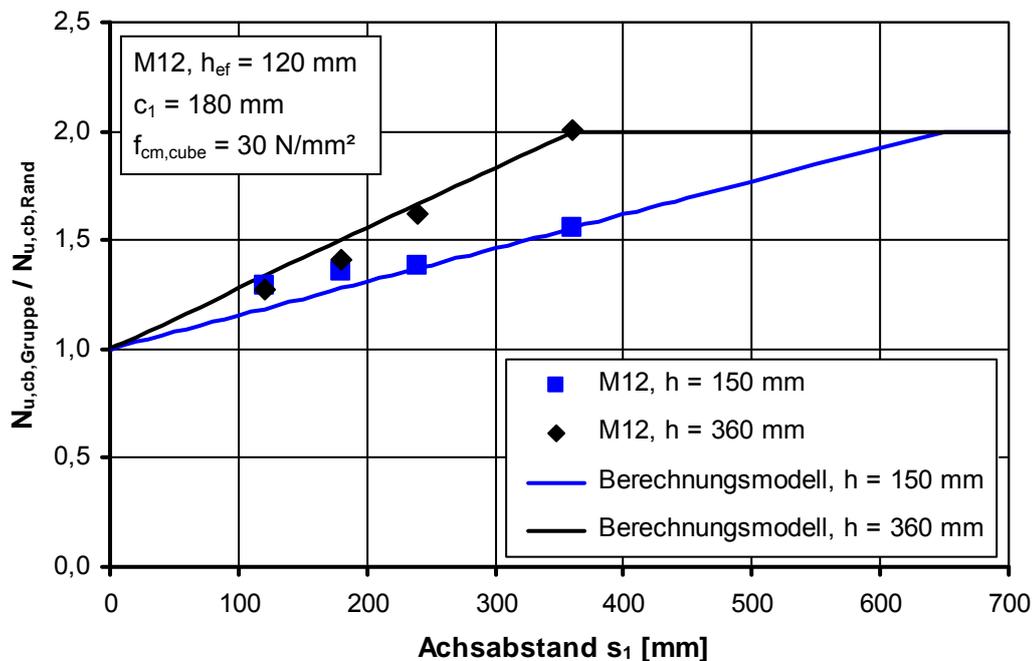


Abbildung 5.17: Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand, Variation des Achsabstandes

Um die Eignung des Gruppenfaktors zu prüfen, wurden auch Berechnungen für einen weiteren Randabstand (300 mm) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.18 aufgetragen. Auch hier gibt es eine brauchbare Übereinstimmung zwischen den Berechnungsergebnissen und dem vorgeschlagenen Modell.

Weiterhin wurden auch FE-Simulationen mit der Dübelgröße M24 und einer Verankerungstiefe von 240 mm durchgeführt. Der Randabstand betrug ebenfalls 240 mm. In Abbildung 5.19 ist zu sehen, dass bei einer Bauteildicke von 720 mm ($3 \cdot h_{ef}$) die zweifache Höchstlast eines Einzeldübel bereits bei einem Achsabstand von 480 mm ($2 \cdot h_{ef}$) erreicht wird, so dass das Modell in diesem Anwendungsfall auf der sicheren

Seite liegende Werte ergibt. Auch für die kleinere Bauteildicke von 300 mm ergibt das Modell teilweise Werte, die gegenüber den FE-Ergebnissen etwas auf der sicheren Seite liegen.

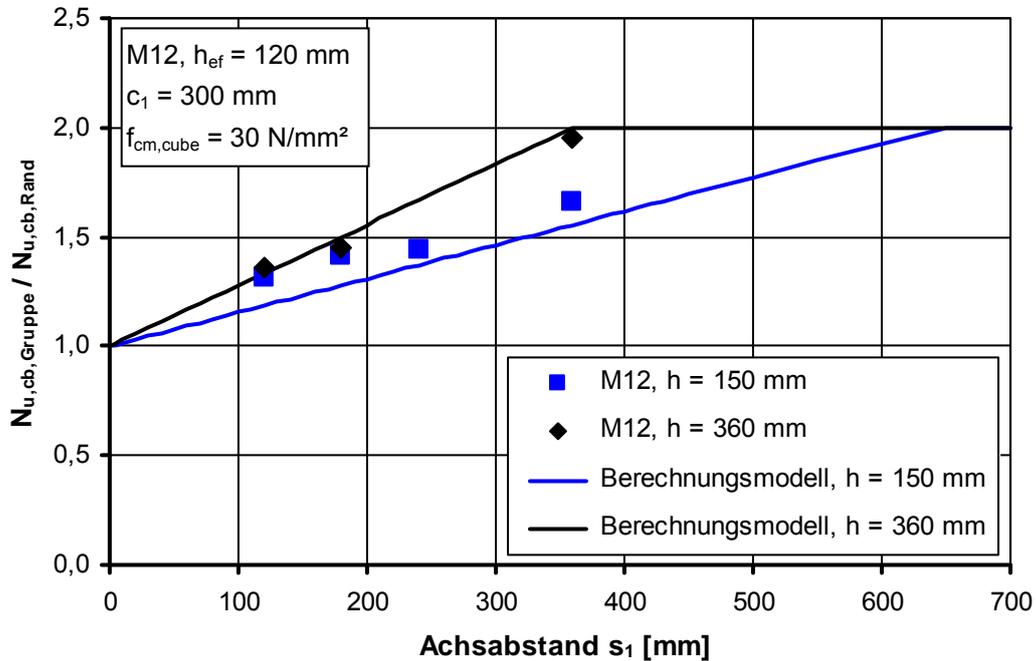


Abbildung 5.18: Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand, Variation des Achsabstandes

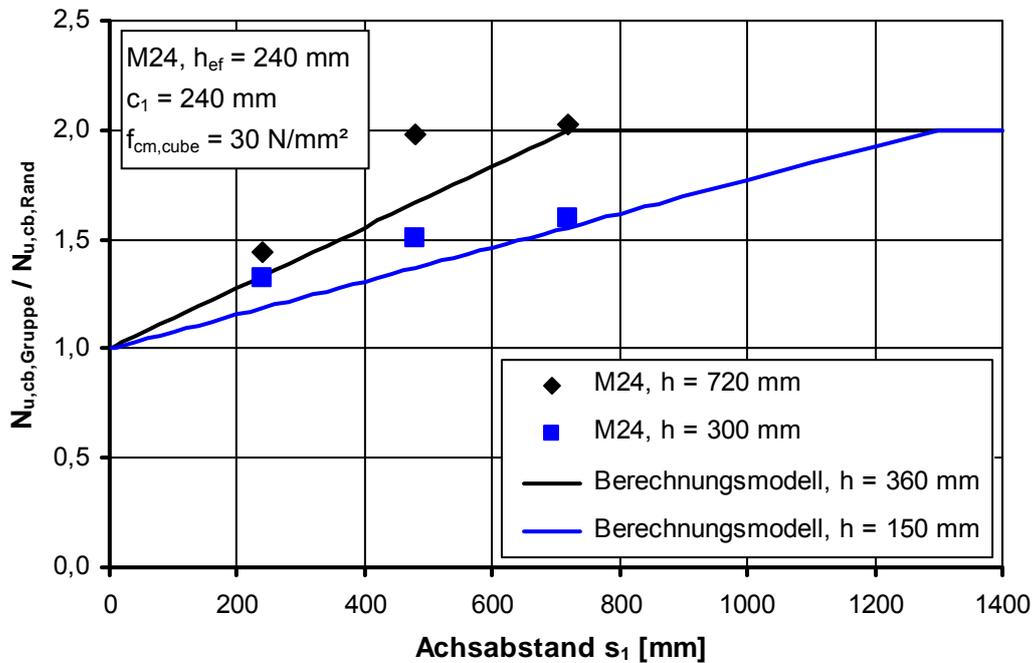


Abbildung 5.19: Zweiergruppe senkrecht zum Bauteilrand, Variation des Achsabstandes

5.1.2.9 Berechnungsmodell für Verbunddübel

Wie in Abschnitt 5.1.2.6 begründet, wird für das Berechnungsmodell eine Projektion auf die Seitenfläche des Bauteils gewählt. Dementsprechend berechnet sich die Höchstlast, wie bereits auch bei dem Modell für Spaltversagen (Abschnitt 4.4.2.11), durch die Multiplikation der Höchstlast aus der Grundgleichung 5.2 mit dem Verhältnis der projizierten Flächen und einigen Faktoren:

$$N_{u,cb} = \frac{A_{c,cb}}{A_{c,cb}^0} \cdot \Psi_{h,cb} \cdot \Psi_{g,cb} \cdot N_{u,c}^0 \leq N_{u,c} \cdot \left(\frac{\min(h; h_{cr,cb})}{h_{cr,cb}} \right)^{1/3} \quad [\text{N}] \quad (5.6)$$

Die projizierte Fläche für den allgemeinen Anwendungsfall ergibt sich folgendermaßen:

$$A_{c,cb} = \min(h; h_{cr,cb}) \cdot (\min(c_2; c_{cr,cb}) + (n_2 - 1) \cdot \min(s_2; s_{cr,cb}) + c_{cr,cb}) \quad (5.7)$$

Die projizierte Fläche für den Grundfall (Gleichung 5.8, Abbildung 5.20a) ergibt sich aus der Multiplikation der charakteristischen Bauteildicke (Gleichung 5.1) mit dem charakteristischen Achsabstand.

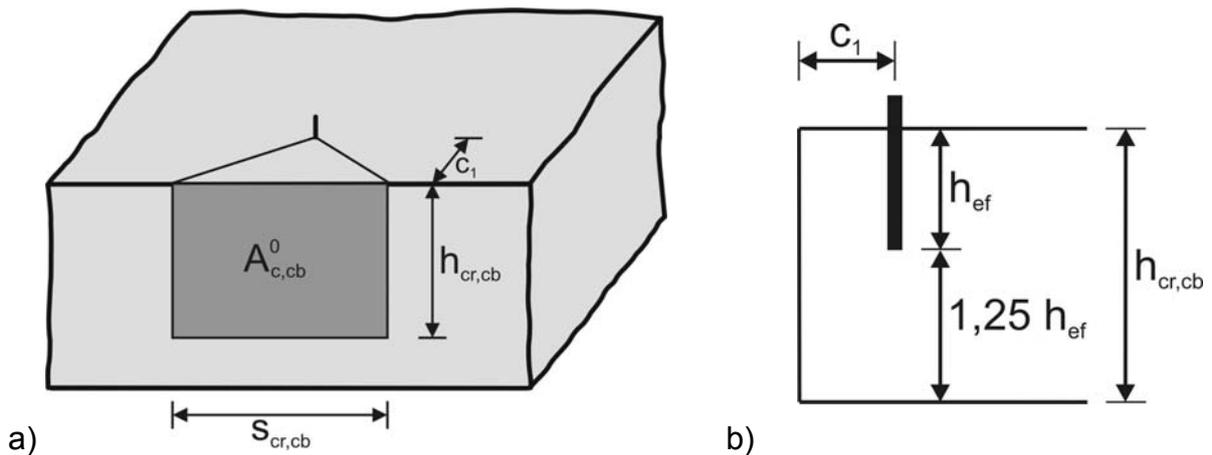


Abbildung 5.20: a) Projizierte Bruchfläche für den Grundfall und b) Schnitt durch Bauteil

$$A_{c,cb}^0 = h_{cr,cb} \cdot s_{cr,cb} \quad \text{mit} \quad s_{cr,cb} = 2 \cdot c_{cr,cb} = 16 \cdot c_1^{2/3} \quad (5.8)$$

Da im Modell durch die projizierten Flächen ein linearer Einfluss der Bauteildicke unterstellt wird, ist der Anstieg durch Einführung eines Faktors $\Psi_{h,cb}$ (Gleichung 5.9) auf den gefundenen Zusammenhang (Abschnitt 5.1.2.4) zu modifizieren.

$$\Psi_{h,cb} = \left(\frac{h_{cr,cb}}{h} \right)^{2/3} \quad \text{mit} \quad h \leq h_{cr,cb} = 2,25 \cdot h_{ef} \quad (5.9)$$

In dem Fall dass mehrere Dübel (Anzahl n_1) in einer Reihe senkrecht zum Bauteilrand angeordnet sind, hat dies keinen Einfluss auf die projizierte Bruchfläche des Anwendungsfalles (Gleichung 5.7). Der Einfluss auf die Bruchlast wird daher durch den Faktor $\Psi_{g,cb}$ nach Gleichung 5.5 berücksichtigt.

Die Höchstlast für den Grundfall (Gleichung 5.2) steigt mit zunehmendem Randabstand unbegrenzt an. In der Realität stellt jedoch die Betonausbruchlast einer randfernen Befestigung eine Obergrenze dar. Daher wird die Höchstlast für Betonversagen bei weiter Abstützung auf die Betonausbruchlast $N_{u,c}$ begrenzt. Diese wird für kleine Bauteildicken in gleichem Maße abgemindert, wie sich der Einfluss der Bauteildicke in Abschnitt 5.1.2.4 ergeben hat. Gemäß Abbildung 5.5 existiert auch bei randfernen Befestigungen ein vergleichbarer Einfluss der Bauteildicke. Die Betonausbruchlast einer randfernen Befestigung berechnet sich wie folgt:

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \quad (5.10)$$

$$\text{mit: } N_{u,c}^0 = 13,5 \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} = 13,16 \cdot f_{cm,cube}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$A_{c,N} = (s_{cr,N} + (n_1 - 1) \cdot \min(s_1; s_{cr,N})) \cdot (s_{cr,N} + (n_2 - 1) \cdot \min(s_2; s_{cr,N}))$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2$$

$$s_{cr,N} = 3,0 \cdot h_{ef}$$

$$\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,0$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1,0$$

Insgesamt werden die Berechnungsergebnisse der durchgeführten FE-Simulationen gut durch das vorgeschlagene Berechnungsmodell abgebildet. Lediglich bei wenigen Anwendungsfällen liegen die Höchstlasten des Berechnungsmodells etwas auf der sicheren Seite. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen werden jedoch nie nennenswert von dem Berechnungsmodell unterschätzt.

5.1.2.10 Einfluss der Abstützweite

Wie bereits zuvor beschrieben, treten bei Versuchsdurchführung mit weiter Abstützung Biegespannungen im Bauteil auf. Es ist daher davon auszugehen, dass die Höhe der Biegespannungen und damit wahrscheinlich auch die Höchstlast des geprüften Dübels von der Größe der Abstützweite beeinflusst werden. Dies soll nachfolgend für ein Beispiel näher untersucht werden. Dazu wurden sowohl für Einzeldübel am Rand als auch in der Bauteilecke FE-Berechnungen mit unterschiedlichen Abstützweiten durchgeführt. Die Abstützweite wurde dabei zwischen dem ein- und dem sechsfachen Wert der Verankerungstiefe variiert. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Höchstlast eines Verbunddübels mit zunehmender Abstützweite abnimmt (Abbildung 5.21). Der Verlauf der Abnahme ist für Rand und Ecke sehr ähnlich und lässt sich durch folgende Gleichung annähern:

$$\frac{N_{u,cb}(a/h_{ef})}{N_{u,cb}(a/h_{ef} = 4)} = \frac{\sqrt{2}}{(a/h_{ef})^{1/4}} \quad (5.11)$$

Abstützweiten kleiner als dreimal die Verankerungstiefe ermöglichen nicht die Entstehung eines vollständigen Ausbruchkegels. Daher unterscheidet sich die Art des

Versagens zwangsläufig zwischen den verschiedenen untersuchten Abstützweiten. Für die Ecke bedeutet dies, dass außer für die Abstützweite $1 h_{ef}$ das Versagen dem von Abbildung 5.3 ähnelte. Bei der Abstützweite $1 h_{ef}$ trat keine Rissbildung auf, vielmehr war das Versagen innerhalb eines Radius von der halben Verankerungstiefe beschränkt und trat durch eine Kombination von (sehr steilem) Ausbruchkegel und Schubversagen ein. Bei einer Abstützweite von $6 h_{ef}$ biegt sich die Bauteilecke um die Achse durch die Schnittpunkte der Abstützung mit dem Bauteilrand (Abbildung 3.2) und es tritt ein Biegeversagen ein, bei dem sich von der Unterseite ausgehend ein Riss entlang besagter Achse bildet. Dies bedeutet, in diesem Fall tritt kein Versagen der Befestigung sondern ein reines Bauteilversagen auf.

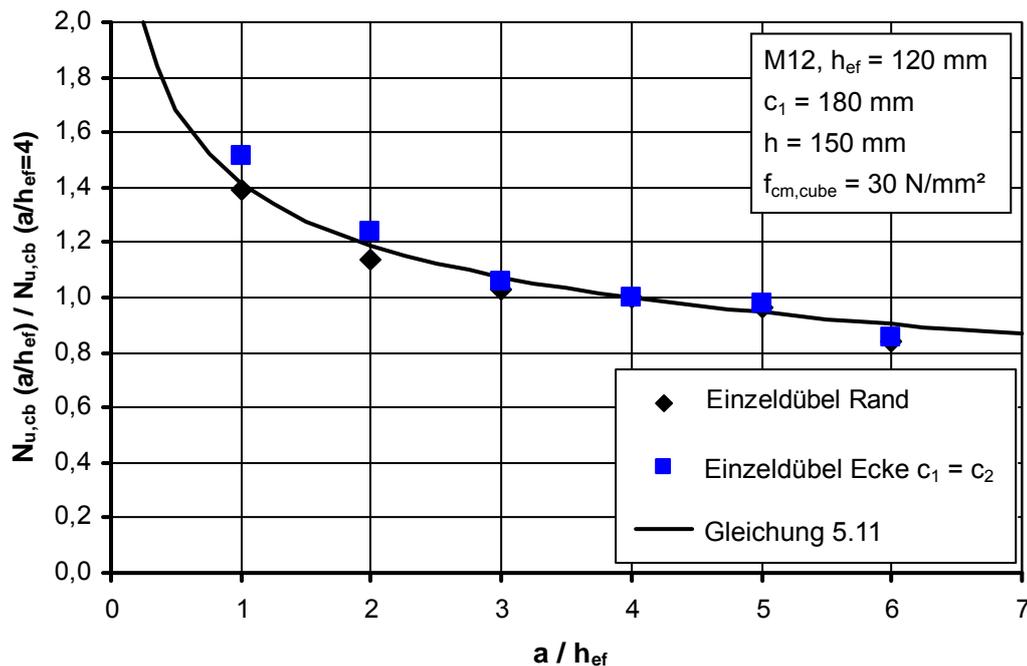


Abbildung 5.21: Einfluss der Abstützweite auf die Höchstlast von Einzeldübeln

Es ist anzunehmen, dass der für dieses Beispiel gefundene Zusammenhang zwischen der Höchstlast und der Abstützweite nicht allgemeingültig ist. So ist es wahrscheinlich, dass für andere Bauteildicken, Randabstände und Verankerungstiefen ein anderer Zusammenhang besteht. Dies wurde jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht. Und eine derartige Kenntnis ist im Hinblick auf das übergeordnete Ziel, der Bemessung von Befestigungen in der Baupraxis, auch nur wenig hilfreich. Weitergehende theoretische Überlegungen dazu finden sich in Kapitel 6.5.

5.1.3 Versuchsergebnisse im Vergleich mit Berechnungsmodell

Im Rahmen dieser Arbeit wurden bei experimentellen Untersuchungen für ein Produkt alle wesentlichen Einflussgrößen variiert. Außerdem liegt eine große Anzahl an Versuchsergebnissen von Einzeldübeln in der Bauteilecke vor, welche Zulassungsverfahren verschiedener Produkte entstammen. Einschränkend muss allerdings festgestellt werden, dass alle 660 vorliegenden Versuchsergebnisse ausnahmslos von Einzelbefestigungen stammen, und bei den Eckversuchen immer beide Randabstände gleich groß waren.

Die Aussagekraft der Versuchsergebnisse von Zulassungsversuchen ist prinzipiell beschränkt, da im Zulassungsverfahren im Regelfall für jede Dübelgröße nur eine Versuchsserie durchgeführt wird. Das bedeutet, dass je Dübelgröße nur ein Randabstand, eine Verankerungstiefe und nur eine Bauteildicke geprüft werden. Verankerungstiefe und Randabstand betragen meistens für alle Dübelgrößen das gleiche Vielfache des Dübeldurchmessers. Damit ist eine gezielte Auswertung mit Blick auf den Einfluss eines Parameters, wie z. B. des Randabstandes, nicht möglich, da sich zwischen den einzelnen Versuchsserien praktisch immer alle Einflussgrößen ändern. Eine Änderung der Höchstlast in den einzelnen Versuchsserien kann daher nicht einer bestimmten Einflussgröße zugeordnet werden. Da sich in den einzelnen Zulassungsverfahren Einflussgrößen, wie Verankerungstiefe und Randabstand, einer bestimmten Dübelgröße teilweise unterscheiden, hat die gemeinsame Auswertung dieser Versuchsergebnisse dennoch eine gute Aussagekraft.

Zunächst werden daher Versuchsergebnisse vorgestellt, die aus Versuchen resultieren, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, und bei denen gezielt der Einfluss jeweils eines Parameters untersucht wurde. Für die Darstellung in den Diagrammen wurden alle Höchstlasten entsprechend dem Einfluss der Betondruckfestigkeit in Gleichung 5.2 auf eine einheitliche Betondruckfestigkeit umgerechnet. In die jeweiligen Diagramme ist zum Vergleich immer der Verlauf des im vorherigen Abschnitt vorgeschlagenen Berechnungsmodells mit eingezeichnet. Abbildung 5.22 zeigt sowohl für Einzeldübel am Rand als auch in der Ecke den Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand. Die Höchstlasten in der Ecke sind bei gleichem Randabstand immer kleiner als die Höchstlasten eines Dübels am Rand. Der Anstieg der experimentell ermittelten Höchstlasten mit dem Randabstand stimmt sowohl für die Ecke als auch für den Rand gut mit dem Berechnungsmodell überein.

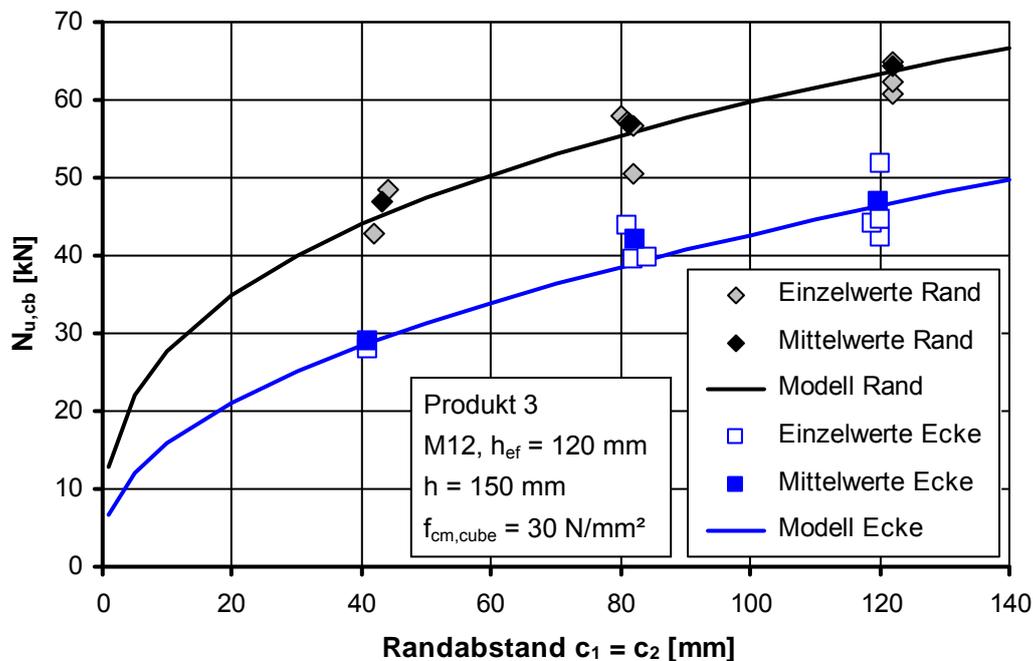


Abbildung 5.22: Versuchsergebnisse zum Einfluss des Randabstandes

Abbildung 5.23 zeigt für einen Einzeldübel am Rand und in der Ecke den Anstieg der Höchstlasten mit zunehmender Bauteildicke. Die Übereinstimmung mit dem Berechnungsmodell ist prinzipiell recht gut, lediglich bei der größten geprüften Bauteildicke weichen die Höchstlasten der Versuche von denen des Berechnungsmodells nennenswert ab. Da die in den Versuchen erzielten Höchstlasten sowohl für den Rand als auch für die Ecke größer als die des Berechnungsmodells sind, liefert das Berechnungsmodell in Bezug auf diese Versuchsergebnisse auf der sicheren Seite liegende Werte.

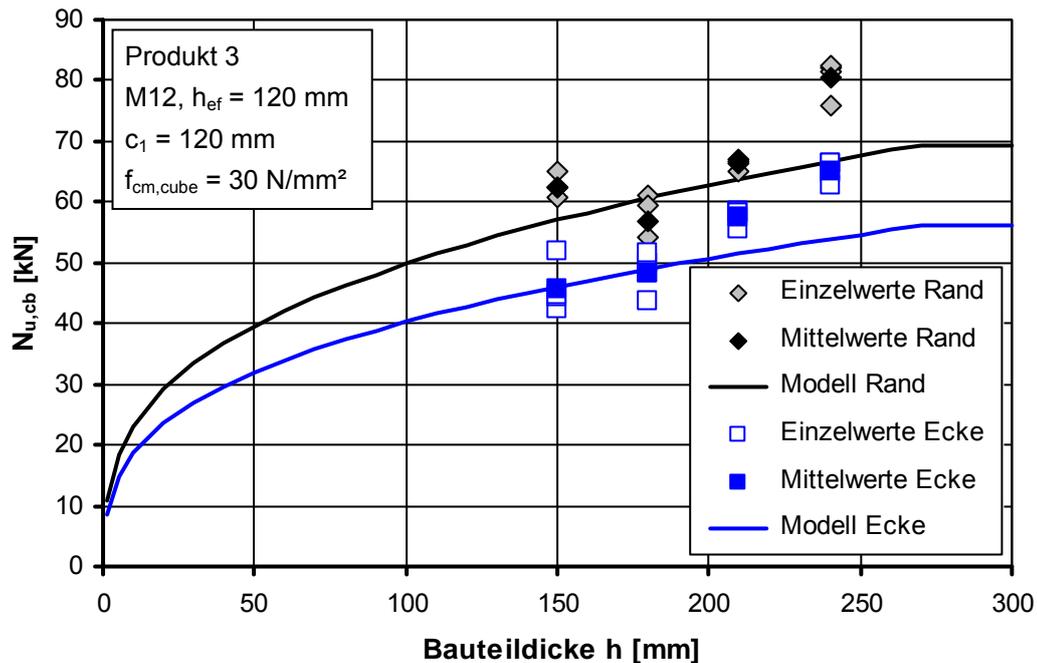


Abbildung 5.23: Gemessene Höchstlasten von Einzeldübeln am Rand und in der Ecke ($c_1 = c_2$) in Abhängigkeit von der Bauteildicke

Bereits bei den numerischen Simulationen hat sich gezeigt, dass die Bauteildicke auch auf die Höchstlast eines randfernen Einzeldübeln einen Einfluss ausübt (Abbildung 5.5). Dies wird durch die experimentellen Untersuchungen bestätigt. In Abbildung 5.24 sind für die Dübelgröße M12 die Höchstlasten in Abhängigkeit von der auf die Verankerungstiefe bezogenen Bauteildicke aufgetragen. Für Produkt 3 und eine Verankerungstiefe von 120 mm wurden vier unterschiedliche Bauteildicken untersucht. Für eine Verankerungstiefe von 110 mm wurden für die Produkte 2 und 3 jeweils Versuche mit einer kleinen und einer großen Bauteildicke durchgeführt.

Für beide Verankerungstiefen ist in das Diagramm jeweils eine Kurve eingetragen, die bis zum Erreichen der randfernen Betonausbruchlast mit dem für einen Einzeldübel am Rand in numerischen Simulationen gefundenen Zusammenhang zwischen Höchstlast und Bauteildicke ansteigt. Es ist zu erkennen, dass der Anstieg der Höchstlasten des randfernen Einzeldübeln mit einer Verankerungstiefe von 120 mm ausgeprägter ist als nach dem Modell. Das heißt, für kleine Bauteildicken sind die in den Versuchen erzielten Höchstlasten geringer als die des Modells. Bei einer Verankerungstiefe von 110 mm sind die Höchstlasten der beiden geprüften Produkte sehr ähnlich, sie sind jedoch für beide Bauteildicken etwas geringer als nach dem Be-

rechnungsmodell. Das Verhältnis der Höchstlast bei geringer Bauteildicke zu der bei großer Bauteildicke stimmt aber mit dem des Berechnungsmodells ungefähr überein.

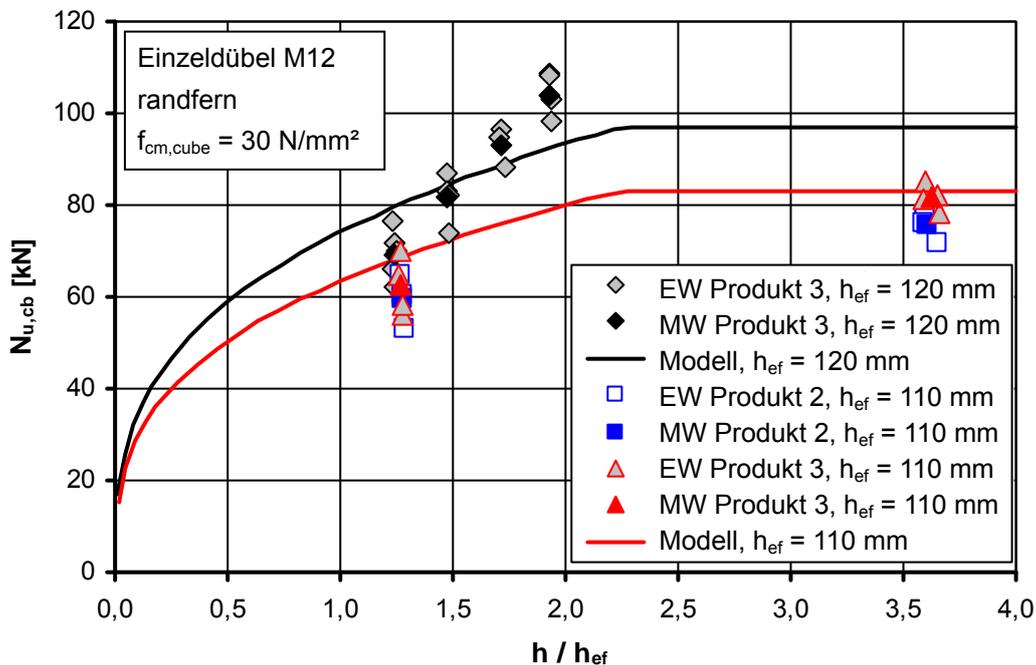


Abbildung 5.24: Gemessene Höchstlasten randferner Einzeldübel in Abhängigkeit vom Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe (EW = Einzelwert, MW = Serienmittel)

In Abbildung 5.25 ist jeweils für einen Einzeldübel am Rand und in der Ecke der Anstieg der Höchstlasten mit der Verankerungstiefe dargestellt. Die Bauteildicke beträgt immer das 1,5-fache der Verankerungstiefe. Der Anstieg der experimentell ermittelten Höchstlasten in der Bauteilecke entspricht sehr gut dem linearen Anstieg, den das Berechnungsmodell vorsieht. Bei den Versuchen am Rand zeigt sich ein etwas stärkerer Anstieg der Höchstlasten als es das Berechnungsmodell unterstellt.

Dass bei gleicher Verankerungstiefe der Durchmesser des Verbunddübels einen Einfluss auf die Höhe der Höchstlast hat, zeigt Abbildung 5.26. Für einen Einzeldübel in der Ecke steigt die Höchstlast mit dem Dübeldurchmesser in etwa so wie von dem Berechnungsmodell vorgesehen an. Bei den am Rand durchgeführten Versuchen zeigt sich jedoch bei einem Durchmesser von 24 mm keine Zunahme mehr der Höchstlast gegenüber dem Durchmesser 16 mm.

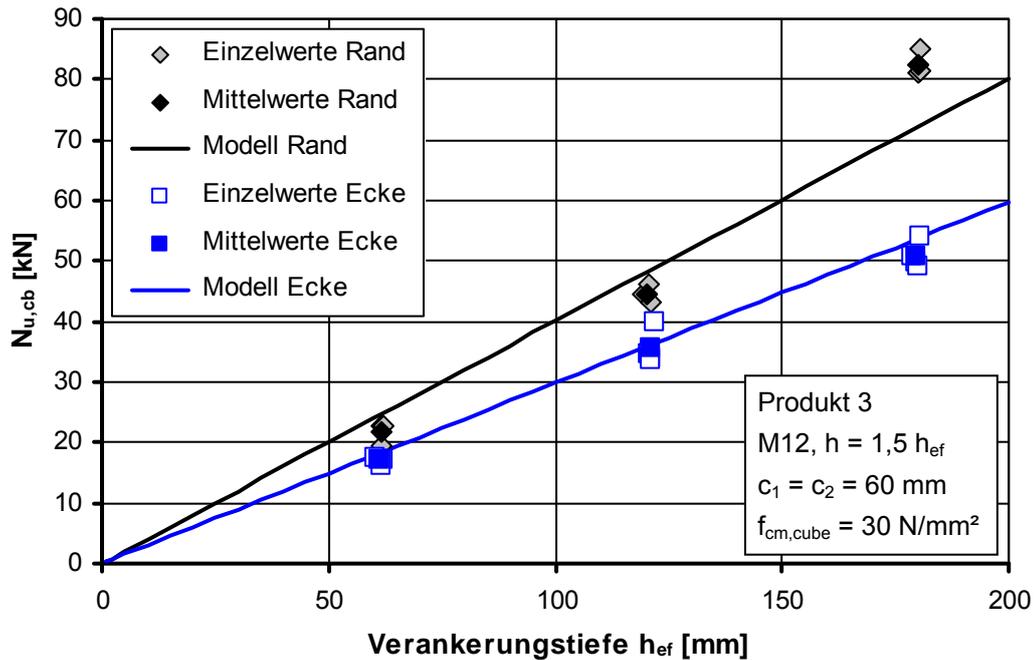


Abbildung 5.25: Gemessene Höchstlasten von Einzeldübeln am Rand und in der Ecke ($c_1 = c_2$) in Abhängigkeit von der Verankerungstiefe

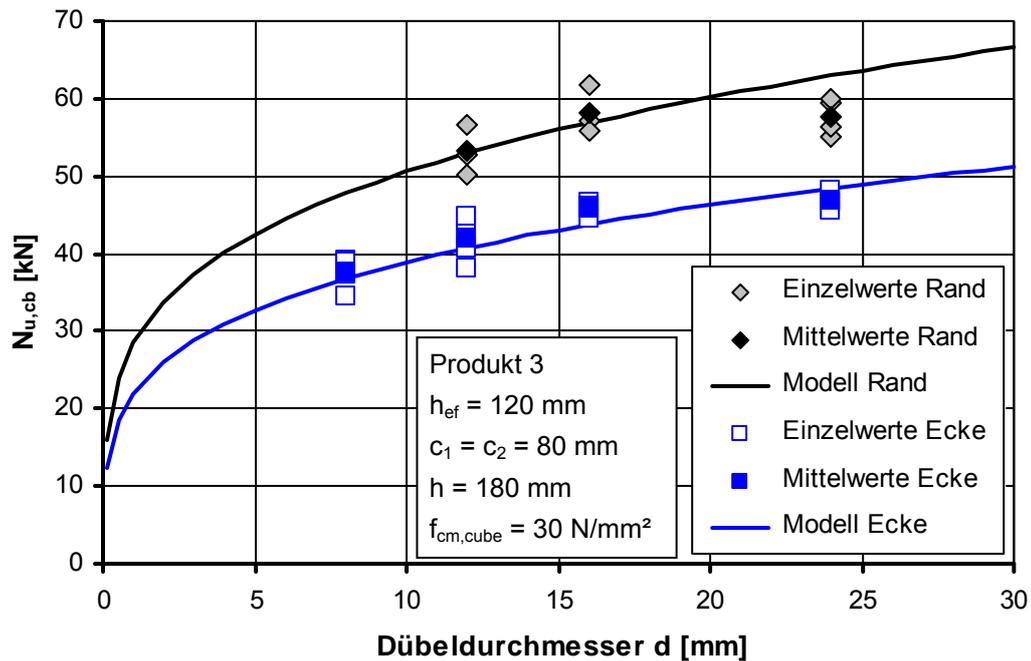


Abbildung 5.26: Gemessene Höchstlasten in Abhängigkeit vom Dübeldurchmesser

Nachfolgend sollen alle vorliegenden Ergebnisse von Versuchen, die mit weiter Abstützung durchgeführt wurden und bei denen Betonversagen eintrat, mit dem Berechnungsmodell verglichen werden. Einige der Versuche wurden mit einer von der vierfachen Verankerungstiefe abweichenden Abstützweite durchgeführt. Insbesondere bei großen Verankerungstiefen wurde die Abstützweite aus versuchspraktischen Gründen teilweise bis auf die zweifache Verankerungstiefe reduziert. In diesen Fällen

wurden die Versuchsergebnisse mit den in Tabelle 5.1 angegebenen Faktoren abgemindert bzw. auf eine Abstützweite von viermal der Verankerungstiefe umgerechnet. Diese Umrechnung erfolgte in Anlehnung an den in Abschnitt 5.1.2.10 ermittelten Einfluss der Abstützweite.

Abstützweite	Faktor Abminderung
$a / h_{ef} > 3,5$	1,00
$3,5 \geq a / h_{ef} \geq 2,5$	0,93
$a / h_{ef} < 2,5$	0,80

Tabelle 5.1: Umrechnung der Höchstlasten bei von $4 h_{ef}$ abweichender Abstützweite

Der Verhältniswert gemessener Höchstlast aus Versuch zu der für die jeweilige Konstellation nach Modell berechneten Höchstlast ist in den folgenden Abbildungen über verschiedene Einflussgrößen aufgetragen. Eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnis und Berechnungsmodell drückt sich dadurch aus, dass die Verhältniswerte der jeweiligen Einzelversuche mit möglichst geringer Bandbreite um einen Mittelwert von Eins streuen, und dass die Bandbreite über den untersuchten Bereich der jeweiligen Einflussgröße möglichst trendfrei ist.

In Abbildung 5.27 sind zunächst nur die bezogenen Versuchsergebnisse für Einzeldübel am Rand in Abhängigkeit vom Randabstand dargestellt. Der Großteil der 113 Einzelwerte liegt in einem Band zwischen 0,8 und 1,2. Ein Trend ist nicht zu erkennen. Somit gibt es eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsmodell.

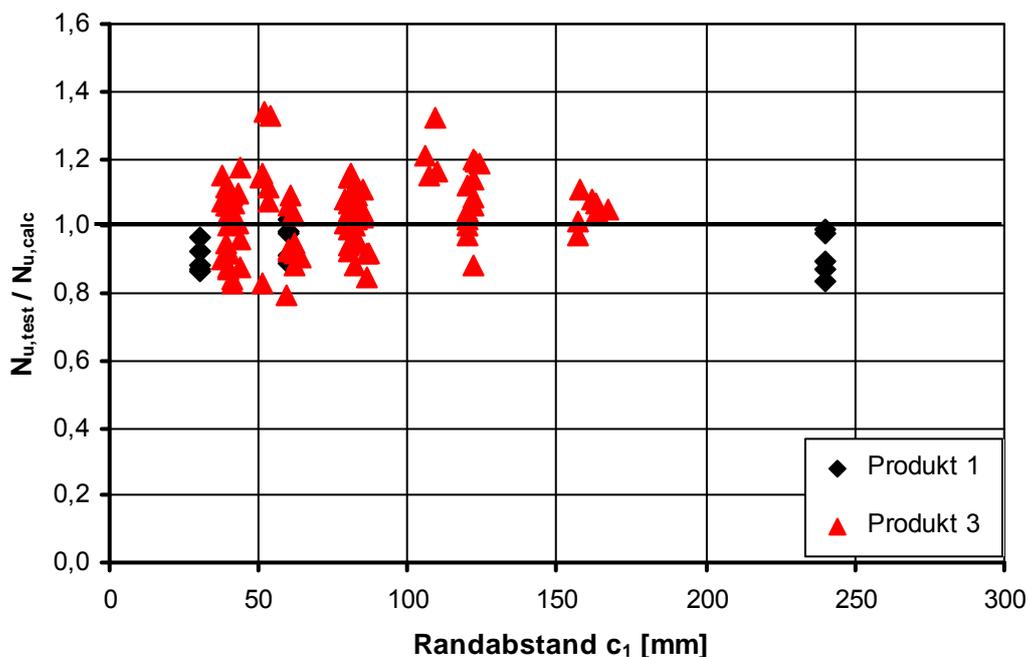


Abbildung 5.28 zeigt sämtliche Versuchsergebnisse mit Einzeldübeln in der Bauteilecke. Die Verhältniswerte von gemessener zu berechneter Höchstlast sind in Abhängigkeit von dem Randabstand dargestellt und nach unterschiedlichen Produkten aufgegliedert. Der überwiegende Anteil der 547 Einzelversuche stammt aus Zulassungsverfahren. Hier zeigt sich eine größere Streuung, was wahrscheinlich eine Folge einerseits allein aus der größeren Anzahl der Einzelversuche und andererseits aus dem Umstand ist, dass die Zulassungsversuche an verschiedenen Prüfinstituten und daher mit verschiedenen Prüfeinrichtungen durchgeführt wurden. Mit gut 80 % befindet sich jedoch auch hier der Großteil der Einzelversuche in einer Bandbreite zwischen 0,8 und 1,2. Da auch hier kein eindeutiger Trend zu erkennen ist, kann man insgesamt die Übereinstimmung zwischen dem Berechnungsmodell und den Versuchsergebnissen noch als recht gut bezeichnen.

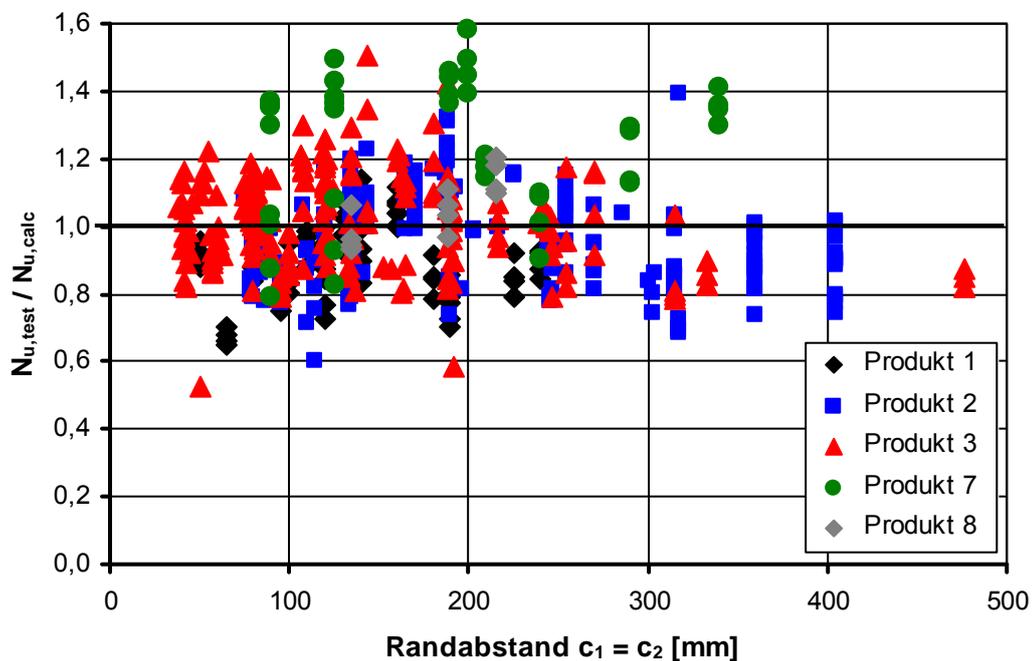


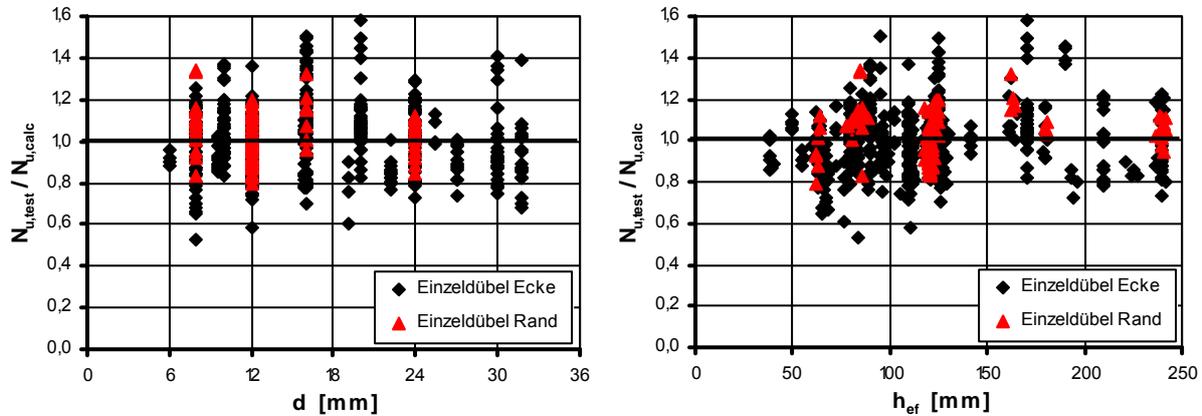
Abbildung 5.28: Verhältnis von Höchstlast Versuch zu Höchstlast Berechnungsmodell für Einzeldübel in der Ecke in Abhängigkeit vom Randabstand

In Abbildung 5.29 sind die gesamten auf die jeweilige Höchstlast des Berechnungsmodells bezogenen Versuchsergebnisse noch einmal dargestellt, aufgetragen über verschiedene Einflussgrößen. Auch bei den Einflussgrößen Dübel Durchmesser, Verankerungstiefe, Bauteildicke und Betondruckfestigkeit sind keine eindeutigen Trends zu erkennen, die signalisieren würden, dass die jeweilige Einflussgröße im Berechnungsmodell nicht realitätsnah berücksichtigt wird.

In Tabelle 5.2 sind die statistischen Kennzahlen des Vergleichs der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsmodell zusammengefasst. Sowohl bei einzelner Betrachtung der Rand- als auch der Eckversuche ergibt sich in etwa ein Mittelwert von Eins. Der Variationskoeffizient der Verhältniswerte aller Versuche beträgt 15,3 % und liegt damit in einer Größenordnung, die für ein Betonversagen durchaus normal ist. Diese Streuung wird bei einem Betonversagen im Wesentlichen durch die in einem Betonkörper lokal unterschiedlichen Festigkeiten verursacht. Als Ergebnis der zuvor be-

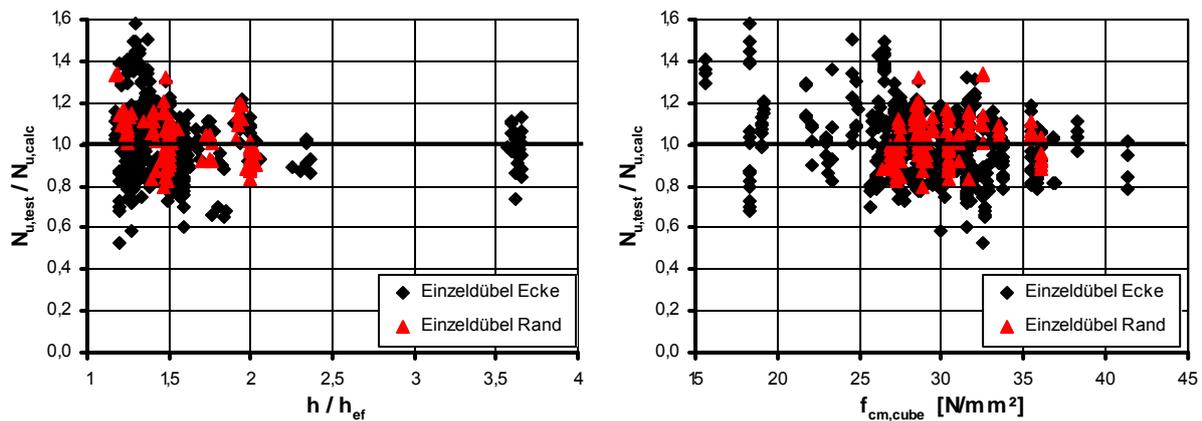
5 - Untersuchungen und Ergebnisse bei weiter Abstützung

schriebenen Auswertung kann festgestellt werden, dass mit dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell mit ausreichend guter Genauigkeit die Höchstlasten von rand-nahen Befestigungen bei einem Betonversagen berechnet werden können.



a) Dübeldurchmesser

b) Verankerungstiefe



c) Bauteildicke zu Verankerungstiefe

d) Betondruckfestigkeit

Abbildung 5.29: Verhältnis von Höchstlast Versuch zu Höchstlast Berechnungsmodell für Einzeldübel am Rand und in der Ecke aufgetragen über a) Dübeldurchmesser, b) Verankerungstiefe, c) Bauteildicke zu Verankerungstiefe und d) Betondruckfestigkeit

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Einzelversuche			
	Rand	Ecke (Forschung)	Ecke (Zulassung)	Gesamt
Anzahl	113	158	363	634
max. Verhältnis	1,34	1,30	1,58	1,58
min. Verhältnis	0,80	0,53	0,60	0,53
Mittelwert	1,02	0,99	1,01	1,00
Variationskoeffizient	10,7 %	13,1 %	17,3 %	15,3 %

Tabelle 5.2: Statistische Kennzahlen der Versuchsauswertung stoffschlüssiger Befestigungsmittel

5.1.3.1 Produkteinfluss

In dem vorhergehenden Abschnitt wurden Ergebnisse von Versuchen mit fünf unterschiedlichen Produkten gemeinsam ausgewertet. Dies erschien gerechtfertigt, da es sich wie in Abschnitt 5.1.1 beschrieben, um ein Betonversagen handelt. Tabelle 5.3 zeigt die statistischen Kennzahlen der Versuchsauswertung unterteilt nach Produkten. Bei vier der Produkte ergibt sich ein Mittelwert nahe der Eins. Lediglich Produkt 7, das auch den größten Variationskoeffizienten aufweist, weicht mit einem Mittelwert von 1,24 ab. So signifikante Unterschiede wie bei den Untersuchungen mit enger Abstützung zeigen sich hier jedoch nicht. Bei den experimentellen Untersuchungen mit enger Abstützung haben sich für Produkt 3 gegenüber den Produkten 1 und 2 deutlich größere Höchstlasten ergeben (Abschnitt 4.4.3). Diese wurden auf eine höhere Verbundfestigkeit und ein günstigeres Verhalten in gerissenem Beton von Produkt 3 zurückgeführt (Abschnitt 4.4.3.1). Bei weiter Abstützung ist dagegen zwischen Produkt 3 und den Produkten 1 und 2 kein wesentlicher Unterschied hinsichtlich der Höchstlasten zu erkennen.

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Einzelversuche				
	Produkt 1	Produkt 2	Produkt 3	Produkt 7	Produkt 8
Anzahl	87	191	304	40	12
max. Verhältnis	1,14	1,39	1,51	1,58	1,21
min. Verhältnis	0,65	0,60	0,53	0,79	0,94
Mittelwert	0,90	0,97	1,02	1,24	1,06
Variationskoeffizient	11,8 %	14,5 %	12,7 %	16,4 %	8,6 %

Tabelle 5.3: Statistische Kennzahlen der Versuchsauswertung unterteilt nach Produkten

Insgesamt erscheint es gerechtfertigt, die Höchstlasten bei weiter Abstützung mit einem produktunabhängigen Berechnungsmodell zu beschreiben. Dies gilt jedoch nur unter der Voraussetzung, dass die Verbundfestigkeit des jeweiligen Produktes ausreichend groß ist, damit kein Versagen durch Herausziehen stattfindet. Das Verhalten von Produkten mit geringer Verbundfestigkeit wird im nachfolgenden Abschnitt untersucht.

5.1.3.2 Produkte mit geringer Verbundfestigkeit

Um Kenntnisse über das Verhalten am Bauteilrand bzw. in der Ecke von Dübeln mit geringer Verbundfestigkeit zu erhalten, wurden FE-Berechnungen für einen Einzeldübel in der Ecke durchgeführt. Die maximale Verbundfestigkeit des Verbunddübels VB3 beträgt etwa 10,5 N/mm². Der Randabstand wurde variiert, und die Berechnungen wurden für eine große und eine kleine Bauteildicke durchgeführt. In Abbildung 5.30 sind die Berechnungsergebnisse zusammen mit denen eines Dübels mit hoher Verbundfestigkeit (VB1) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei kleinen Randabständen die Höchstlasten beider Dübelsorten nahezu identisch sind. Dies bedeutet, solange der Betonwiderstand relativ gering ist, und damit die geringe Verbundfestigkeit ausreichend ist, um Betonversagen herbeizuführen, zeigen sich keine Unterschiede zwischen den beiden Dübelsorten. Mit zunehmendem Randabstand steigt

jedoch der Widerstand für Betonversagen an, und ab einem bestimmten Randabstand wird somit die Herausziehlast des Dübels erreicht. Es kann also ab diesem Randabstand aufgrund der erschöpften Verbundfestigkeit keine ausreichend hohe Last in den Beton eingeleitet werden, um Betonversagen herbeizuführen. Damit versagt der Dübel durch Herausziehen, und die Versagenslast steigt mit einem weiter zunehmenden Randabstand nicht mehr an.

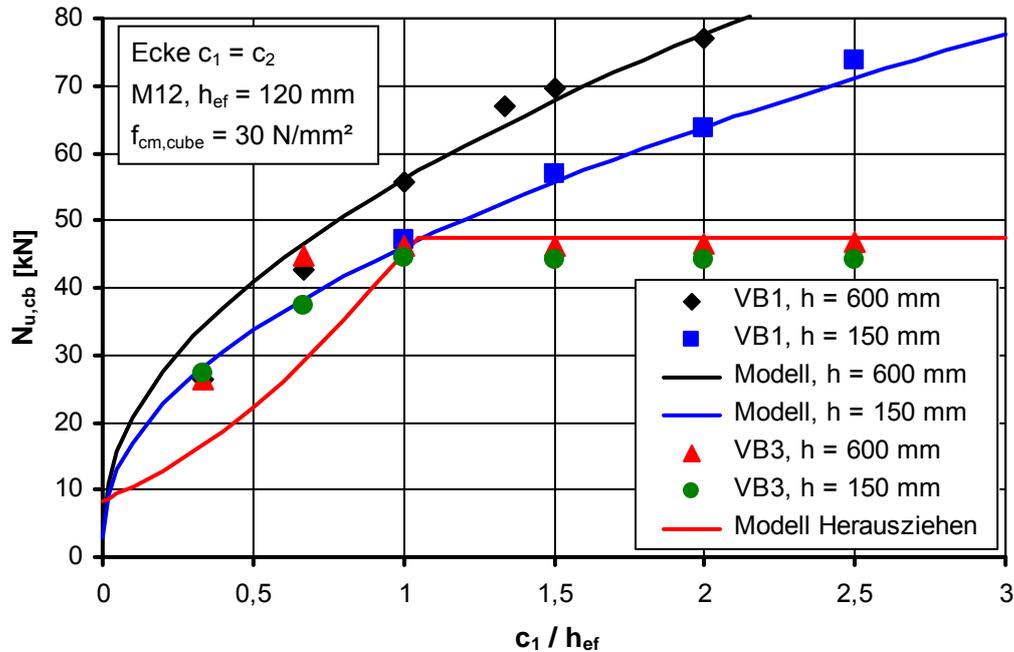


Abbildung 5.30: Anstieg der Höchstlasten für verschiedene Verbundfestigkeiten und Bauteildicken

Bei dem Dübel mit geringer Verbundfestigkeit (VB3) sind die Unterschiede zwischen den beiden Bauteildicken hinsichtlich der Höchstlast nur sehr gering. Dies gilt insbesondere ab dem Randabstand, ab dem die Herausziehlast erreicht wird. Gemäß *Mészáros (2002)* und *Appl (2009)* wird die Herausziehlast von Verbunddübeln durch die Spannungen im Verankerungsgrund bzw. Bauteil beeinflusst: Druckspannungen erhöhen die Verbundfestigkeit und Zugspannungen vermindern sie. Da bei einer geringen Bauteildicke höhere Biegespannungen zu erwarten sind als bei einer großen Bauteildicke, sind diese wahrscheinlich der Grund für die etwas geringeren Höchstlasten bei der kleinen Bauteildicke. Je geringer jedoch die Herausziehlast ist, desto geringer sind auch die bei der Höchstlast der Befestigung hervorgerufenen Biegespannungen und entsprechend deren Einfluss auf die Verbundfestigkeit bzw. Herausziehlast.

Bis zu demjenigen Randabstand, bei dem die Herausziehlast erreicht wird, lässt sich die Höchstlast generell mit dem vorgeschlagenen Berechnungsmodell beschreiben. Für größere Randabstände ist die Höchstlast der Befestigung dann durch die produktabhängige Herausziehlast begrenzt.

Zum Vergleich ist in Abbildung 5.30 auch der Verlauf des Berechnungsmodells für die Versagensart Herausziehen nach *Appl (2009)* mit eingetragen. Dieses Berechnungsmodell liefert für kleine Randabstände etwas auf der sicheren Seite liegende

Höchstlasten, ist damit aber prinzipiell für eine sichere Bemessung von Produkten geeignet, die durch Herausziehen versagen.

5.2 Formschlüssige Befestigungen

Nachdem für Verbunddübel ein Berechnungsmodell zur Beschreibung des Verhaltens bei weiter Abstützung, unter Berücksichtigung des Einflusses der Bauteildicke, gefunden wurde, soll nun geprüft werden, ob dieses Modell auch auf formschlüssige Befestigungsmittel angewendet werden kann. Das Verhalten der formschlüssigen Befestigungsmittel wird zunächst anhand von FE-Berechnungen mit Kopfbolzen untersucht. Mittels der Ergebnisse der FE-Berechnungen wird die Anwendbarkeit des Modells für Verbunddübel auf formschlüssige Befestigungsmittel geprüft, und gegebenenfalls wird das Modell für formschlüssige Befestigungsmittel modifiziert. Abschließend wird das so gefundene Modell den vorliegenden Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

5.2.1 FE-Berechnungen mit Kopfbolzen

Die Modellierung entspricht der in Abschnitt 3.3.2.2 beschriebenen Modellierung von Kopfbolzen. Die Abstützung wurde analog zu den Verbunddübeln ausgeführt und entspricht der in Abschnitt 3.3.2.4 dargestellten Modellierung.

5.2.1.1 Einfluss Randabstand

Zunächst wird für einen Einzeldübel am Rand der Einfluss des Randabstandes untersucht. Dazu wurden FE-Simulationen mit zwei verschiedenen Bauteildicken und jeweils vier unterschiedlichen Randabständen durchgeführt. Die Verankerungstiefe betrug 120 mm. Die Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 5.31 dargestellt. Im Fall einer geringen Bauteildicke, hier 150 mm bzw. 1,25-mal die Verankerungstiefe, steigt die Höchstlast mit dem Randabstand auf sehr ähnliche Weise an wie bei den Verbunddübeln (Abbildung 5.5). Der Verlauf des Berechnungsmodells aus Abschnitt 5.1.2.9 ist in Abbildung 5.31 mit dargestellt. Als Durchmesser wurde in das Berechnungsmodell der Kopfdurchmesser d_k des Kopfbolzens eingesetzt. Die Übereinstimmung zwischen den numerisch ermittelten Höchstlasten und dem Berechnungsmodell ist gut.

Weiterhin wurden Berechnungen mit einer Bauteildicke von 600 mm bzw. der fünffachen Verankerungstiefe durchgeführt. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Abbildung 5.31 dargestellt. Bei einem Randabstand von 60 mm sind die Höchstlasten für beide untersuchten Bauteildicken nahezu gleich groß. Jedoch bei größeren Randabständen zeigen sich bei der großen Bauteildicke im Vergleich zu der kleinen Bauteildicke signifikant höhere Versagenslasten. Es ist wiederum der für Verbunddübel gefundene Zusammenhang zwischen Randabstand und Höchstlast (Abschnitt 5.1.2.9) mit dargestellt. Während die Höchstlast bei einem kleinen Randabstand geringer ist als die Höchstlast nach dem Berechnungsmodell, ist sie bei großen Randabständen größer als nach dem Berechnungsmodell. Der Anstieg der numerisch ermittelten Höchstlasten sollte bei dieser großen Bauteildicke mit dem CC-Verfahren (Abschnitt 2.4.1.1),

dessen Verlauf der Höchstlasten ebenfalls in Abbildung 5.31 dargestellt ist, übereinstimmen. Dies ist auch im Wesentlichen der Fall, wobei bei dem charakteristischen Randabstand des CC-Verfahrens ($c_1 = 1,5 h_{ef}$) die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels nicht ganz erreicht wird.

Gemäß *Fuchs/Eligehausen/Breen (1995)* und *Appl (2009)* haben formschlüssige Befestigungsmittel um ungefähr 15 Prozent größere Höchstlasten als reib- oder stoffschlüssige Befestigungsmittel. So entsprechen bei großen Randabständen auch die berechneten Höchstlasten in etwa den 1,15-fachen Werten des für Verbunddübel gefundenen Berechnungsmodells.

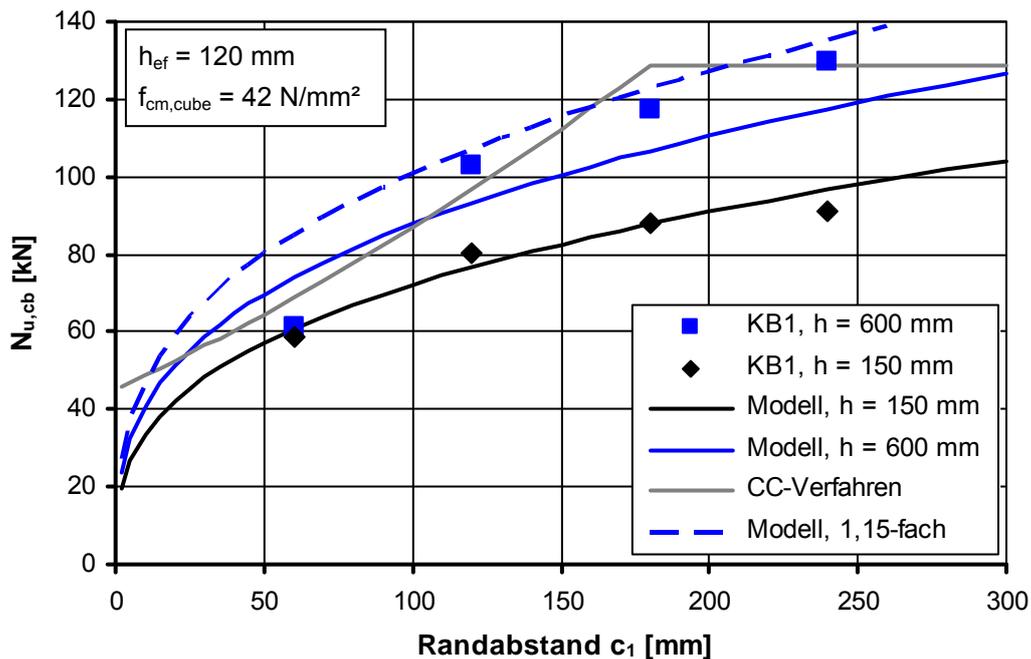


Abbildung 5.31: Einfluss des Randabstandes auf die Höchstlast eines einzelnen Kopfbolzens am Rand

5.2.1.2 Einfluss Verankerungstiefe

Zur Untersuchung des Einflusses der Verankerungstiefe auf die Versagenslast von formschlüssigen Befestigungsmitteln wurden für zwei verschiedene Randabstände FE-Simulationen mit den Verankerungstiefen 120 mm und 240 mm durchgeführt. Die Bauteildicke war jeweils 30 mm größer als die Verankerungstiefe. Die berechneten Höchstlasten steigen für beide Randabstände in etwa linear mit der Verankerungstiefe an. Dies entspricht dem Verhalten von Verbunddübeln (Abschnitt 5.1.2.2).

Weiterhin wurden FE-Simulationen für einen Randabstand von 240 mm durchgeführt, bei denen die Bauteildicke jeweils 480 mm größer als Verankerungstiefe war. Auch hier zeigt sich ein näherungsweise linearer Anstieg der Versagenslast mit der Verankerungstiefe, wobei die berechneten Höchstlasten bei der großen Bauteildicke etwas größer sind als die Höchstlasten nach dem Berechnungsmodell. Streng genommen

ist der Anstieg mit der Verankerungstiefe bei kleiner Bauteildicke etwas geringer und bei großer Bauteildicke etwas stärker als linear. Jedoch kann man im Mittel mit ausreichender Genauigkeit von einem linearen Anstieg ausgehen.

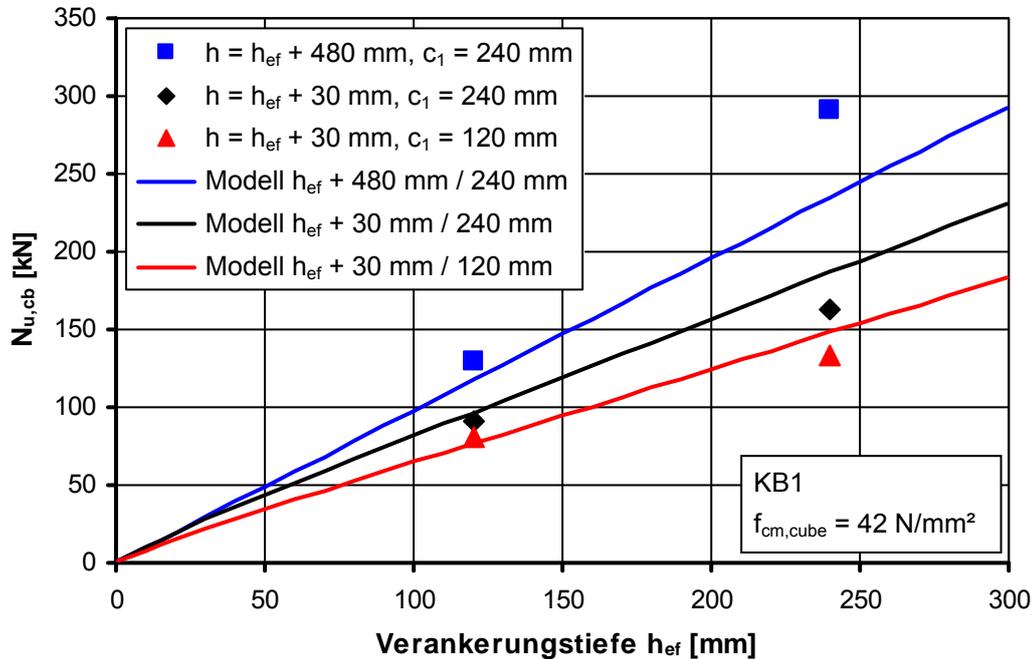


Abbildung 5.32: Einfluss der Verankerungstiefe auf die Höchstlasten eines einzelnen Kopfbolzen KB1 am Rand

5.2.1.3 Einfluss Bauteildicke

Dass auch bei formschlüssigen Befestigungsmitteln die Bauteildicke einen Einfluss auf die Höchstlasten ausübt, hat sich bereits bei den FE-Berechnungen zum Einfluss des Randabstandes gezeigt, die mit zwei verschiedenen Bauteildicken durchgeführt wurden (Abbildung 5.31). Um diesen Einfluss genauer zu untersuchen, wurden für einen Kopfbolzen mit 120 mm Verankerungstiefe am Rand und in der Ecke jeweils für einen Randabstand entsprechend der 1,5-fachen Verankerungstiefe FE-Berechnungen mit verschiedenen Bauteildicken durchgeführt. Es zeigt sich, dass die Höchstlasten bei kleinen Bauteildicken in etwa denen des Berechnungsmodells entsprechen. Der Anstieg mit der Bauteildicke erfolgt hier jedoch stärker als bei Verbunddübeln (Abschnitt 5.1.2.4) und die Höchstlasten bei großen Bauteildicken sind um einiges höher als bei Verbunddübeln. Dies wurde bereits bei den Untersuchungen zum Einfluss des Randabstandes deutlich. Die Bauteildicke, ab der keine weitere Steigerung der Höchstlast mehr eintritt, entspricht jedoch auch hier wie bei den Verbunddübeln in etwa der 2,25-fachen Verankerungstiefe.

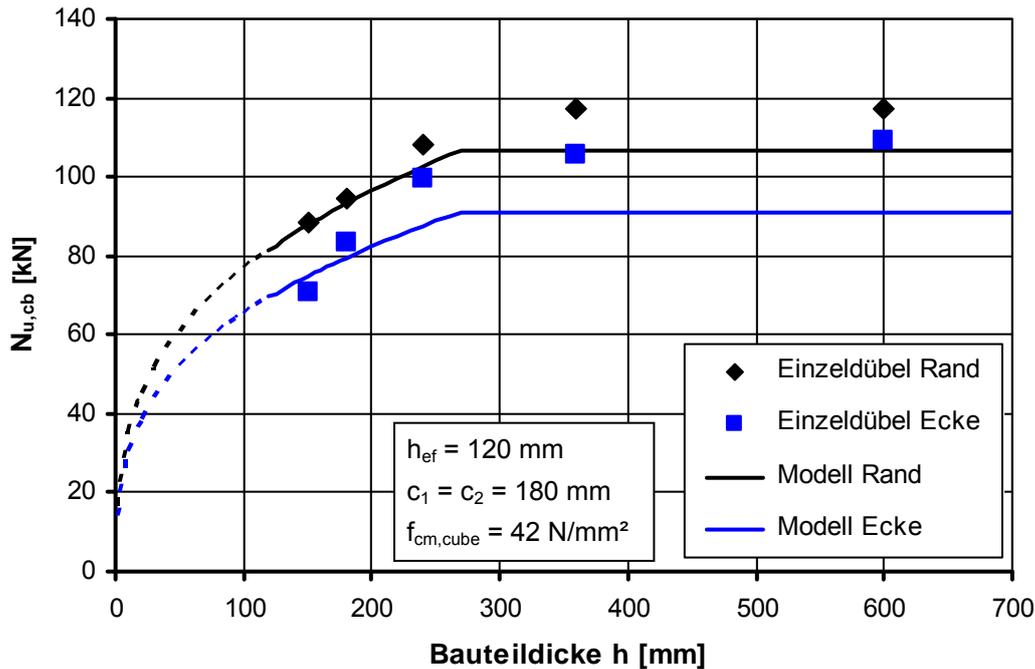


Abbildung 5.33: Einfluss der Bauteildicke für einzelnen Kopfbolzen KB1 am Rand und in der Ecke

5.2.1.4 Charakteristischer Achs- bzw. Randabstand

Zur Überprüfung inwieweit eine Projektion auf den Bauteilrand mit dem für Verbunddübel gefundenen charakteristischen Rand- bzw. Achsabstand auch für formschlüssige Befestigungsmittel funktioniert, wurden FE-Berechnungen mit einzelnen Kopfbolzen in der Bauteilecke durchgeführt. Analog zu den Berechnungen mit einem Kopfbolzen am Rand zum Einfluss des Randabstandes wurden die Berechnungen für zwei unterschiedliche Bauteildicken durchgeführt. Die Verankerungstiefe betrug immer 120 mm. Abbildung 5.35 zeigt die Berechnungsergebnisse. Der jeweilige Verlauf des Berechnungsmodells für Verbunddübel ist mit dargestellt. Es ist zu erkennen, dass für die kleine Bauteildicke (1,25-fache Verankerungstiefe) der Anstieg der Höchstlast der Kopfbolzen mit dem Randabstand von dem Berechnungsmodell für Verbunddübel zutreffend wiedergegeben wird.

Für den Fall einer großen Bauteildicke, hier 5-mal die Verankerungstiefe, hat sich bei den Untersuchungen für Einzeldübel am Rand gezeigt, dass der Anstieg der Höchstlast mit zunehmenden Randabstand durch das CC-Verfahren geeigneter beschrieben wird als durch das für Verbunddübel gefundene Berechnungsmodell. Der Anstieg der Höchstlasten für einen Einzeldübel in der Ecke nach dem CC-Verfahren ist ebenfalls in Abbildung 5.35 dargestellt. Die Ergebnisse der FE-Berechnungen passen bis etwa einem Randabstand von 160 mm gut zu dem Verlauf des CC-Verfahrens. Obwohl bei allen Randabständen das Versagen durch Betonausbruch erfolgt, folgen die berechneten Höchstlasten für Randabstände zwischen 150 mm und 300 mm nicht dem steilen Anstieg des CC-Verfahrens. Für einen Randabstand von 180 mm bzw. 1,5-mal der Verankerungstiefe, wo gemäß CC-Verfahren die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels erreicht wird, ist das Berechnungsergebnis ca. 15 % kleiner als die

vorgenannte Höchstlast. Die volle Höchstlast einer randfernen Befestigung wird erst bei einem Randabstand von etwa 300 mm bzw. 2,5-mal der Verankerungstiefe erreicht.

Dieser Effekt zeigt sich auch bei Verbunddübeln (Abbildung 5.14) und in weniger ausgeprägter Form auch für einen einzelnen Kopfbolzen am Rand (Abbildung 5.31). Gemäß dem CC-Verfahren findet bei Erreichen des charakteristischen Randabstandes eine abrupte Änderung in der Steigung des Kurvenverlaufs statt: Der relativ steile Anstieg der rechnerischen Höchstlast mit dem Randabstand wechselt in den konstanten Wert für einen randfernen Einzeldübel (Abbildung 5.35). Betrachtet man jedoch das Bruchbild eines einzelnen Dübels am Rand oder in der Ecke, so zeigt sich, dass die Bruchlinie zwischen dem Dübel und dem Rand in etwa waagrecht verläuft (Abbildung 5.34a). Vergrößert sich der Randabstand auf den charakteristischen Randabstand für Betonausbruch so stellt sich (noch) nicht der kegelförmige Ausbruchkörper eines randfernen Einzeldübels ein, sondern es gibt einen Übergangsbereich in dem die Bruchlinie zwischen Dübel und Rand von der waagerechten in die eines Kegels übergeht (Abbildung 5.34b). Daher ist es wahrscheinlich, dass es auch im Kurvenverlauf einen gewissen Übergangsbereich gibt, in dem die Steigung mit dem Randabstand abnimmt und (langsam) in die horizontale Linie für die Höchstlast des randfernen Einzeldübels übergeht. Dieser Effekt zeigt sich in der Ecke deutlicher, da dort die Form des Bruchkörpers gegenüber der Kegelform des randfernen Dübels in zwei Richtungen abweicht.

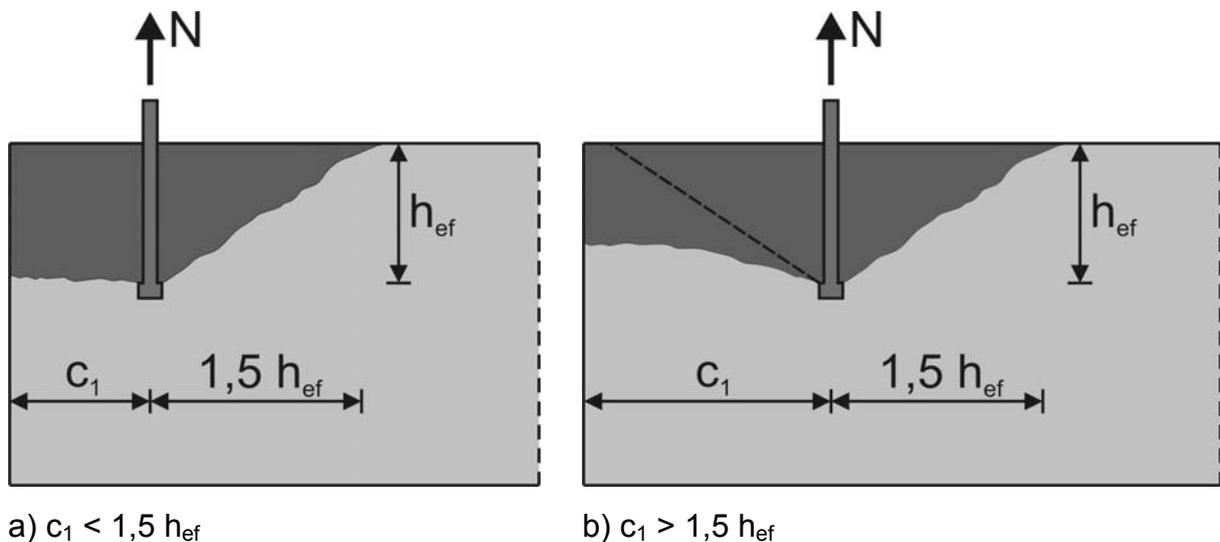


Abbildung 5.34: Schematische Darstellung der Bruchkörper im Schnitt von Kopfbolzen am Rand, für a) für $c_1 < 1,5 h_{ef}$ und b) $c_1 > 1,5 h_{ef}$

Dessen ungeachtet sind die numerisch ermittelten Höchstlasten ab einem Randabstand von etwa 120 mm deutlich größer als diejenigen gemäß dem für Verbunddübel gefundenen Berechnungsmodell. Wie zuvor beim Einzeldübel am Rand gibt es auch hier eine recht gute Übereinstimmung mit den 1,15-fachen Werten des Berechnungsmodells.

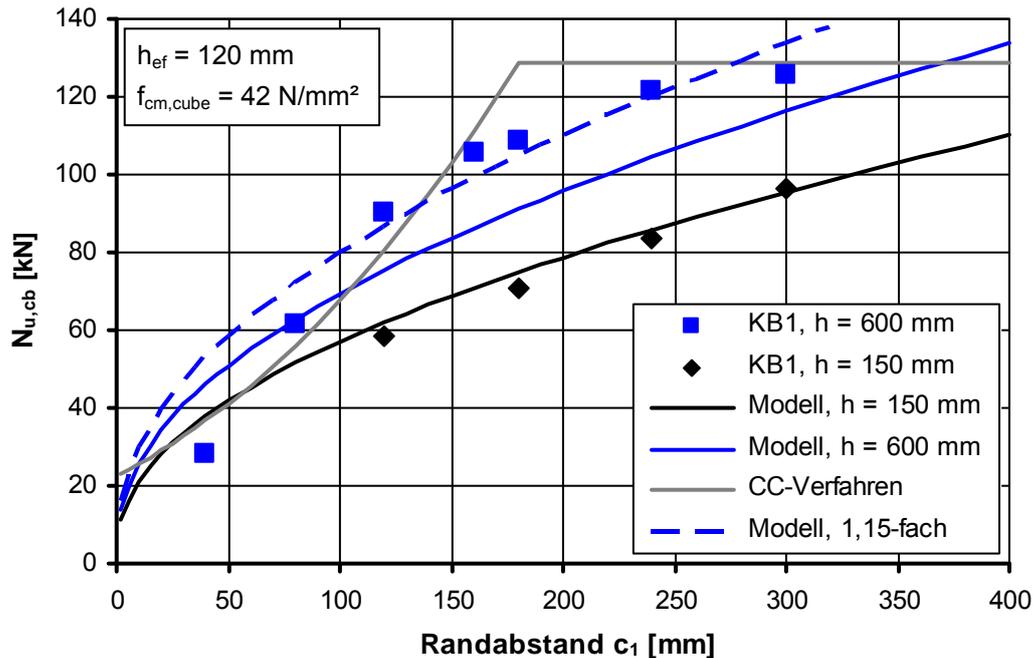


Abbildung 5.35: Numerisch ermittelte Höchstlasten für einzelne Kopfbolzen in der Ecke

5.2.2 Berechnungsmodell für formschlüssige Befestigungsmittel

Die durchgeführten FE-Simulationen mit Kopfbolzen haben gezeigt, dass sich bei geringer Bauteildicke formschlüssige Befestigungsmittel prinzipiell sehr ähnlich wie Verbunddübel verhalten. Daher kann das für Verbunddübel gefundene Berechnungsmodell (Abschnitt 5.1.2.9) für formschlüssige Befestigungen vollständig übernommen werden. Dabei wird als Durchmesser des Befestigungsmittels in die Gleichung für den Grundfall der Kopfdurchmesser bzw. der Durchmesser der Hinter-schneidung eingesetzt (Gleichung 5.12). Für große Bauteildicken wird, zumindest ab einem bestimmten Randabstand, die Höchstlast einer formschlüssigen Befestigung von dem vorgenannten Berechnungsmodell jedoch unterschätzt. Für Bauteildicken größer als die charakteristische Bauteildicke (2,25-fache Verankerungstiefe) werden die Höchstlasten zutreffender von dem CC-Verfahren beschrieben.

Es wird daher vorgeschlagen für die Berechnung der Höchstlast von formschlüssigen Befestigungsmitteln bei weiter Abstützung zwei Fälle zu unterscheiden und die Höchstlast wie folgt zu berechnen:

- **kleine Bauteildicke ($h < h_{cr,cb} = 2,25 h_{ef}$)**

$N_{u,cb}$ nach Gleichung 5.6 (Berechnungsmodell für Verbunddübel),

$$\text{jedoch mit: } N_{u,cb}^0 = 11,5 \cdot c_1^{1/3} \cdot d_K^{1/4} \cdot h_{ef} \cdot f_{cm,cube}^{1/2} \quad [\text{N}] \quad (5.12)$$

$$N_{u,c}^0 = 15,5 \cdot f_{cc}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5} = 15,11 \cdot f_{cm,cube}^{0,5} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

- **große Bauteildicke ($h \geq h_{cr,cb} = 2,25 h_{ef}$)**

$N_{u,c}$ nach CC-Verfahren (Abschnitt 2.4.1.1, Gleichung 2.3)

5.2.3 Versuchsergebnisse im Vergleich mit Berechnungsmodell

Die dem Verfasser vorliegenden Ergebnisse experimenteller Untersuchungen von formschlüssigen Befestigungsmitteln mit weiter Abstützung beschränken sich auf zwei verschiedene Hinterschnittdübel und stammen zum überwiegenden Teil aus Untersuchungen im Rahmen der Arbeit von *Asmus (1999)*. Auch im Rahmen der hier vorgestellten Arbeit wurden einige Versuchsserien speziell zum Einfluss der Bauteildicke auf die Höchstlast durchgeführt. Außerdem liegen für ein Produkt die Ergebnisse der im Rahmen des Zulassungsverfahrens durchgeführten Versuche vor.

Wie bereits bei den stoffschlüssigen Befestigungsmitteln kann auch bei Versuchen mit formschlüssigen Befestigungen nahe am Bauteilrand die Versagensart nicht immer eindeutig bestimmt werden. So zeigt sich bei einem Einzeldübel am Rand wie auch bei Spaltversagen ein Riss vom Dübel senkrecht auf den Bauteilrand zulaufend (Abbildung 5.36). Es entstehen noch weitere Risse, die für Spaltversagen jedoch untypisch sind. Sie laufen vom Dübel in etwa senkrechter Richtung auf die linienförmige Abstützung zu. Auch gibt es einen Riss der vom Dübel in Richtung Platteninneres verläuft. Letztendlich entsteht jedoch ein Ausbruchkörper, der durch die Risse in vier Teile geteilt wird, und der sich vom Bauteilrand bis etwa einen Abstand entsprechend der anderthalbfachen Verankerungstiefe hinter den Dübel erstreckt.



Abbildung 5.36: Rissbild und Bruchkörper eines Einzeldübel am Rand bei geringer Bauteildicke

In das Berechnungsmodell (Gleichung 5.12) geht der Durchmesser der Hinterschneidung ein. Dieser ist für die bei den Versuchen verwendeten Hinterschnittdübel jedoch nicht bekannt. Für die folgenden Auswertungen wird angenommen, dass dieser dem 1,5-fachen Nenn- bzw. Schaftdurchmesser des jeweiligen Hinterschnittdübel entspricht.

In Abbildung 5.37 sind die Ergebnisse der im Rahmen dieser Arbeit zum Einfluss der Bauteildicke durchgeführten Versuche mit Einzeldübeln dargestellt. Für Rand und Ecke steigen die in den Versuchen ermittelten Höchstlasten mit der Bauteildicke an. Der Verlauf des in Abschnitt 5.2.2 vorgeschlagenen Berechnungsmodells ist ebenfalls in Abbildung 5.37 eingezeichnet. Für den Einzeldübel am Rand wird in Gleichung 5.6 die Begrenzung durch die Betonausbruchlast $N_{u,c}$ wirksam, so dass (zufällig) ab etwa der charakteristischen Bauteildicke $h_{cr,cb}$ die Höchstlast des Be-

rechnungsmodells der Betonausbruchlast eines randfernen Einzeldübels entspricht. Der gewählte Randabstand entspricht der 1,5-fachen Verankerungstiefe, so dass gemäß dem CC-Verfahren sowohl für den Einzeldübel am Rand als auch in der Ecke die Höchstlast eines randfernen Dübels erreicht werden sollte. Für die größte geprüfte Bauteildicke sind die gemessenen Höchstlasten für Rand und Ecke praktisch identisch und stimmen sehr gut mit der rechnerischen Betonausbruchlast überein. Jedoch sind die Höchstlasten randferner Vergleichsversuche ungefähr 10 % größer als die rechnerische Betonausbruchlast. Folglich wird bei dem der 1,5-fachen Verankerungstiefe entsprechenden Randabstand die Bruchlast eines randfernen Dübels nicht ganz erreicht.

Bei der kleinsten untersuchten Bauteildicke unterscheiden sich die gemessenen Höchstlasten von Rand und Ecke deutlich. Dies stimmt auch sehr gut mit dem anhand von Untersuchungen mit Verbunddübeln abgeleiteten Berechnungsmodell überein, bei dem die Bruchlasten von Rand und Ecke erst ab einem Randabstand von 195 mm identisch sind. Der Anstieg der Höchstlasten mit der Bauteildicke erfolgt bei den Versuchsergebnissen in der Ecke stärker als nach dem Berechnungsmodell. Bei der größten untersuchten Bauteildicke sind die gemessenen Höchstlasten auch deutlich größer als diejenigen nach dem vorgenannten Berechnungsmodell, da dieses ab der charakteristischen Bauteildicke in eine horizontale Linie übergehen würde. Gemäß der in Abschnitt 5.2.2 für formschlüssige Befestigungsmittel vorgeschlagenen Unterscheidung in zwei Fälle springt die rechnerische Höchstlast des Einzeldübels in der Ecke jedoch bei Erreichen der charakteristischen Bauteildicke hoch auf die Betonausbruchlast des CC-Verfahrens und es wird eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erreicht.

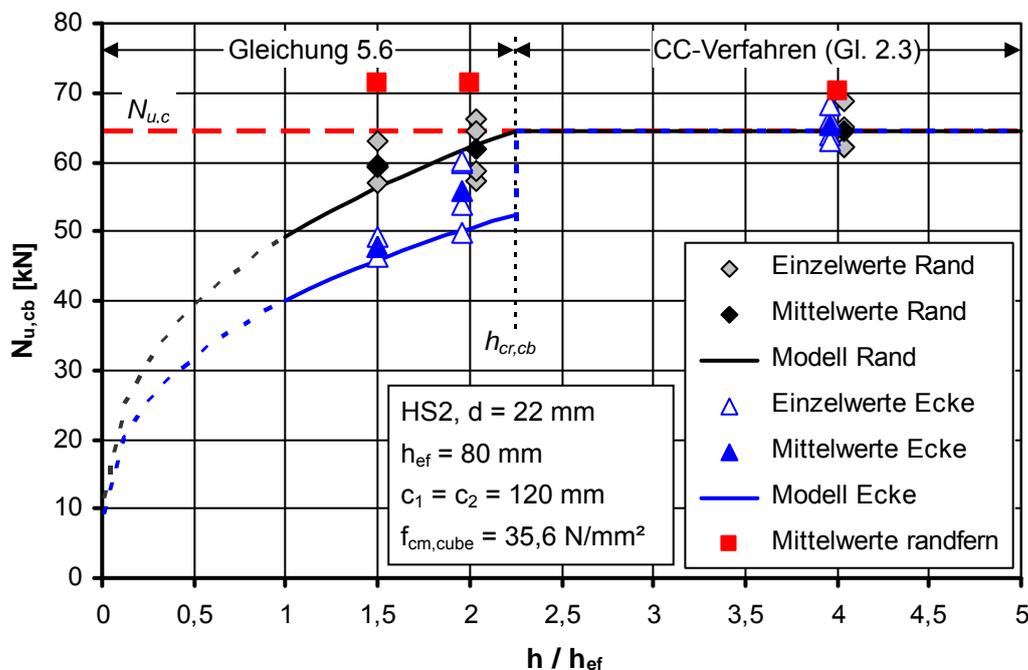


Abbildung 5.37: Versuchsergebnisse von einzelnen Hinterschnittdübeln am Rand und in der Ecke in Abhängigkeit von dem Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe

Entgegen den Versuchsergebnissen am Rand und in der Ecke, und anders als bei Verbunddübeln (Abschnitt 5.1.3), unterscheiden sich die gemessenen Höchstlasten der Vergleichsversuche mit randfernen Einzeldübeln zwischen den unterschiedlichen Bauteildicken praktisch nicht.

Die gesamten in experimentellen Untersuchungen ermittelten Höchstlasten mit form-schlüssigen Befestigungsmitteln sind in Abbildung 5.38 in Relation zu der Höchstlast nach dem Berechnungsmodell über dem Randabstand aufgetragen. Im Wesentlichen streuen die Verhältnismittelwerte um einen Mittelwert von etwa 1,0. Lediglich für den kleinsten untersuchten Randabstand von 40 mm sind alle Versuchsergebnisse kleiner als die berechneten Höchstlasten. Sie betragen im Mittel nur ca. 75 % der berechneten Höchstlasten. Eine mögliche Ursache ist, dass bei diesem kleinen Randabstand durch die Einwirkungen bei der Montage bereits eine so große Schädigung des Betongefüges hervorgerufen wird, dass die maximal erzielbare Last weiter absinkt, als es durch die im Berechnungsmodell berücksichtigte Abnahme der Bruchfläche zu erwarten ist. Der bei der Montage durchgeführte Bohrvorgang sowie die Erstellung des Hinterschnitts stellen eine massive mechanische Einwirkung auf das Betongefüge dar. Bei sehr kleinen Randabständen, und dann insbesondere in der Ecke, können durch diese Einwirkung Risse entstehen, da in der Umgebung der Bohrlocherstellung kein ausreichend großes Betonvolumen vorhanden ist, um die auftretenden Kräfte bzw. Spannungen schadungsfrei aufzunehmen.

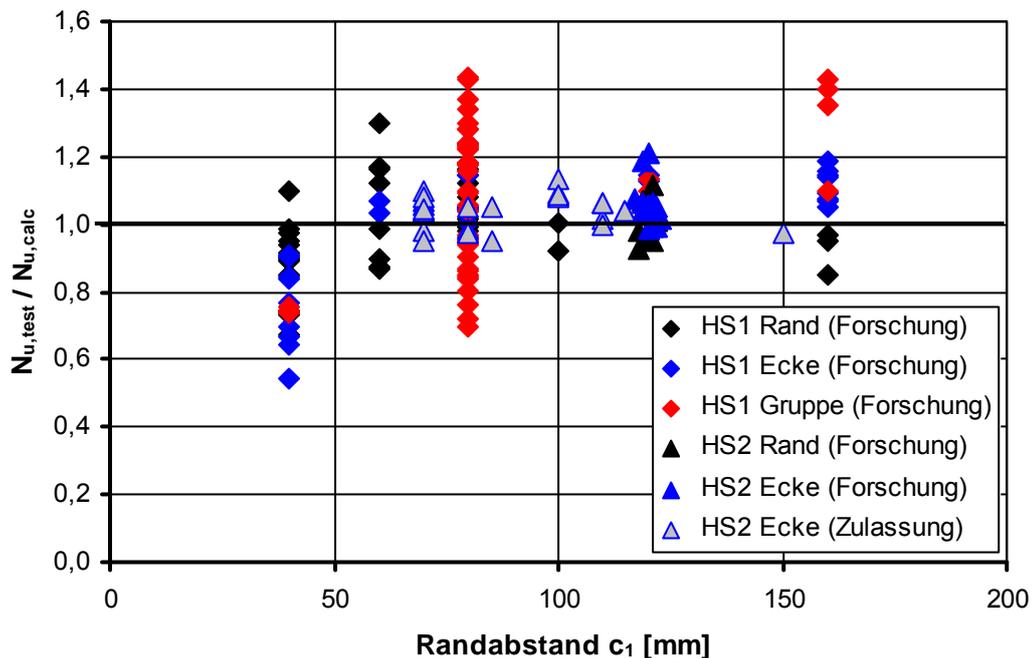


Abbildung 5.38: Versuchsergebnisse in Abhängigkeit vom Randabstand

In Abbildung 5.39 sind nochmals sämtliche, auf die jeweilige berechnete Höchstlast bezogenen, Versuchsergebnisse über verschiedene Einflussgrößen aufgetragen. In keinem der Diagramme ist ein Trend zu erkennen, der anzeigen würde, dass die betreffende Einflussgröße in dem Berechnungsmodell nicht realitätsnah erfasst wird. Die Aussagekraft der Auswertung ist etwas dadurch eingeschränkt, dass kaum Versuchsergebnisse mit Befestigungsmitteln mit großem Durchmesser oder großer

Verankerungstiefe vorhanden sind. Ebenso variiert die Betondruckfestigkeit bei den zur Auswertung herangezogenen Versuchsergebnissen nur in einem geringen Bereich.

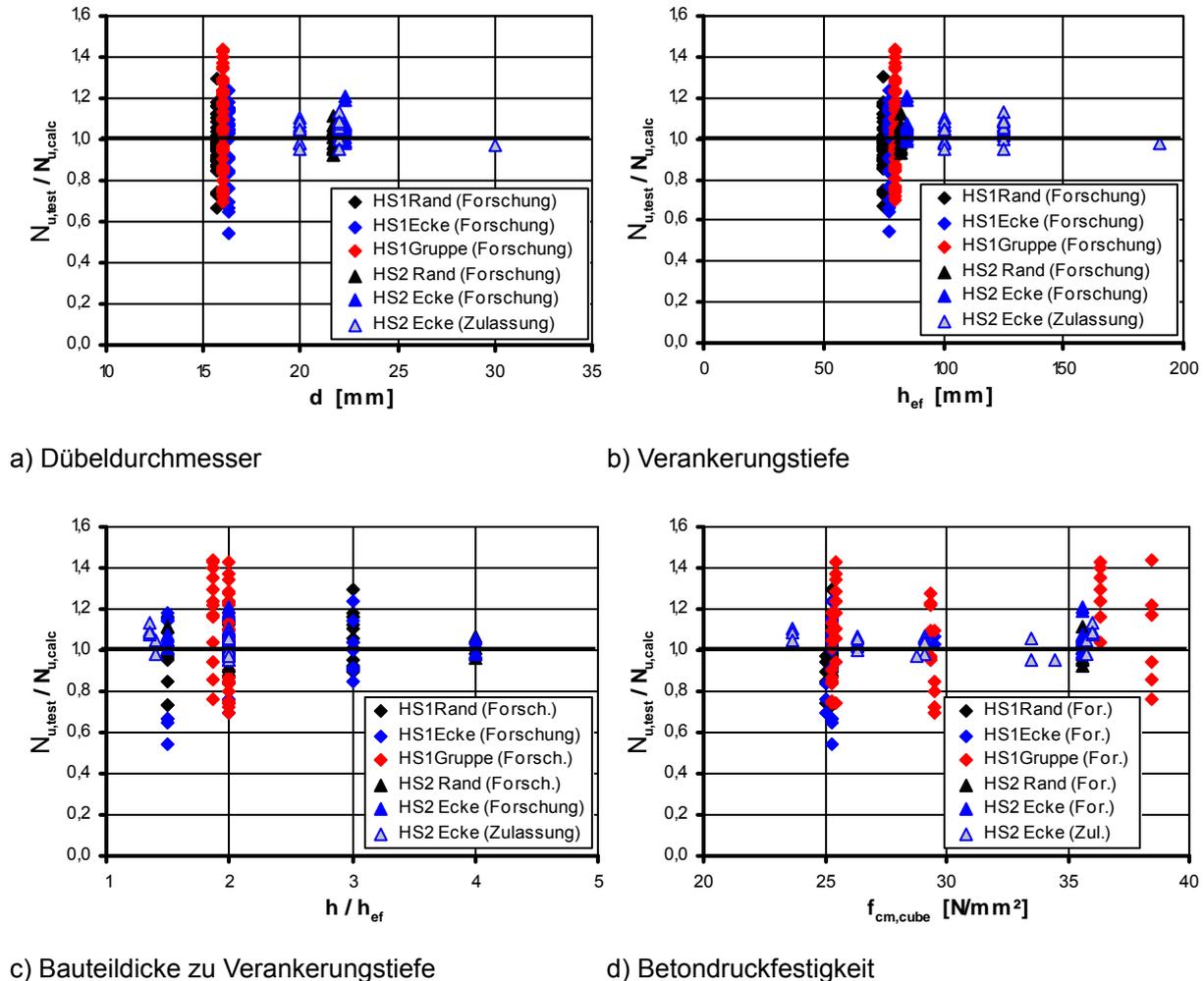


Abbildung 5.39: Verhältnis von Höchstlast Versuch zu Höchstlast Berechnungsmodell für Befestigungen mit Hinterschnittdübeln aufgetragen über a) Dübeldurchmesser, b) Verankerungstiefe, c) Bauteildicke zu Verankerungstiefe und d) Betondruckfestigkeit

Zu den ausgewerteten Ergebnissen zählt auch eine Reihe von Versuchen mit Gruppenbefestigungen. Zur Überprüfung, inwieweit in dem Berechnungsmodell nach Abschnitt 5.2.2 der Einfluss der Achsabstände realitätsnah berücksichtigt wird, sind in Abbildung 5.40 und Abbildung 5.41 die Versuchsergebnisse der Gruppenbefestigungen, aufgegliedert nach ihrer Art, über den beiden Achsabständen aufgetragen. In Abbildung 5.40 sind die Ergebnisse über den Achsabstand in Richtung senkrecht zum Bauteilrand dargestellt. Hier zeigt sich, dass die auf das Berechnungsmodell bezogenen Höchstlasten der Versuche mit zunehmendem Achsabstand abnehmen. Dies deutet prinzipiell darauf hin, dass der Einfluss vom Berechnungsmodell überschätzt wird. Für das vorgeschlagene Berechnungsmodell heißt dies, dass der charakteristische Achsabstand in Bezug auf die Versuchsergebnisse zu gering ist.

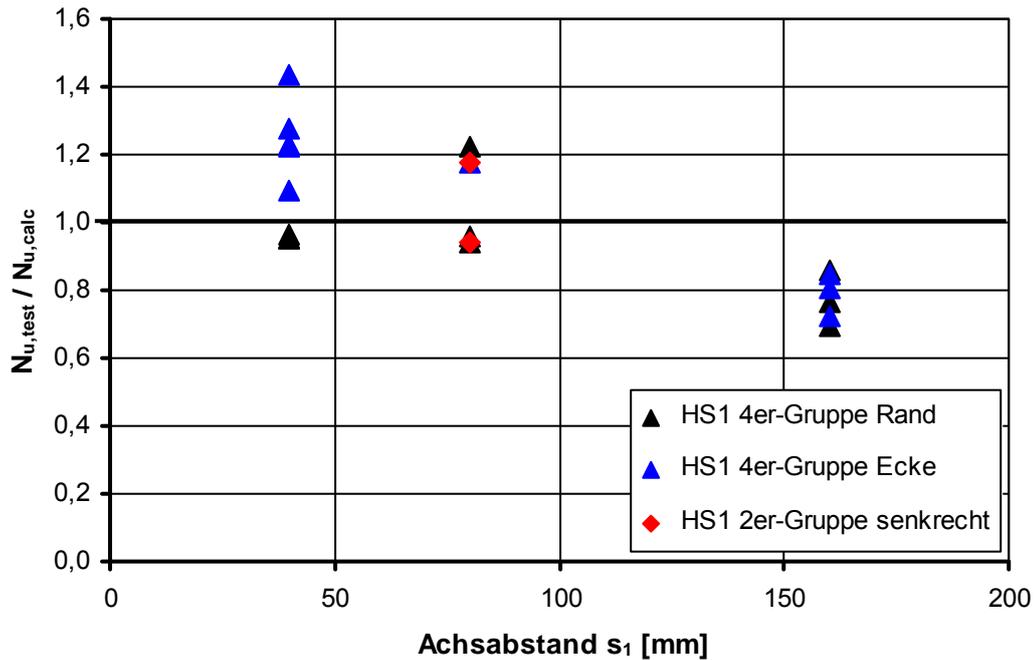


Abbildung 5.40: Versuchsergebnisse Gruppenbefestigungen über Achsabstand s_1

Abbildung 5.41 zeigt die Verhältniswerte von bei Versuchen mit Gruppenbefestigungen gemessenen Höchstlasten zu berechneten Höchstlasten aufgetragen über den Achsabstand parallel zum Bauteilrand. Hier ist kein eindeutiger Trend zu erkennen. Die Anzahl der Ergebnisse von Versuchen mit Gruppenbefestigungen ist relativ gering, insbesondere für größere Achsabstände. Daher ist eine abschließende Beurteilung der Richtigkeit des charakteristischen Achsabstandes und des Faktors $\Psi_{g,cb}$ nicht möglich.

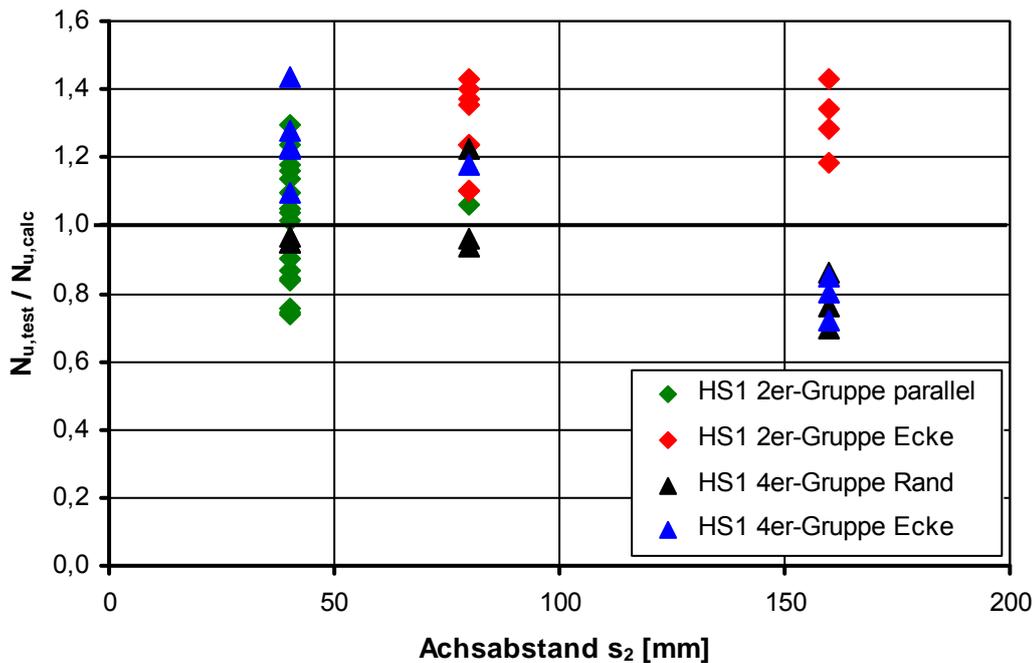


Abbildung 5.41: Versuchsergebnisse Gruppenbefestigungen aufgetragen über Achsabstand s_2

In Tabelle 5.4 sind die statistischen Kennzahlen der Auswertung aufgelistet. Der Mittelwert der 170 Einzelversuche ergibt sich zu 1,02 bei einem Variationskoeffizienten von 16,7 %. Trotz gewisser Abweichungen bei sehr kleinen Randabständen und bei Gruppenbefestigungen, zeigt sich insgesamt damit eine recht gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen Höchstlasten und den nach dem vorgeschlagenen Modell berechneten Werten.

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Einzelversuche HS1			Einzelversuche HS2			Gesamt
	Rand (Forschung)	Ecke (Forschung)	Gruppe (Forschung)	Rand (Forschung)	Ecke (Forschung)	Ecke (Zulassung)	
Anzahl	41	31	49	12	12	25	170
max. Verhältnis	1,30	1,24	1,44	1,12	1,21	1,13	1,44
min. Verhältnis	0,67	0,55	0,70	0,93	0,98	0,95	0,55
Mittelwert	0,97	1,00	1,07	1,02	1,06	1,04	1,03
Variationskoeffizient	13,5 %	18,0 %	19,9 %	5,6 %	6,8 %	4,6 %	15,5 %

Tabelle 5.4: Statistische Kennzahlen der Versuchsauswertung formschlüssiger Befestigungsmittel

5.3 Reibschlüssige Befestigungen

Da das Berechnungsmodell für Verbunddübel (Abschnitt 5.1.2.9) auch zur Beschreibung des Verhaltens von formschlüssigen Befestigungen mit weiter Abstützung gut geeignet ist (siehe Abschnitt 5.2), wird in diesem Abschnitt geprüft, ob der Berechnungsansatz auch auf reibschlüssige Befestigungsmittel angewendet werden kann. Dazu wird das Berechnungsmodell den vorliegenden Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Da die Spaltbruchlasten reibschlüssiger Befestigungsmittel (bei enger Abstützung) in der Regel kleiner als diejenigen stoff- und formschlüssiger Befestigungsmittel sind, werden zunächst Ergebnisse von Versuchen mit enger Abstützung und Spaltversagen Ergebnissen von Versuchen mit weiter Abstützung gegenübergestellt.

5.3.1 Vergleich Höchstlasten bei enger und weiter Abstützung

Mit dem Hülsendübel HD1 wurden für eine Dübelgröße neben den in Kapitel 4.6.4.1 vorgestellten Versuchen mit enger Abstützung auch Versuche mit weiter Abstützung für die gleichen Kombinationen von Randabstand und Bauteildicke durchgeführt. Einmal entsprach die Abstützweite dabei der vierfachen Verankerungstiefe, so wie sie auch im Zulassungsverfahren angewendet wird. In jeweils einer zweiten Serie wurde die Abstützweite auf $2 h_{ef}$ reduziert. Dies geschah sowohl für Einzeldübel am Rand als auch in der Bauteilecke. Der Randabstand entsprach jeweils der 1,5-fachen Verankerungstiefe, und es wurden jeweils zwei unterschiedliche Bauteildicken geprüft.

Für eine Bauteildicke von 120 mm ($1,5 h_{ef}$) zeigt Abbildung 5.42 für einen Einzeldübel am Rand die in den Versuchen erzielten Höchstlasten. Es sind die jeweiligen Serienmittel angegeben, die auf eine Betondruckfestigkeit von 30 N/mm^2 umgerechnet

wurden. Zudem sind der Verlauf des Modells für Spaltversagen, welches in Abschnitt 4.6.3 anhand von Untersuchungen mit enger Abstützung abgeleitet wurde, und der Verlauf des Modells für Betonversagen unter Biegeeinfluss, welches anhand von Untersuchungen mit Verbunddübeln bei weiter Abstützung (Abschnitt 5.1.2) abgeleitet wurde, mit in das Diagramm eingetragen. Weiterhin ist auch der Anstieg der Höchstlasten mit dem Randabstand nach dem CC-Verfahren in dem Diagramm dargestellt.

Für den Einzeldübel am Rand zeigt sich, dass die in den Versuchen erzielten Höchstlasten für alle untersuchten Abstützvarianten sehr ähnlich sind und recht gut mit der Höchstlast des Modells „Spalten“ übereinstimmen. Auch das Bruchbild passt, unabhängig von der Abstützvariante, sehr gut zu einem Spaltversagen oder einer Kombination aus Spaltversagen und Betonausbruch. Die Höchstlast des Modells „Biegeeinfluss“ ist für den geprüften Dübeltyp bis zu einem Randabstand von 150 mm größer als die Höchstlast „Spalten“ und wurde in den Versuchen nicht erreicht. Ebenso wird die Betonausbruchlast in den Versuchen nicht erreicht.

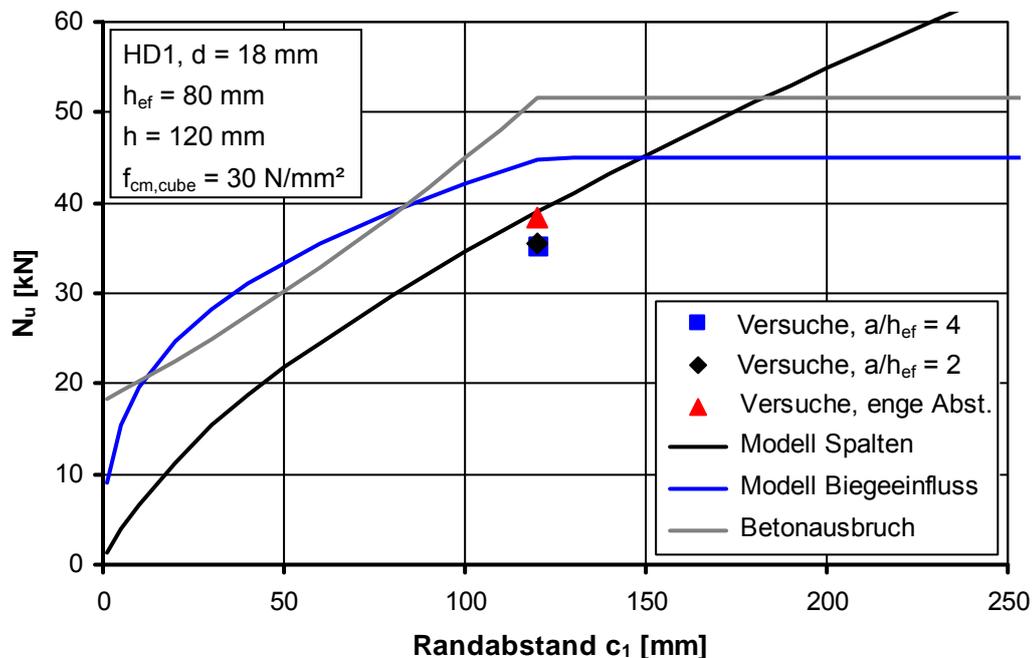


Abbildung 5.42: Variation Abstützweite für Einzeldübel am Rand, Bauteildicke 120 mm

Für einen Einzeldübel in der Ecke und einer Bauteildicke von 120 mm erfolgt das Versagen unabhängig von der Art der Abstützung immer mit der für ein Spaltversagen typischen Rissbildung bzw. mit dem Abspalten des korrespondierenden Bruchkörpers (Abbildung 5.43). Die Versuchsergebnisse sowie die entsprechenden Verläufe der Berechnungsmodelle sind in Abbildung 5.44 dargestellt. Hier ist die Höchstlast des Modells „Spalten“ bis etwa zu einem Randabstand von 180 mm geringer als die des Modells „Biegeeinfluss“. Die in den Versuchen erzielten Höchstlasten unterscheiden sich nur geringfügig und erreichen bei einer Abstützweite von $4 h_{ef}$ in etwa die Spaltbruchlast des Berechnungsmodells. Die Mittelwerte der beiden anderen Versuchsserien sind entgegen der Erwartung ca. 23 Prozent größer und entsprechen damit (zufälligerweise) dem Modell „Biegeeinfluss“.



a)

b)

Abbildung 5.43: Bruchbilder für Einzeldübel in der Ecke bei a) enger Abstützung und b) weiter Abstützung ($a = 4 h_{ef}$); Dübel HD1, $d = 18 \text{ mm}$, $c_1 = c_2 = 120 \text{ mm}$, $h = 120 \text{ mm}$

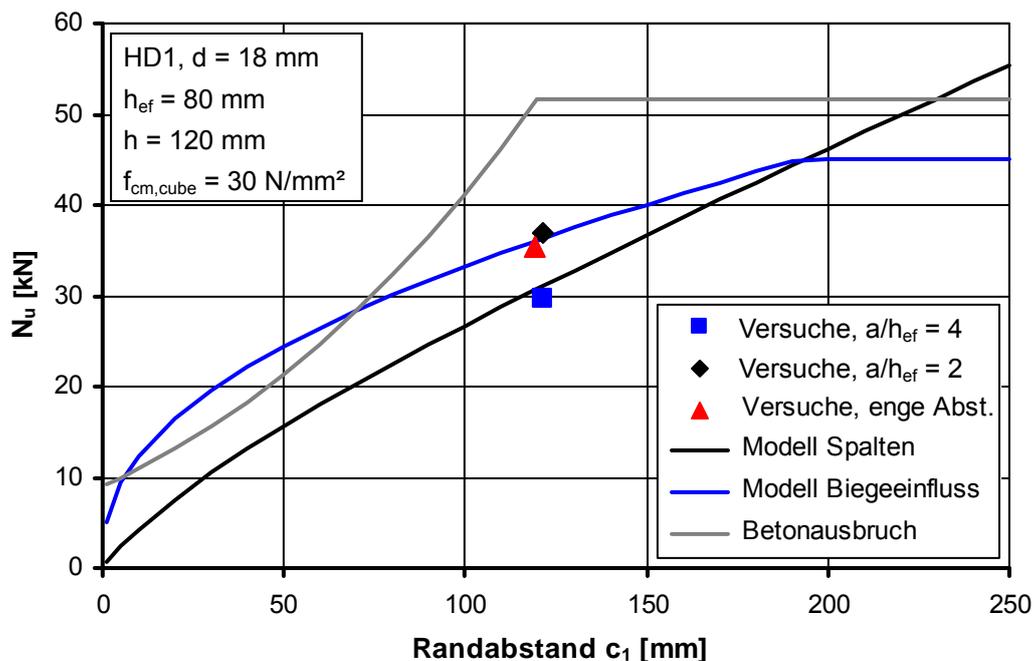


Abbildung 5.44: Variation Abstützweite für Einzeldübel in der Ecke, Bauteildicke 120 mm

Führt man die gleichen Versuche in einem Bauteil mit einer Dicke von 320 mm aus, so zeigt sich für einen Einzeldübel am Rand (Abbildung 5.45), dass die Höchstlast bei enger Abstützung um einiges größer ist als bei weiter Abstützung. Die Höchstlast des Modells „Spalten“ ist für den untersuchten Randabstand größer als für die beiden anderen Modelle. Deren Höchstlast ist für diesen Randabstand identisch, da die Bruchlasten des Modells „Biegeeinfluss“ durch die Betonausbruchlast begrenzt sind. Die in den Versuchen mit weiter Abstützung erzielten Höchstlasten entsprechen sodann in etwa auch der Betonausbruchlast, während bei enger Abstützung, die keinen Betonausbruch zulässt, die höhere Spaltbruchlast erreicht bzw. etwas übertroffen wird.

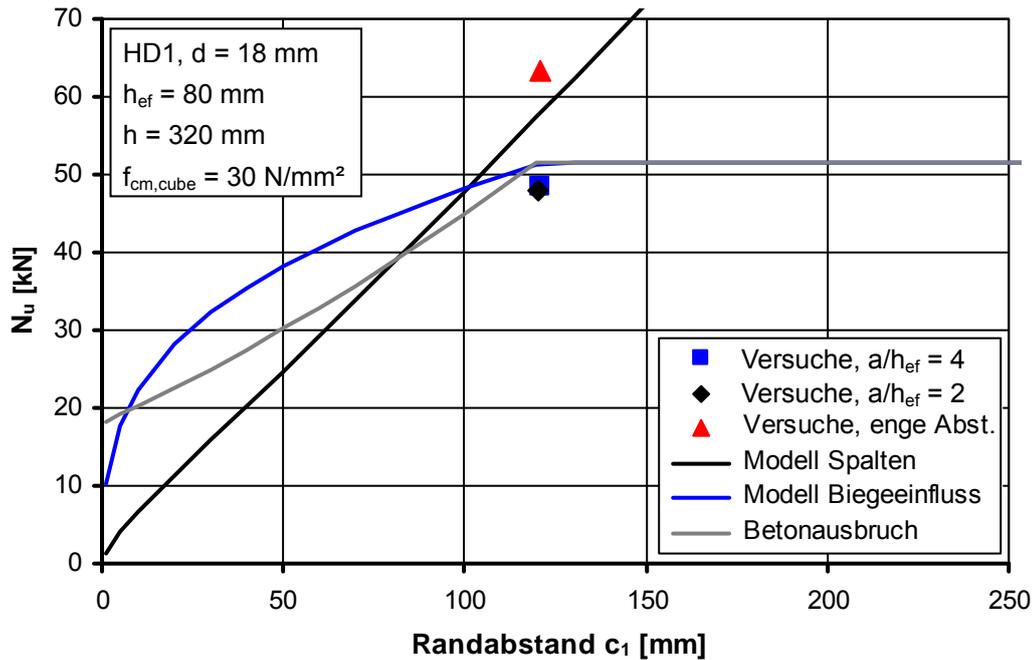


Abbildung 5.45: Variation Abstützweite für Einzeldübel am Rand, Bauteildicke 320 mm

Bei einem Einzeldübel in der Ecke und großer Bauteildicke ergeben sich in den Versuchen unabhängig von der Abstützvariante nahezu identische Höchstlasten (Abbildung 5.46). Die Spaltbruchlast liegt bei dem untersuchten Randabstand etwas oberhalb der Höchstlast des Modells „Biegeeinfluss“ aber unterhalb der Betonausbruchlast. Die in den Versuchen erzielten Höchstlasten befinden sich zwischen denen der Modelle „Biegeeinfluss“ und „Spalten“.

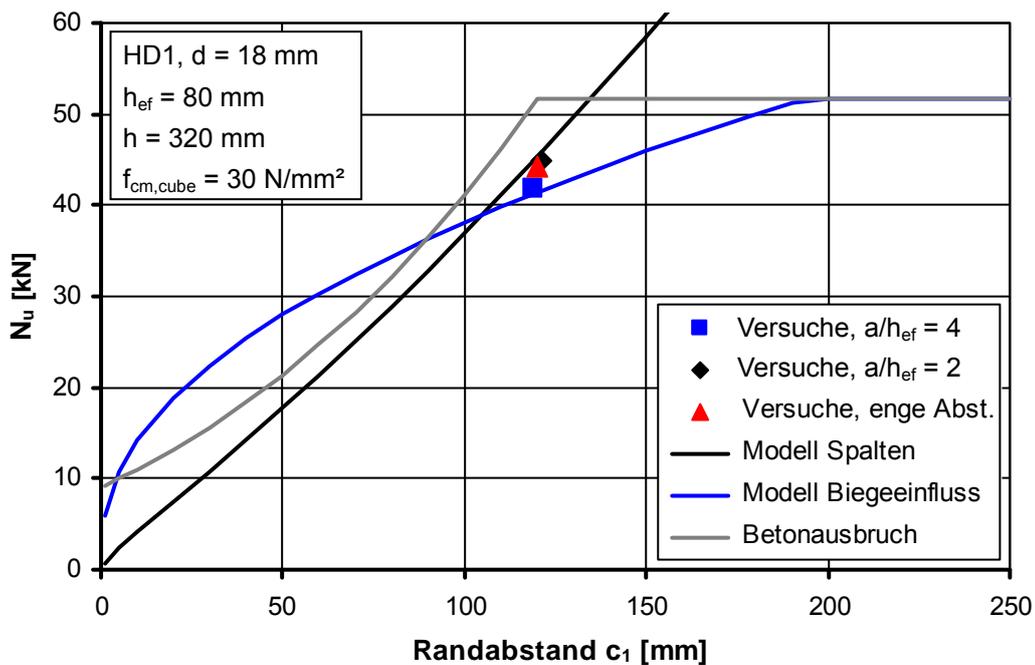


Abbildung 5.46: Variation Abstützweite für Einzeldübel in der Ecke, Bauteildicke 320 mm

Wenn man die Bruchbilder bei einer Abstützweite von $4 h_{ef}$ betrachtet (Abbildung 5.47), kann man erkennen, dass bei diesem Dübeltyp und der großen Bauteildicke sowohl die typische Spaltrissbildung (Abbildung 5.47a) als auch eine für einen Betonausbruch typische Rissbildung (Abbildung 5.47b) auftreten kann.

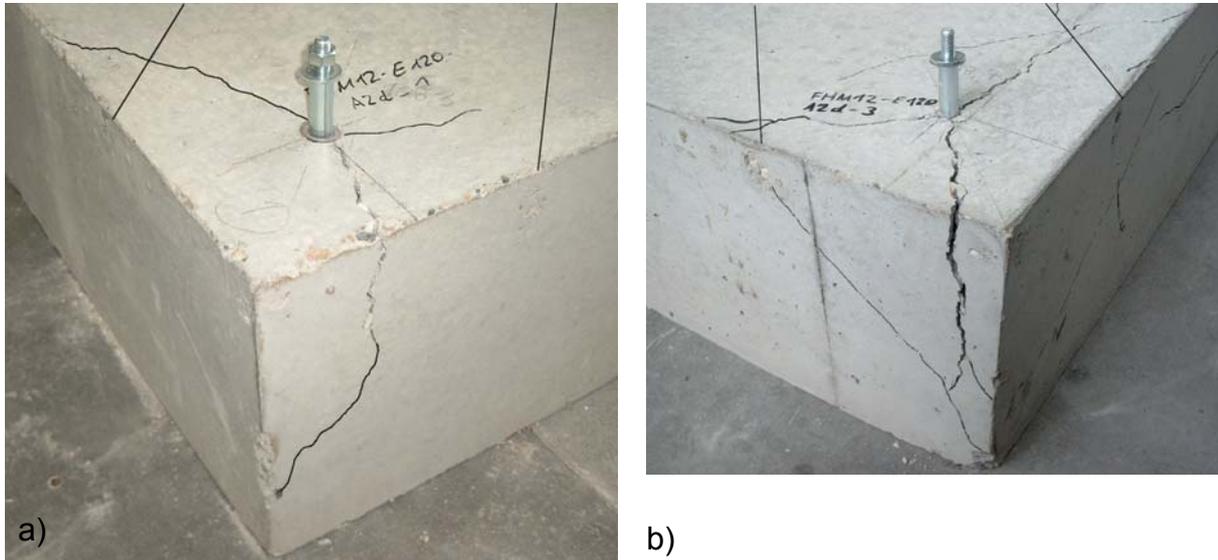


Abbildung 5.47: Bruchbilder bei weiter Abstützung für Einzeldübel in der Ecke ($a = 4 h_{ef}$), a) Spalten und b) Biegebruch/Betonausbruch; Dübel HD1, $d = 18$ mm, $c_1 = c_2 = 120$ mm, $h = 320$ mm

Aufgrund der Höhe der Bruchlasten und der Bruchbilder zeigt sich, dass bei Metallspreizdübeln die Höchstlast infolge Spalten geringer sein kann als die Höchstlast infolge eines durch Biegespannungen beeinflussten Betonausbruchs. Sofern dies der Fall ist, tritt auch bei Versuchen mit weiter Abstützung das Versagen durch Spalten des Ankergrundes ein, und die Bruchlasten von weiter und enger Abstützung unterscheiden sich praktisch nicht. Da die einzelnen Einflussgrößen auf die Höchstlast in die beiden Berechnungsmodelle unterschiedlich eingehen, kann bei weiter Abstützung je nach Anwendungsfall und Produkt das Berechnungsmodell „Spalten“ oder das Berechnungsmodell „Biegeeinfluss“ maßgebend werden.

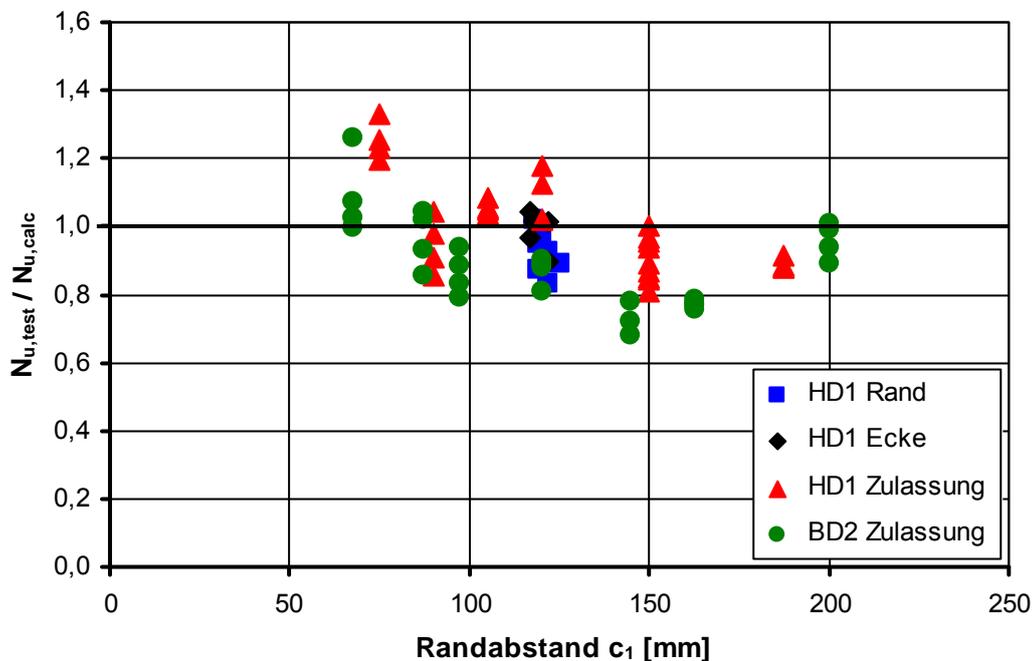
Nachfolgend soll für weitere Versuche mit reibschlüssigen Befestigungsmitteln bei weiter Abstützung und Betonversagen untersucht werden, ob alle gemessenen Höchstlasten durch eines der beiden Berechnungsmodelle („Spalten“ und „Biegeeinfluss“) zutreffend beschrieben werden können, und wann welches der Modelle maßgebend wird.

Für den Hülsendübel HD1 aus den zuvor beschriebenen Versuchen liegen auch Ergebnisse von Eckversuchen des Zulassungsverfahrens vor. Weitere Versuchsergebnisse aus einem Zulassungsverfahren liegen außerdem für einen Bolzendübel vor, für den im Rahmen dieser Arbeit auch Versuche mit enger Abstützung durchgeführt wurden. Für diese beiden Dübeltypen kann also aus den Ergebnissen der Versuche mit enger Abstützung der Produktfaktor für das Modell „Spalten“ bestimmt werden. Wie in Abschnitt 4.6.4.3 beschrieben muss für jede Dübelgröße ein eigener Produktfaktor bestimmt werden. Versuche mit enger Abstützung liegen jedoch für den Hülsendübel nur für drei Dübelgrößen und für den Bolzendübel nur für zwei Dübel-

größen vor. Da die Versuche in den Zulassungsverfahren mit weiteren Dübelgrößen durchgeführt wurden, werden die Produktfaktoren für diese Dübelgrößen mit dem für den Hülsendübel HD1 in Abschnitt 4.6.4.3 gefundenen Zusammenhang zwischen Produktfaktor und Dübelgröße berechnet. Ebenso werden die Produktfaktoren für den Bolzendübel BD2 mit dem für die Bolzendübel BD1 und BD2 in Abschnitt 4.6.4.3 gefundenen Zusammenhang zwischen Produktfaktor und Dübelgröße berechnet.

Bei der Auswertung der Versuche mit enger Abstützung in Abschnitt 4.6.4.3 hat sich gezeigt, dass der konstante Faktor bei der Berechnung des charakteristischen Randabstandes sich zwischen den untersuchten Hülsen- und Bolzendübeln unterscheidet. In der nachfolgenden Auswertung werden die Spaltbruchlasten unter Berücksichtigung der unterschiedlichen charakteristischen Randabstände der Produkte HD1 und BD2 berechnet.

Für die Berechnungsmodelle „Spalten“ und „Biegeeinfluss“ wird jeweils die rechnerische Höchstlast in Abhängigkeit von den jeweiligen Parametern des einzelnen Versuchs bestimmt. Die im Versuch gemessene Höchstlast wird dann zu dem geringeren Wert der beiden Berechnungsmodelle ins Verhältnis gesetzt. Die Verhältnismerte gemessene zu berechnete Höchstlast sind in Abbildung 5.48 über den Randabstand aufgetragen. Die Ergebnisse der Eckversuche aus dem Zulassungsverfahren von Hülsendübel HD1 streuen mit einem Variationskoeffizienten von 13,8 % um einen Mittelwert von 1,0 (Tabelle 5.5). Bis auf den größten geprüften Randabstand ist für diesen Dübeltyp immer die berechnete Spaltbruchlast der geringere und damit maßgebende rechnerische Bezugswert.



dübels erzielten Höchstlasten betragen im Mittel jedoch nur 90 Prozent der berechneten Höchstlasten. Dies kann daran liegen, dass der zugrunde gelegte Zusammenhang zwischen Produktfaktor und Dübeldurchmesser gemeinsam mit dem Bolzendübel BD1 bestimmt wurde (Abbildung 4.123), und der einzige experimentell ermittelte Produktfaktor des Bolzendübels BD2 nur 92 % des rechnerischen Wertes (Abbildung 4.123) beträgt. Bei dem Bolzendübel BD2 ist ab einem Randabstand von 120 mm die Höchstlast des Modells „Biegeeinfluss“ der kleinere und somit maßgebende Bezugswert.

Insgesamt zeigt sich, dass es eine recht gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen bei weiter Abstützung und dem sich je nach Anwendungsfall ergebenden maßgebenden Wert der Berechnungsmodelle gibt. Der Variationskoeffizient der 69 Einzelversuche beträgt 13,8 %.

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Hülsendübel HD1		Bolzendübel BD2	Gesamt
	Forschung	Zulassung	Zulassung	
Anzahl	13	29	27	69
max. Verhältnis	1,04	1,33	1,26	1,33
min. Verhältnis	0,83	0,81	0,68	0,68
Mittelwert	0,96	1,00	0,90	0,95
Variationskoeffizient	6,9 %	13,8 %	14,4 %	13,8 %

Tabelle 5.5: Statistische Kennzahlen der Auswertung der Produkte mit „bekanntem“ Produktfaktor

Es liegen noch für weitere drei unterschiedliche Hülsendübel die Versuchsergebnisse der Eckversuche der jeweiligen Zulassungsverfahren sowie für einen Hülsendübel Versuche mit Einzeldübeln, Zweier- und Vierergruppen am Rand und in der Ecke vor. Für diese Dübeltypen ist jedoch kein Produktfaktor aus Versuchen mit enger Abstützung bekannt. Es wird daher angenommen, dass der Produktfaktor dieser Dübeltypen in gleicher Weise mit dem Dübeldurchmesser ansteigt, wie derjenige der geprüften Dübel. Der konstante Faktor wird für jedes Produkt so bestimmt, dass sich beim Verhältnis der Höchstlasten von Versuch zu Rechenmodell in etwa ein Wert von Eins ergibt. Die einzelnen Gleichungen zur Berechnung der Produktfaktoren sind in Tabelle 5.6 angegeben.

Produkt	Produktfaktor
HD3	$k_{P,HD3} = 1,2 \cdot d^{3/5}$
HD4	$k_{P,HD4} = 1,3 \cdot d^{3/5}$
HD5	$k_{P,HD5} = 0,85 \cdot d^{3/5}$
HD6	$k_{P,HD6} = 0,8 \cdot d^{3/5}$

Tabelle 5.6: Produktfaktoren für verschiedene Hülsendübel

Für die Berechnung der jeweiligen Spaltbruchlast wird derselbe charakteristische Randabstand zugrunde gelegt wie für den Hülsendübel HD1. Wie in Abschnitt 4.6.3 festgelegt wird als charakteristischer Achsabstand der zweifache charakteristische Randabstand genommen.

Trägt man wiederum das Verhältnis gemessener zu berechneter Höchstlast über den Randabstand auf (Abbildung 5.49), so ist kein von der horizontalen abweichender Trend zu erkennen. Für den Hülsendübel HD4 wird als Bezugswert überwiegend die Höchstlast des Modells „Biegeeinfluss“ maßgebend. Nur für Randabstände bis 110 mm ist die Spaltbruchlast der maßgebende Bezugswert. Bei dem Hülsendübel HD5 ist dagegen bis auf den größten untersuchten Randabstand immer die Spaltbruchlast maßgebend, und für den Hülsendübel HD6 ist sie ausnahmslos maßgebend.

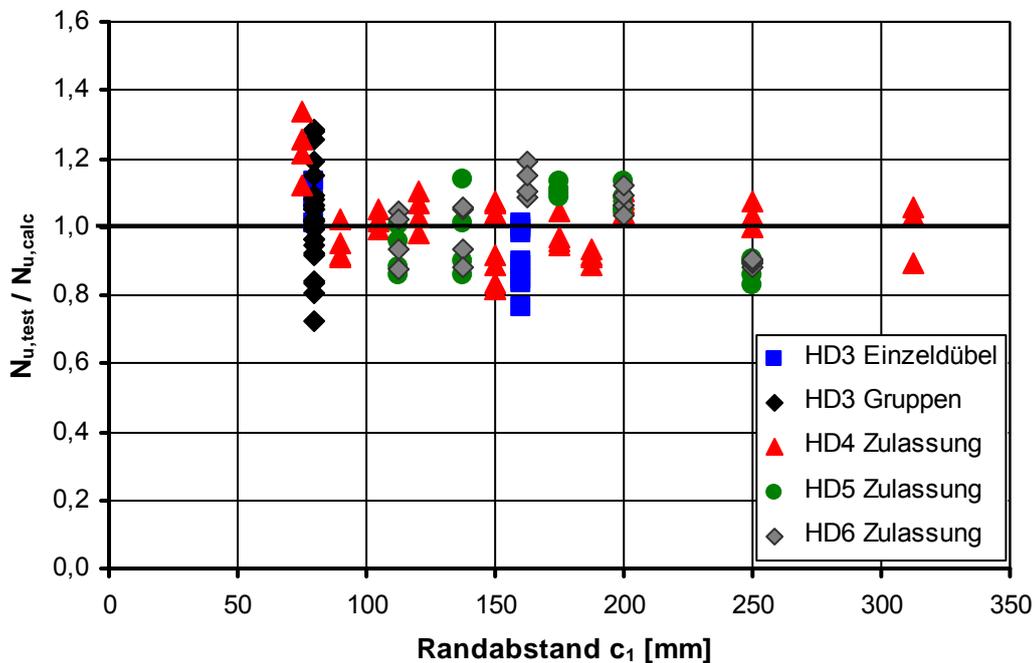


Abbildung 5.49: Versuchsergebnisse von Hülsendübeln mit „unbekanntem“ Produktfaktor

Insgesamt zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Höchstlast mit dem niedrigeren Wert der beiden Berechnungsmodelle „Spalten“ und „Biegeeinfluss“. Der Variationskoeffizient der 120 Einzelversuche beträgt nur 11,4 % (Tabelle 5.7). Dies zeigt, dass beide Berechnungsmodelle realitätsnahe Höchstlasten liefern, und dass die Annahme hinsichtlich des Zusammenhanges von Dübeldurchmesser und Produktfaktor für Hülsendübel realistisch ist.

Abbildung 5.50 zeigt die Gruppenbefestigungen in einem separaten Diagramm. Die Verhältniszerte Versuch zu Rechnung sind über den Achsabstand s_2 aufgetragen. Bei den Gruppenbefestigungen ist ausnahmslos die Spaltbruchlast die für den Vergleich maßgebende Höchstlast. Die Verhältniszerte streuen relativ trendfrei um ihren Mittelwert. Dies zeigt, dass der Achsabstand s_2 im Modell „Spalten“ realitätsnah berücksichtigt ist.

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Hülsendübel HD3		Zulassung			Gesamt
	Einzel	Gruppe	HD4	HD5	HD6	
Anzahl	12	25	43	20	20	120
max. Verhältnis	1,13	1,28	1,34	1,14	1,19	1,34
min. Verhältnis	0,77	0,73	0,82	0,83	0,88	0,73
Mittelwert	0,95	1,02	1,01	0,99	1,01	1,00
Variationskoeffizient	11,2 %	14,0 %	10,6 %	11,1 %	9,9 %	11,4 %

Tabelle 5.7: Statistische Kennzahlen zur Auswertung der Versuchsergebnisse von Hülsendübeln mit „unbekanntem“ Produktfaktor

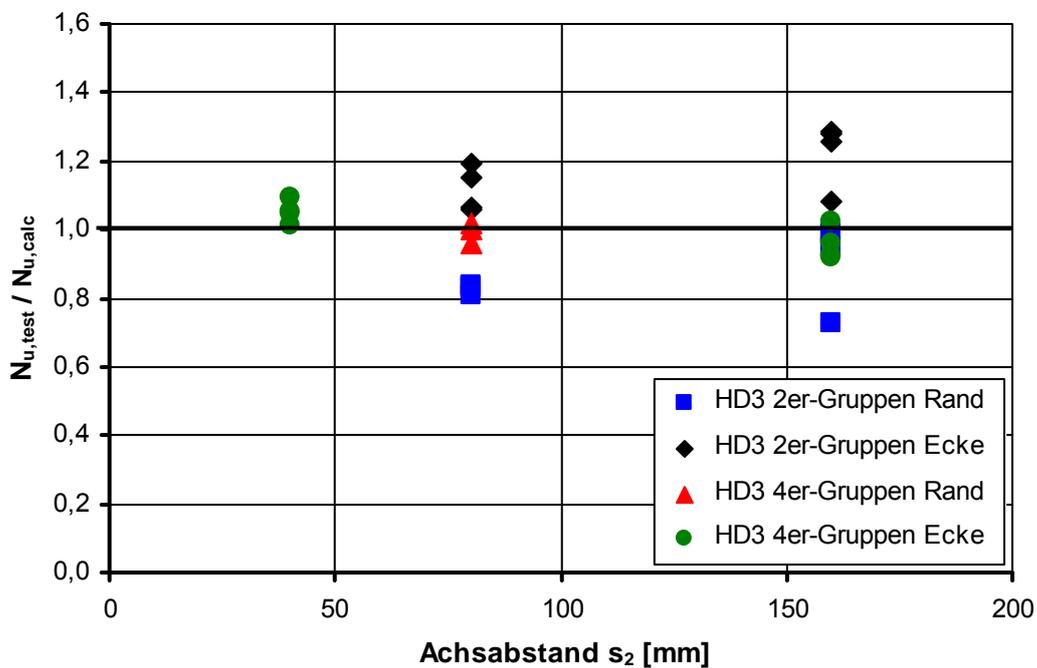


Abbildung 5.50: Versuchsergebnisse von Gruppenbefestigungen mit Hülsendübel HD3

Abschließend werden für zwei weitere Bolzendübel die Versuchsergebnisse der Eckversuche des jeweiligen Zulassungsverfahrens ausgewertet. Hinsichtlich des Produktfaktors wird wiederum angenommen, dass dieser mit dem Dübeldurchmesser hoch $3/5$ ansteigt (Tabelle 5.8). Weiterhin wird davon ausgegangen, dass der charakteristische Randabstand dem der Bolzendübel BD1 und BD2 entspricht.

Produkt	Produktfaktor
BD3	$k_{P,BD3} = 1,35 \cdot d^{3/5}$
BD4	$k_{P,BD4} = 1,25 \cdot d^{3/5}$

Tabelle 5.8: Produktfaktoren für verschiedene Bolzendübel

In Abbildung 5.51 sind die auf den jeweiligen Rechenwert bezogenen Versuchsergebnisse der Bolzendübel über dem Randabstand aufgetragen. Mit Ausnahme des größten geprüften Randabstandes ist die Spaltbruchlast immer der maßgebende Bezugswert. Es zeigt sich ein abnehmender Trend. Da bei den Versuchen alle wesentlichen Einflussgrößen mit dem Dübeldurchmesser skaliert wurden, deutet der Trend lediglich darauf hin, dass eine der Einflussgrößen im Berechnungsmodell „Spalten“ zu stark ansteigt, oder dass der Einfluss des Durchmessers auf den Produktfaktor weniger groß ist als angenommen.

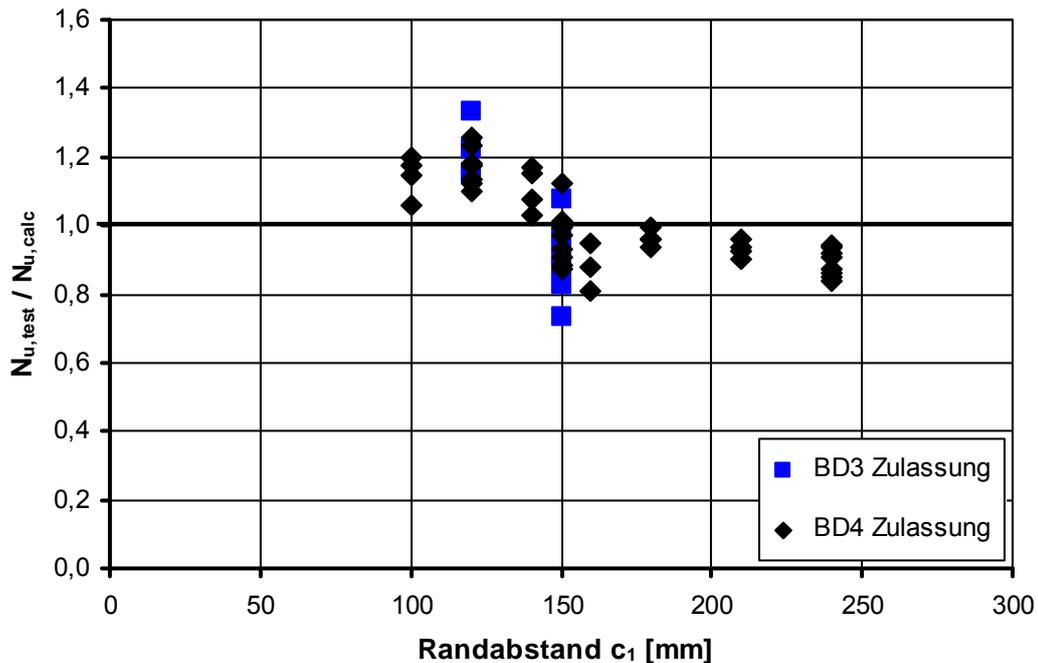


Abbildung 5.51: Versuchsergebnisse von Bolzendübeln mit „unbekanntem“ Produktfaktor

Trotz des vorhandenen Trends ist die Streubreite des Verhältnisses von Versuchshöchstlast zu rechnerischer Höchstlast relativ gering. Der Variationskoeffizient beträgt 13,7 % (Tabelle 5.9).

$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	Zulassung		Gesamt
	BD3	BD4	
Anzahl	12	43	55
max. Verhältnis	1,33	1,26	1,33
min. Verhältnis	0,73	0,81	0,73
Mittelwert	1,00	1,01	1,01
Variationskoeffizient	18,2 %	12,4 %	13,7 %

Tabelle 5.9: Statistische Kennzahlen der Auswertung der Versuchsergebnisse von Bolzendübeln mit „unbekanntem“ Produktfaktor

Mit dem zuvor beschriebenen Vorgehen erhält man eine recht gute Übereinstimmung der experimentell ermittelten Höchstlasten mit dem maßgebenden Rechenwert der beiden Berechnungsmodelle. Der Variationskoeffizient für die insgesamt 244 Einzelergebnisse der vorliegenden Versuchsdaten beträgt 12,8 %. Grundsätzlich kann bei Befestigungen mit reibschlüssigen Befestigungsmitteln sowohl der Rechenwert des bei Untersuchungen mit enger Abstützung gefundenen Modells für die Versagensart Spalten (Abschnitt 4.6.3) als auch der Rechenwert des bei weiter Abstützung gefundenen Modells zum Versagen durch Betonausbruch unter Einfluss von Biegespannungen (Abschnitt 5.1.2.9) maßgebend werden. Oftmals unterscheiden sich die berechneten Höchstlasten der beiden Modelle nur geringfügig.

Bei den Produkten, bei denen in der Auswertung je nach Versuchserie beide Berechnungsmodelle mal maßgebend werden, ist es in der Regel so, dass ab einem bestimmten Randabstand ein Wechsel von „Spalten“ nach „Biegeeinfluss“ als maßgebender Bezugswert erfolgt. Dies ist auch plausibel, da die Höchstlast des Modells „Spalten“ stärker mit dem Randabstand ansteigt als die des Modells „Biegeeinfluss“.

Die Produktfaktoren der einzelnen Produkte können sich in ihrer Höhe deutlich unterscheiden (Tabelle 5.8). Dies bestärkt die Feststellung aus Abschnitt 4.6.4.3, dass es für die Berechnung von Spaltbruchlasten erforderlich ist, einen produktabhängigen Faktor zu verwenden. Dieser wurde in der vorhergehenden Auswertung unter der Annahme festgelegt, dass ein gesetzmäßiger Zusammenhang zwischen dem Dübeldurchmesser und diesem Produktfaktor besteht. Diese Annahme ist an die in Abschnitt 4.6.4.3 aufgeführten Voraussetzungen geknüpft. Die gute Übereinstimmung zwischen den experimentell erhaltenen Höchstlasten und den Rechenwerten deutet darauf hin, dass für die ausgewerteten Produkte die Voraussetzungen im Wesentlichen erfüllt sind, und dass der unterstellte gesetzmäßige Zusammenhang zwischen dem Dübeldurchmesser und dem Produktfaktor zumindest für einige der ausgewerteten Produkte zutreffend ist. Jedoch bei den Bolzendübeln BD3 und BD4 (Abbildung 5.51) könnte ein zu starker Einfluss des Dübeldurchmessers in dem unterstellten gesetzmäßigen Zusammenhang die Ursache für den abfallenden Trend sein. Somit sollte, bis gegebenenfalls anders lautende Erkenntnisse vorliegen, davon ausgegangen werden, dass sich sowohl die Höhe des Produktfaktors als auch der gesetzmäßige Zusammenhang zwischen dem Dübeldurchmesser und dem Produktfaktor zwischen verschiedenen Produkten unterscheiden können.

6 Folgerungen aus den Untersuchungsergebnissen

Als Ergebnis der in den Kapiteln 4 und 5 vorgestellten Untersuchungen wurde jeweils ein Berechnungsmodell abgeleitet, mit denen die zu erwartenden Höchstlasten von Befestigungen bei Versuchen mit enger Abstützung und Spaltversagen sowie bei weiter Abstützung (Abstützweite $4 h_{ef}$) und einem von Biegespannungen beeinflussten Betonversagen (Betonausbruch) berechnet werden können. In diesem Kapitel werden Überlegungen angestellt, was die aus den Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse für die Anwendung von Befestigungen in der Baupraxis bedeuten.

6.1 Vergleich Höchstlasten bei weiter und enger Abstützung

Zunächst sollen die in Versuchen mit enger und weiter Abstützung erzielten Höchstlasten verglichen werden. Bei stoffschlüssigen Befestigungen bzw. Verbunddübeln zeigt sich, dass die Höchstlasten bei enger Abstützung in aller Regel größer, und teilweise deutlich größer, sind als bei weiter Abstützung. In Abbildung 6.1 ist beispielsweise der Verlauf der Höchstlasten mit zunehmendem Randabstand für einen Einzeldübel am Rand mit einer Verankerungstiefe von 120 mm dargestellt. Die Bauteildicke beträgt 240 mm. Die Höchstlasten aus Versuchen bei den gewählten geometrischen Parametern sind ebenfalls mit eingetragen. Die gemessenen Höchstlasten wurden auf eine Betondruckfestigkeit von 30 N/mm^2 umgerechnet. Es ist zu erkennen, dass die Höchstlasten bei enger Abstützung (Spaltversagen) stärker mit dem Randabstand ansteigen als bei weiter Abstützung, und dass die Höchstlasten bei enger Abstützung deutlich größer sind.

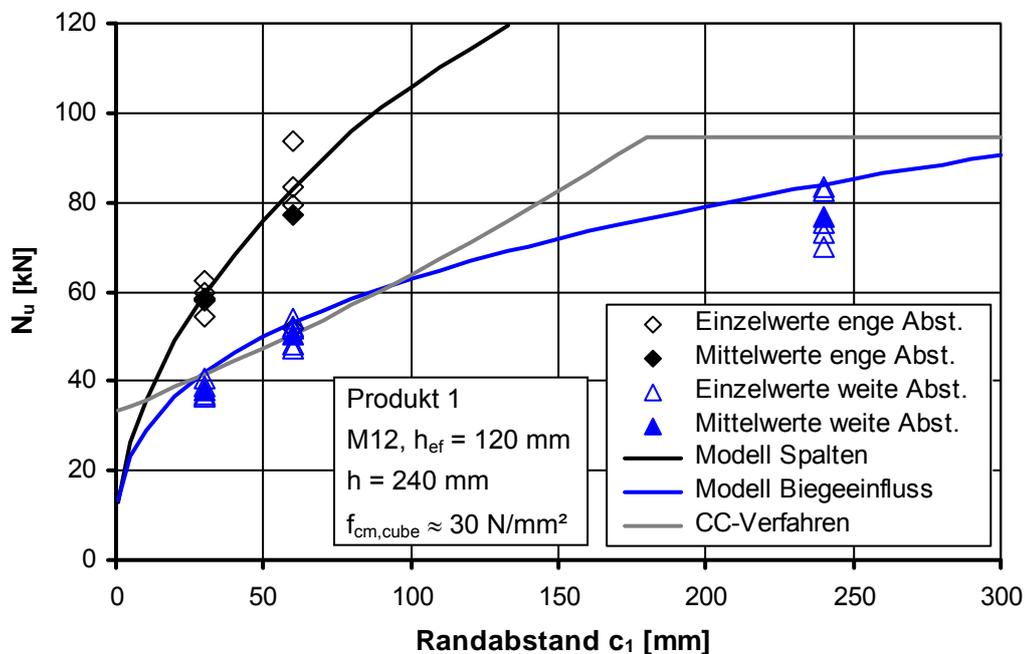


Abbildung 6.1: Höchstlasten einzelner Verbunddübel am Rand aus Versuchen

Dies zeigt sich noch ausgeprägter für das Beispiel eines Einzeldübel des Produktes 3 in der Bauteilecke. Der Randabstand des Dübels ist zu beiden Rändern hin gleich

groß. Der Verbunddübel der Größe M12 hat eine Verankerungstiefe von 72 mm. Die Bauteildicke beträgt 100 mm. Für einen Randabstand von 70 mm ergibt hier das Berechnungsmodell für Spaltversagen (bei enger Abstützung) eine um einen Faktor von ca. 2,8 größere Höchstlast als des bei weiter Abstützung zu erwartende Wert. Dies bestätigen auch die eingetragenen Versuchsergebnisse.

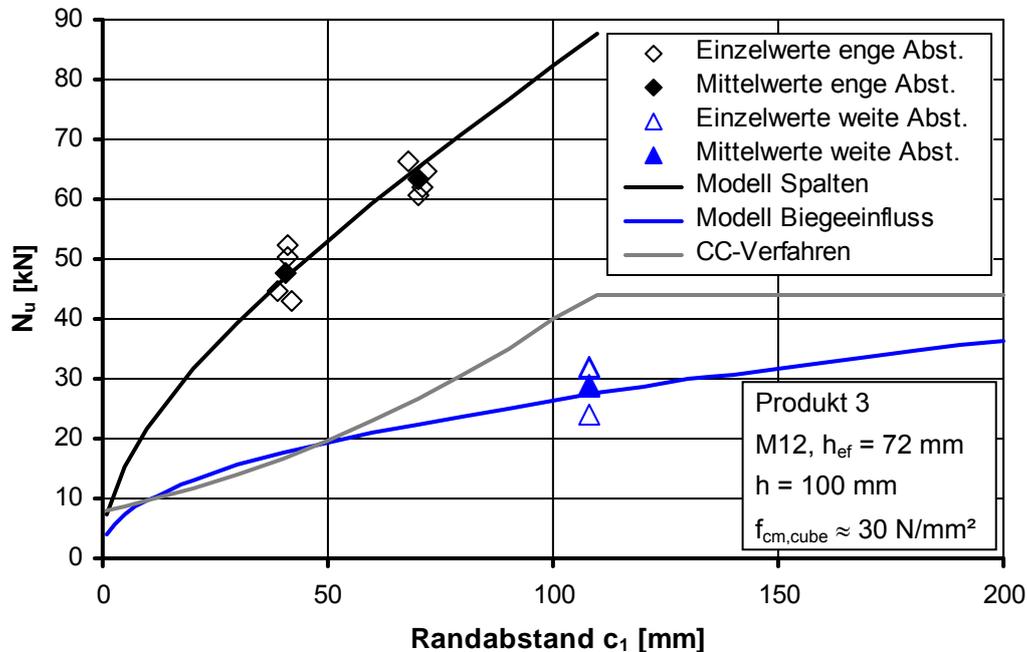


Abbildung 6.2: Höchstlasten einzelner Verbunddübel in der Ecke aus Versuchen

In beiden Beispielen sind die Höchstlasten bei Spaltversagen deutlich größer als die bei Betonausbruch zu erwartenden Werte. Die in Versuchen mit weiter Abstützung gemessenen Höchstlasten sind dagegen für einige Randabstände kleiner als nach dem CC-Verfahren.

In ähnlicher Weise verhalten sich auch die Höchstlasten von formschlüssigen Befestigungsmitteln. In Abbildung 6.3 ist für einen einzelnen Kopfbolzen am Rand der Verlauf der beiden Berechnungsmodelle aufgetragen. Außerdem sind die für einige Randabstände in FE-Simulationen ermittelten Höchstlasten mit eingetragen. Der Kopfbolzen hat eine Verankerungstiefe von 120 mm, einen Schaftdurchmesser von 12 mm und einen Kopfdurchmesser von 20 mm. Die Bauteildicke beträgt 150 mm. Die Spaltbruchlast ist für alle baupraktisch relevanten Randabstände größer als die entsprechende Höchstlast bei Betonausbruch. Aufgrund der relativ geringen Bauteildicke wird die Höchstlast des CC-Verfahrens jedoch in den mit weiter Abstützung durchgeführten FE-Simulationen für die meisten Randabstände nicht erreicht.

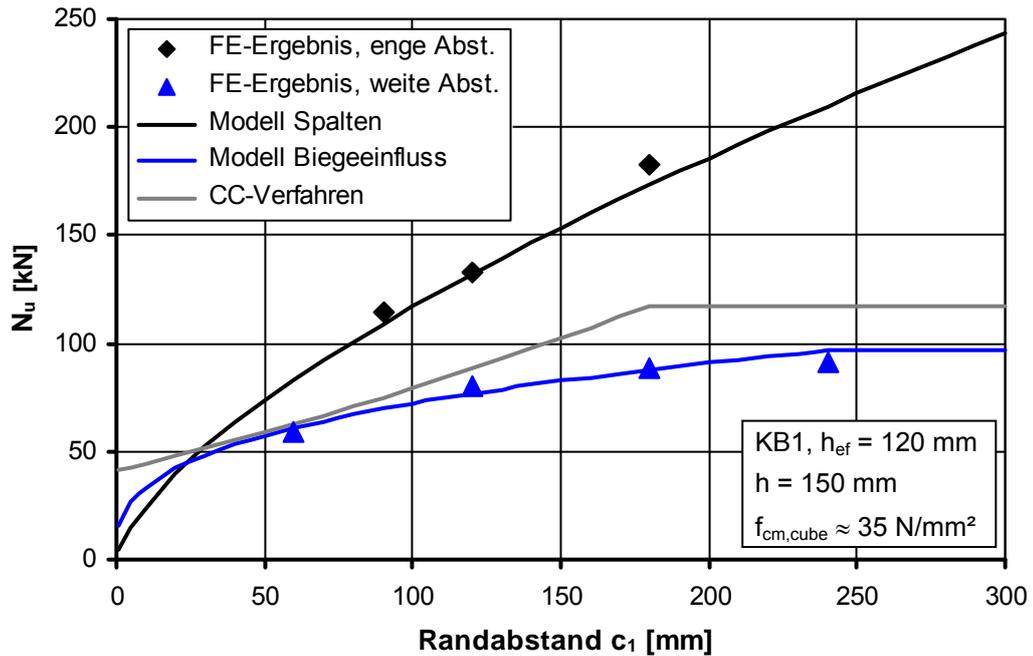


Abbildung 6.3: Numerisch ermittelte Höchstlasten einzelner Kopfbolzen am Rand

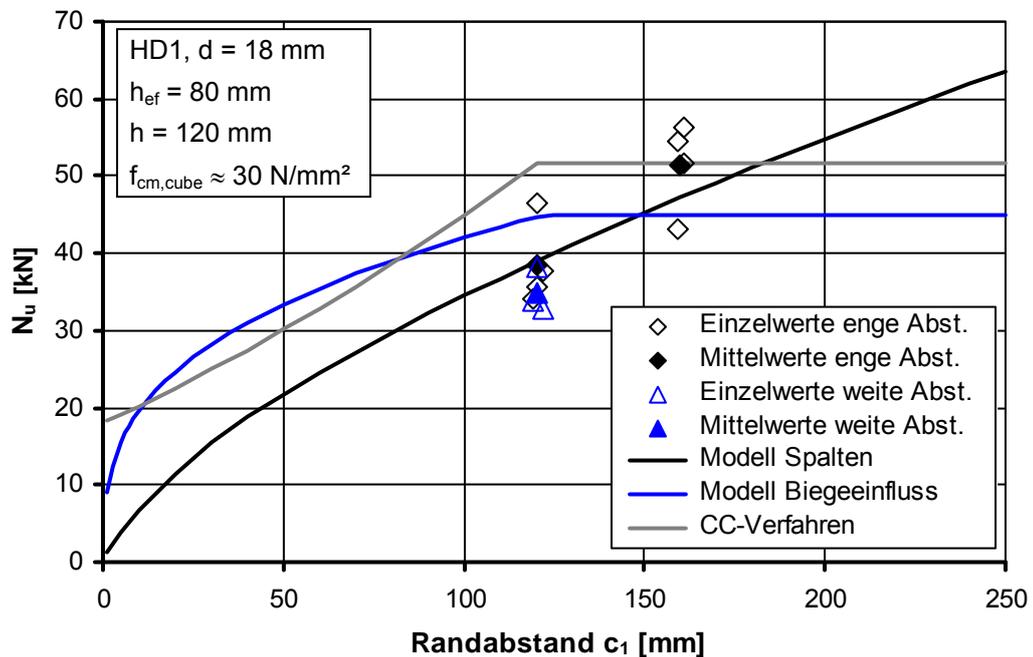


Abbildung 6.4: Höchstlasten einzelner Hülsendübel am Rand aus Versuchen

Bei Befestigungsmitteln, die hohe Spaltkräfte entwickeln, wie z. B. reibschlüssige Befestigungsmittel, verhält es sich dagegen etwas anders. Wie bereits in Kapitel 5.3 beschrieben, können hier die Höchstlasten bei enger und weiter Abstützung praktisch identisch sein. In den Abbildungen 6.4 und 6.5 ist für den Hülsendübel HD1 für einen Einzeldübel am Rand und für einen Einzeldübel in der Ecke jeweils der Verlauf der

Höchstlasten über den Randabstand aufgetragen. Die Höchstlasten aus dem Modell für enge Abstützung, d. h. die Spaltbruchlasten, sind hier für einen Einzeldübel am Rand bis zu einem Randabstand von ca. 150 mm und für einen Einzeldübel in der Ecke bis zu einem Randabstand von ca. 190 mm niedriger als die Höchstlasten aus dem Modell „Biegeeinfluss“. Die Höchstlasten, die in Versuchen erzielt wurden, wurden auf eine Betondruckfestigkeit von 30 N/mm^2 umgerechnet. Sofern der Randabstand kleiner als die zuvor genannten Randabstände ist, erreichen sie (im Mittel) diejenigen Höchstlasten nicht, die nach dem Berechnungsmodell maximal bei weiter Abstützung auftreten können.

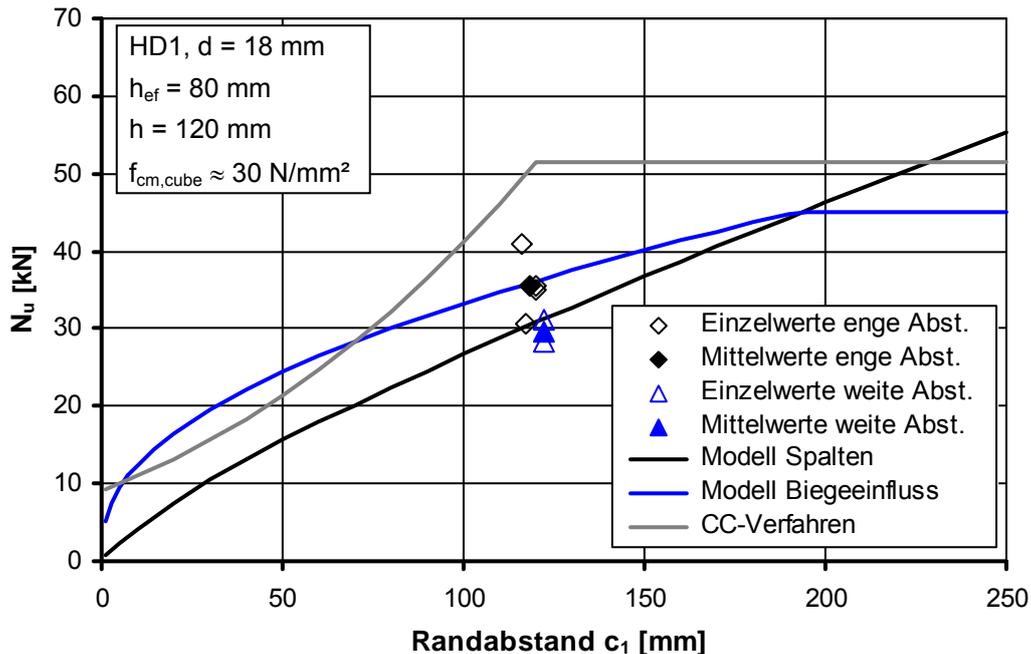


Abbildung 6.5: Höchstlasten einzelner Hülsendübel in der Ecke aus Versuchen

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass sich die Höchstlasten bei enger und weiter Abstützung deutlich unterscheiden können, wobei dann die Höchstlast bei enger Abstützung größer ist als diejenige bei weiter Abstützung. Die Höchstlasten können aber auch nahezu identisch sein, wobei dann maximal die Höchstlast des Modells „Biegeeinfluss“ erzielt wird.

Sind die Höchstlasten bei enger und weiter Abstützung in etwa gleich groß, so bedeutet dies, dass das Versagen durch Spalten erfolgt. Dies kann man dann auch an den Bruchbildern erkennen (Kapitel 5.3.1).

6.2 Vergleich Versagensmechanismus bei weiter und bei enger Abstützung

Insbesondere bei form- und stoffschlüssigen Befestigungsmitteln hat sich gezeigt, dass die Höchstlast bei enger Abstützung auch bei geringer Bauteildicke größer ist als die Höchstlast bei Betonausbruch. Gleichzeitig ist jedoch die Höchstlast bei weiter Abstützung und geringer Bauteildicke kleiner als die Höchstlast bei Betonausbruch.

Nachfolgend soll daher nach Erklärungen gesucht werden, warum bei weiter Abstützung die Betonausbruchlast auch dann nicht erreicht wird, wenn die Höchstlast bei Spaltversagen größer als die Betonausbruchlast ist. Ein besonderer Fokus wird dabei auf die Versuchskonfiguration mit einem Einzeldübel in der Ecke gerichtet, wie sie bei Zulassungsversuchen Verwendung findet. Bereits in den Abschnitten 5.1.1 und 5.2.3 wurde gezeigt, dass sich in diesen Fällen der Versagensmechanismus zwischen weiter und enger Abstützung unterscheidet. So läuft bei form- und stoffschlüssigen Befestigungen bei dem Beispiel eines Einzeldübel in der Ecke bei enger Abstützung zunächst ein Riss vom Dübel senkrecht zum Rand und dann ein weiterer schräg vom Dübel zum zweiten Rand (Abbildung 6.6a). Dahingegen bildet sich bei weiter Abstützung ein Riss, der in etwa parallel zur Abstützung vom Dübel in Richtung Ecke läuft und weitere Risse die in etwa senkrecht auf die Abstützung zulaufen (Abbildung 6.6b).

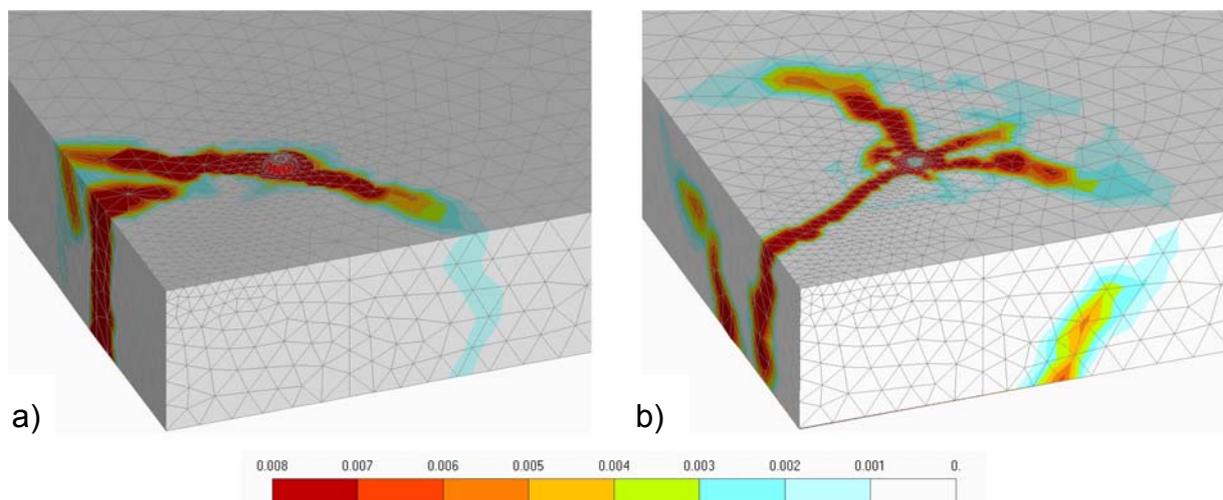


Abbildung 6.6: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) für einen Einzeldübel in der Ecke bei a) enger und b) weiter Abstützung (Verbunddübel VB1, M12, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 150$ mm)

Ähnlich verhält es sich für einen Einzeldübel am Rand, bei dem bei enger Abstützung beiderseits des Dübels je ein Riss schräg zum Rand verläuft (Abbildung 6.7a). Bei weiter Abstützung bildet sich hingegen ein Riss, der vom Dübel senkrecht auf den Rand zuläuft (Abbildung 6.7b). Dieser Riss verläuft auch eine gewisse Strecke weit vom Dübel in Richtung Bauteilinneres. Weitere Risse entstehen, die in etwa senkrecht auf die Abstützung zulaufen.

Anders verhält es sich bei reibschlüssigen Befestigungen; so wie die Höchstlasten unterscheidet sich auch das Rissbild teilweise nicht bei enger und weiter Abstützung.

Bei einem Einzeldübel in der Ecke tritt auch bei weiter Abstützung das gleiche Rissbild wie bei form- und stoffschlüssigen Befestigungen bei enger Abstützung auf: Ein Riss läuft vom Dübel senkrecht zum ersten Rand und ein Riss schräg vom Dübel zum zweiten Rand (Abbildung 5.47a).

Unabhängig von der Art des Befestigungsmittels entsprechen die Rissbildung und der Versagensmechanismus bei enger Abstützung einem Spaltversagen. Ein Bruchbild entsprechend Abbildung 6.6b bzw. Abbildung 6.7b deutet dagegen darauf hin, dass die Risse dort entstehen, wo bei weiter Abstützung infolge der Belastung durch die Befestigung sowie der Anordnung der Abstützung die größten Biegemomente vorhanden sind. Inwieweit die bei weiter Abstützung auftretenden Biegespannungen das Versagen und die Höchstlast beeinflussen, wird im folgenden Abschnitt untersucht.

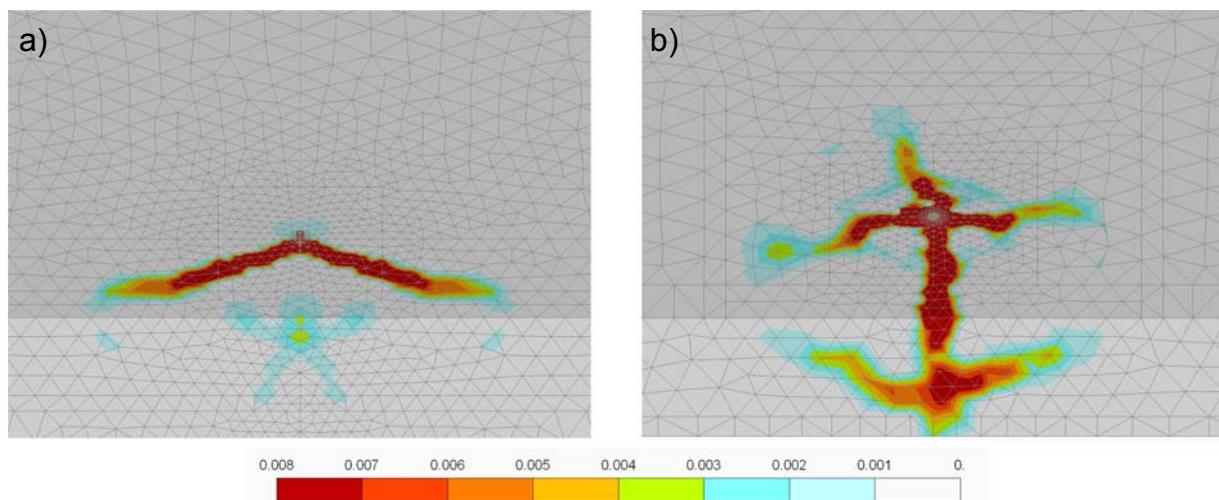


Abbildung 6.7: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) für einen Einzeldübel am Rand bei a) enger und b) weiter Abstützung (Verbunddübel VB1, M12, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = 180$ mm, $h = 150$ mm)

6.3 Gründe für das unterschiedliche Versagen bei weiter und enger Abstützung

Bei Verwendung einer engen Abstützung kann der Ankergrund nur durch Spalten versagen, wobei die Spaltbruchlast höher sein kann als die Betonausbruchlast. Der wesentliche Unterschied einer weiten Abstützung zu einer engen Abstützung besteht darin, dass bei weiter Abstützung ein Versagen durch Betonausbruch ermöglicht wird und dass im Bauteil bzw. Ankergrund Biegespannungen auftreten. Wie die Ergebnisse von Kapitel 5 zeigen, werden bei weiter Abstützung teilweise die bei einem Betonausbruch zu erwartenden Bruchlasten jedoch nicht erreicht. Und zwar auch dann, wenn die bei enger Abstützung ermittelte Spaltbruchlast größer als die zu erwartende Höchstlast bei Betonausbruch ist. Die Höchstlast bei Betonausbruch ist theoretisch unabhängig von der Dicke des Bauteils, da die Dicke des Bauteils bei dieser Versagensart keinen Einfluss auf die Größe der Bruchfläche hat. Das von den Untersuchungsergebnissen des Kapitels 5 abgeleitete Berechnungsmodell für weite Abstützung ergibt jedoch mit der Bauteildicke abnehmende Höchstlasten, sofern die Bauteildicke kleiner als die 2,25-fache Verankerungstiefe ist. Es ist daher zu vermu-

ten, dass die Biegespannungen, deren Verteilung und Höhe von der Bauteildicke abhängt, einen Einfluss auf die Höchstlast ausüben.

Nachfolgend wird am Beispiel eines einzelnen Kopfbolzens in der Bauteilecke untersucht, wie sich die im Bauteil auftretenden Spannungen, ermittelt durch eine FE-Simulation, bei enger und weiter Abstützung unterscheiden. Bei weiter Abstützung wird dabei zusätzlich zwischen kleiner (1,25-fache Verankerungstiefe) und großer Bauteildicke (2,5-fache Verankerungstiefe) unterschieden. Der Kopfbolzen mit einem Schaftdurchmesser von 12 mm und einem Kopfdurchmesser von 20 mm hat eine Verankerungstiefe von 120 mm. Der Randabstand beträgt zu beiden Bauteilrändern 180 mm ($1,5 h_{ef}$). Abbildung 6.8 zeigt die Last-Verschiebungskurven der FE-Simulationen. Die Höchstlasten bei enger Abstützung sind deutlich größer als die bei weiter Abstützung, und es wird jeweils bei der größeren Bauteildicke eine größere Höchstlast erreicht. Die Berechnungsergebnisse entsprechen somit den Ergebnissen der Untersuchungen aus den Kapiteln 4 und 5. Bei gleicher Zugkraft am Dübel sind die Verschiebungen bei weiter Abstützung größer als bei enger Abstützung, was auf die bei weiter Abstützung mögliche Biegeverformung zurückgeführt werden kann.

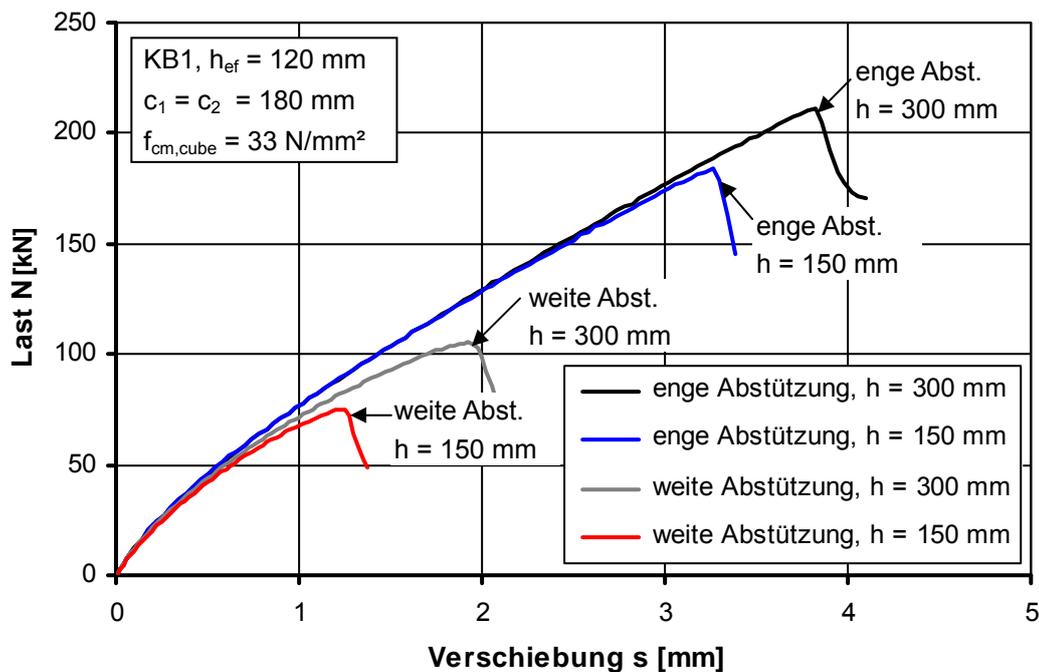


Abbildung 6.8: Last-Verschiebungskurven der FE-Berechnungen

Das FE-Modell wird in der Winkelhalbierenden der Ecke geschnitten und es werden die Spannungen verglichen, die senkrecht zur Schnittebene (Abbildung 6.9) wirken. Dies geschieht zunächst bei einer Zugkraft am Kopfbolzen von ca. 50 kN, die in etwa zwei Drittel der Höchstlast im Fall der kleineren Bauteildicke und weiter Abstützung entspricht.

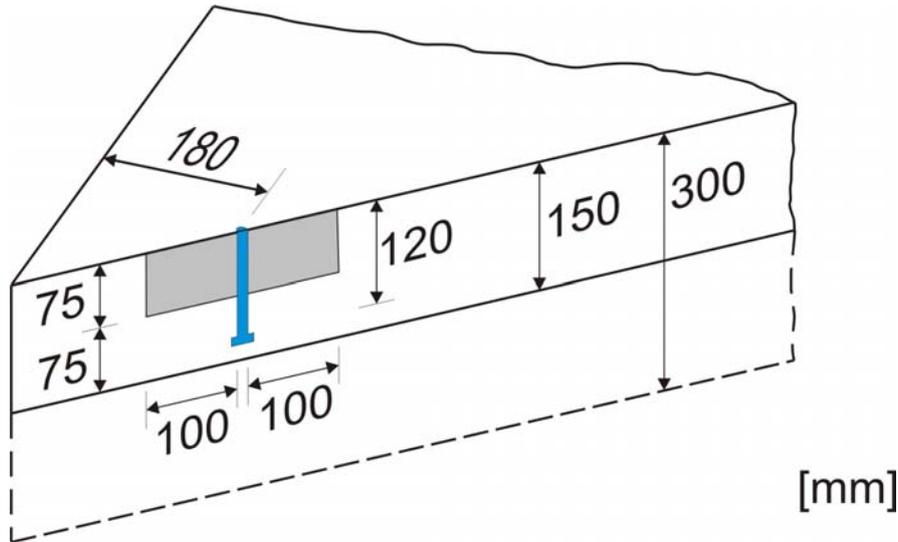


Abbildung 6.9: Einzeldübel in der Ecke, Schnitt entlang der Winkelhalbierenden

Bei enger Abstützung ist zu erkennen, dass sich im Bereich der Lasteinleitung der aus Kapitel 4.1 bekannte Bereich mit Druckspannungen ausbildet (Abbildung 6.10). Um diesen Bereich herum treten Zugspannungen auf, die bei dieser Last noch gering sind und nicht mehr als $1,0 \text{ N/mm}^2$ betragen. Unterhalb des Kopfbolzens an der Unterkante des 150 mm hohen Bauteils gibt es noch einen kleinen Bereich mit Druckspannungen bis zu $1,3 \text{ N/mm}^2$.

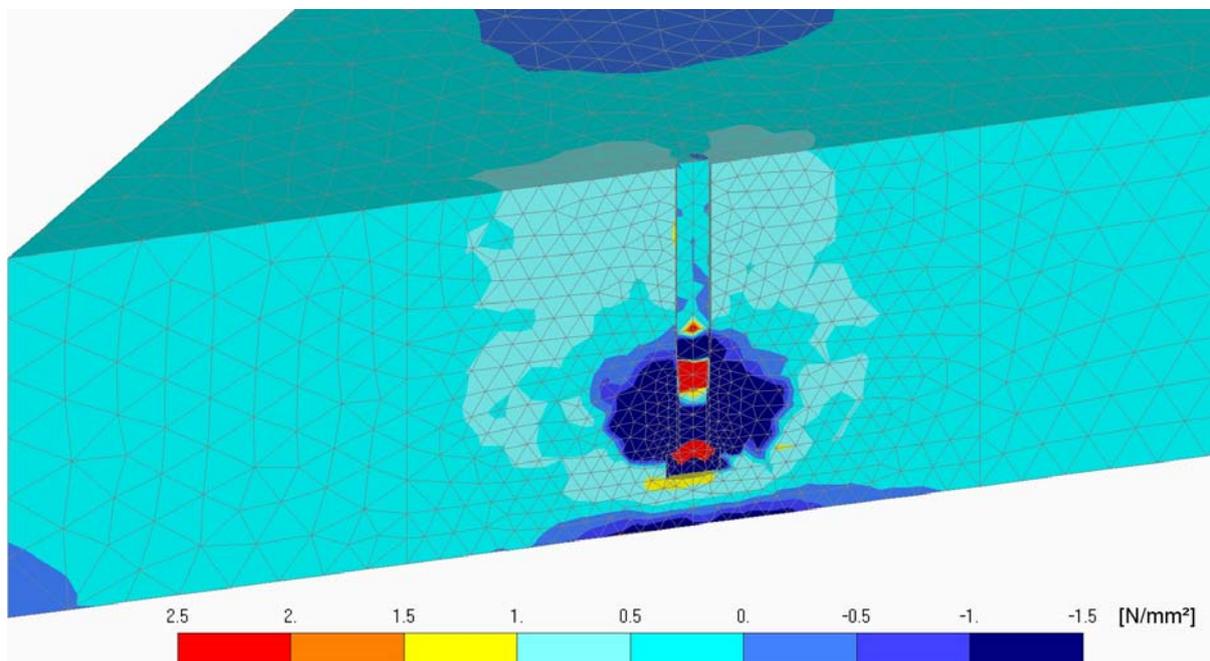


Abbildung 6.10: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei enger Abstützung, $h_{ef} = 120 \text{ mm}$, $c_1 = c_2 = 180 \text{ mm}$, $h = 150 \text{ mm}$, $N = 50 \text{ kN}$

Bei gleicher Bauteildicke aber weiter Abstützung sind die Druckspannungen im Bereich der Lasteinleitung, welche die Spaltkraft symbolisieren, in Höhe und Ausbreitung praktisch identisch mit denen bei enger Abstützung (Abbildung 6.11). Die auftretenden Zugspannungen sind jedoch im oberen Teil des Querschnitts wesentlich

höher als bei enger Abstützung. Nahe dem Schaft des Kopfbolzens erreichen sie Werte bis 2 N/mm^2 und damit schon fast die Betonzugfestigkeit von $2,2 \text{ N/mm}^2$. Anders als bei enger Abstützung treten im unteren Bereich des Querschnitts überwiegend Druckspannungen auf, die an der Unterkante Werte bis zu ca. 5 N/mm^2 erreichen.

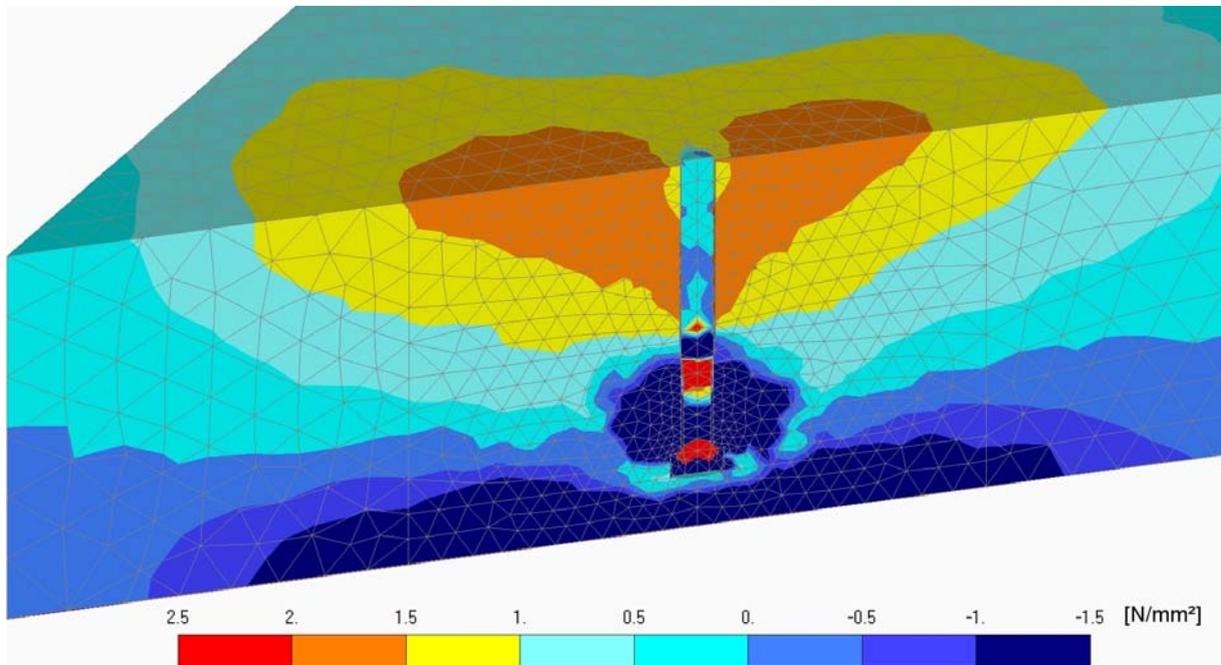


Abbildung 6.11: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung, $h_{ef} = 120 \text{ mm}$, $c_1 = c_2 = 180 \text{ mm}$, $h = 150 \text{ mm}$, $N = 50 \text{ kN}$

Bei ebenfalls weiter Abstützung aber doppelt so großer Bauteildicke ist die Verteilung der Spannungen prinzipiell sehr ähnlich wie bei der Bauteildicke 150 mm . Die Höhe der Zugspannungen ist jedoch geringer, bzw. die Bereiche, in denen die vergleichsweise hohen Zugspannungen erreicht werden, sind deutlich kleiner (Abbildung 6.12). In der unteren Querschnittshälfte treten auch hier überwiegend Druckspannungen auf, die ihre höchsten Werte wiederum unterhalb des Kopfbolzens an der Bauteilunterkante erreichen. Die Höhe dieser Druckspannungen ist jedoch deutlich geringer als bei der kleineren Bauteilhöhe.

Erhöht man die Zugkraft am Dübel auf ca. 75 kN , was in etwa der Höchstlast bei weiter Abstützung und einer Bauteilhöhe von 150 mm entspricht, so vergrößern sich bei enger Abstützung die Zugspannungen auf Werte bis zu $1,5 \text{ N/mm}^2$, in eher kleinen Teilbereichen (Abbildung 6.13).

Bei weiter Abstützung und kleiner Bauteilhöhe verlagert sich der Bereich mit den größten Zugspannungen von der Bauteiloberkante weg zur Querschnittsmitte hin (Abbildung 6.14). Die maximal auftretenden Zugspannungen sind größer geworden und betragen jetzt bis zu $2,3 \text{ N/mm}^2$. An der Bauteiloberkante sind die Zugspannungen geringer geworden, was anzeigt, dass hier die Betonzugfestigkeit überschritten wurde, und von der Oberkante ausgehend eine Rissbildung begonnen hat. Die Druckspannungen in der unteren Querschnittshälfte haben zugenommen.

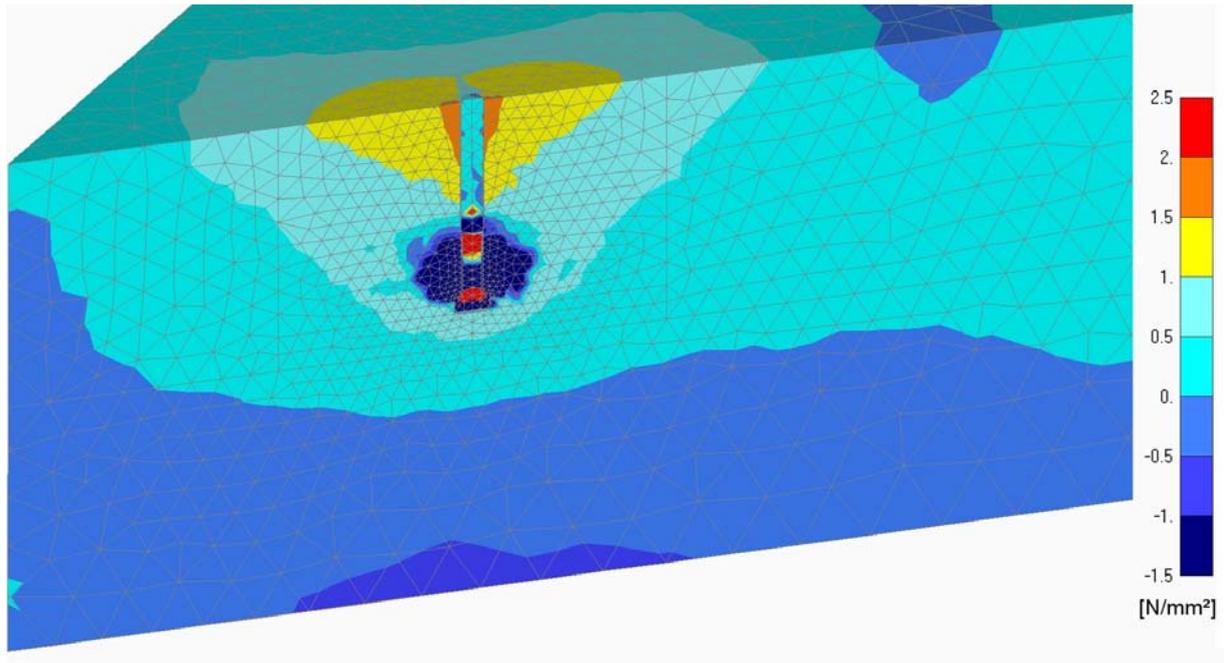


Abbildung 6.12: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 300$ mm, $N = 50$ kN

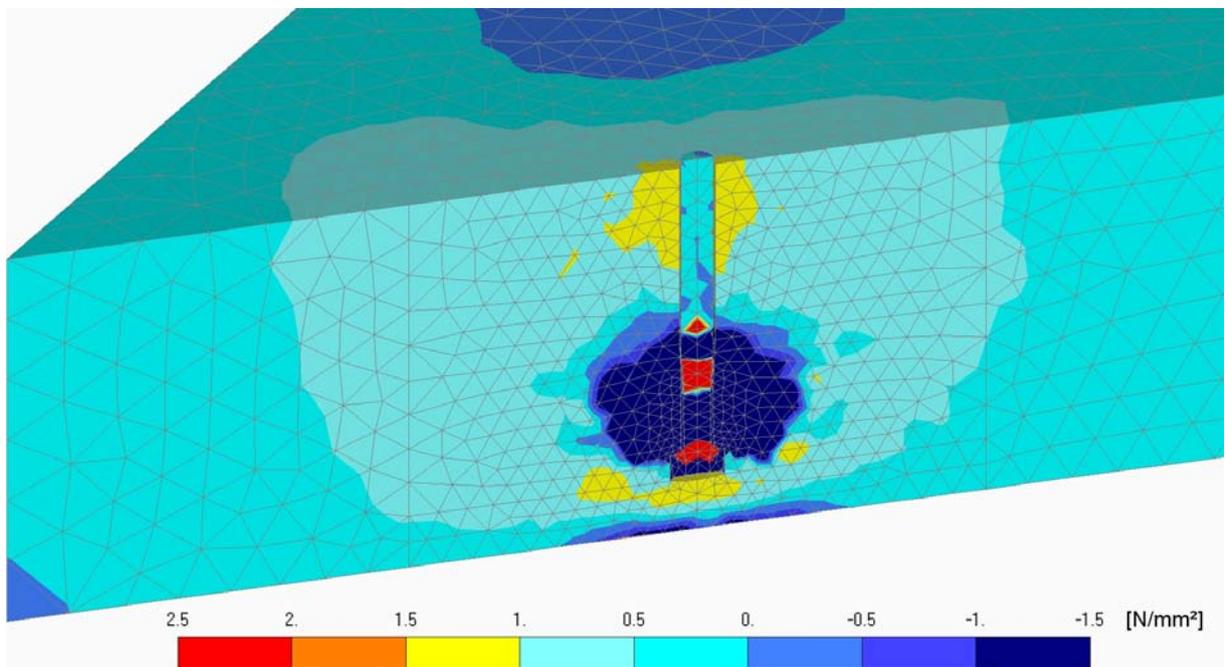


Abbildung 6.13: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei enger Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 150$ mm, $N = 75$ kN

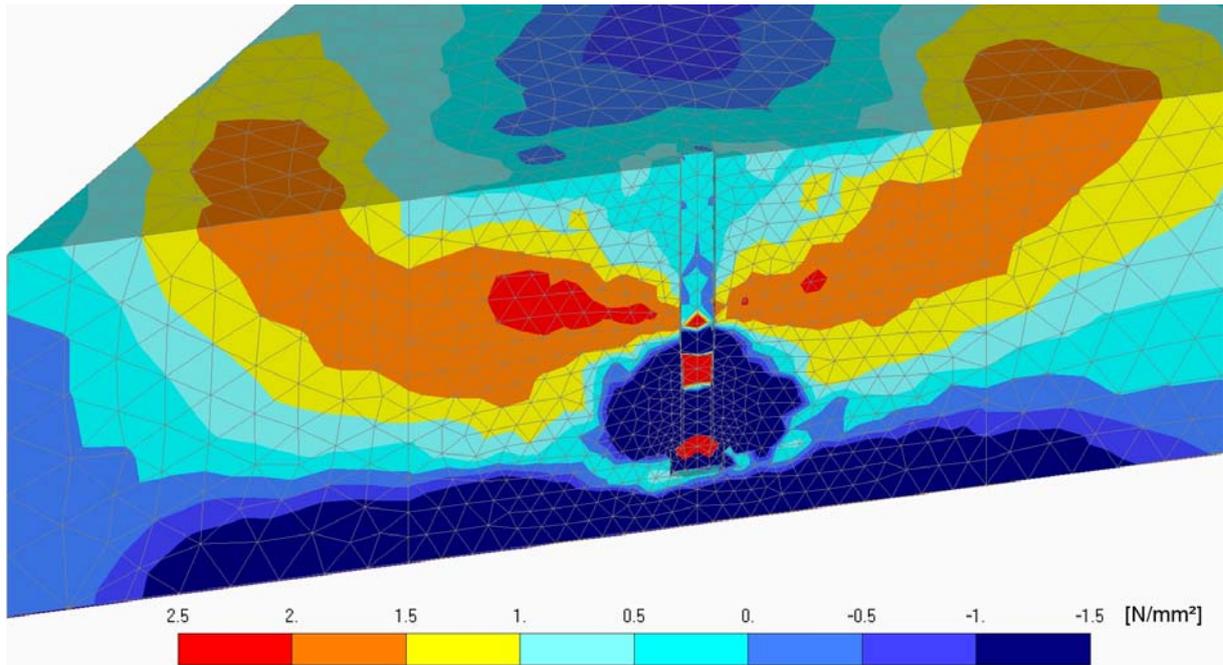


Abbildung 6.14: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 150$ mm, $N = 75$ kN

Bei der größeren Bauteildicke haben die Spannungen zugenommen, aber der Bereich mit den höchsten Zugspannungen, die bis zu 2 N/mm² betragen, reicht noch bis an die Bauteiloberkante heran (Abbildung 6.15). Es hat also noch keine Rissbildung im Beton eingesetzt.

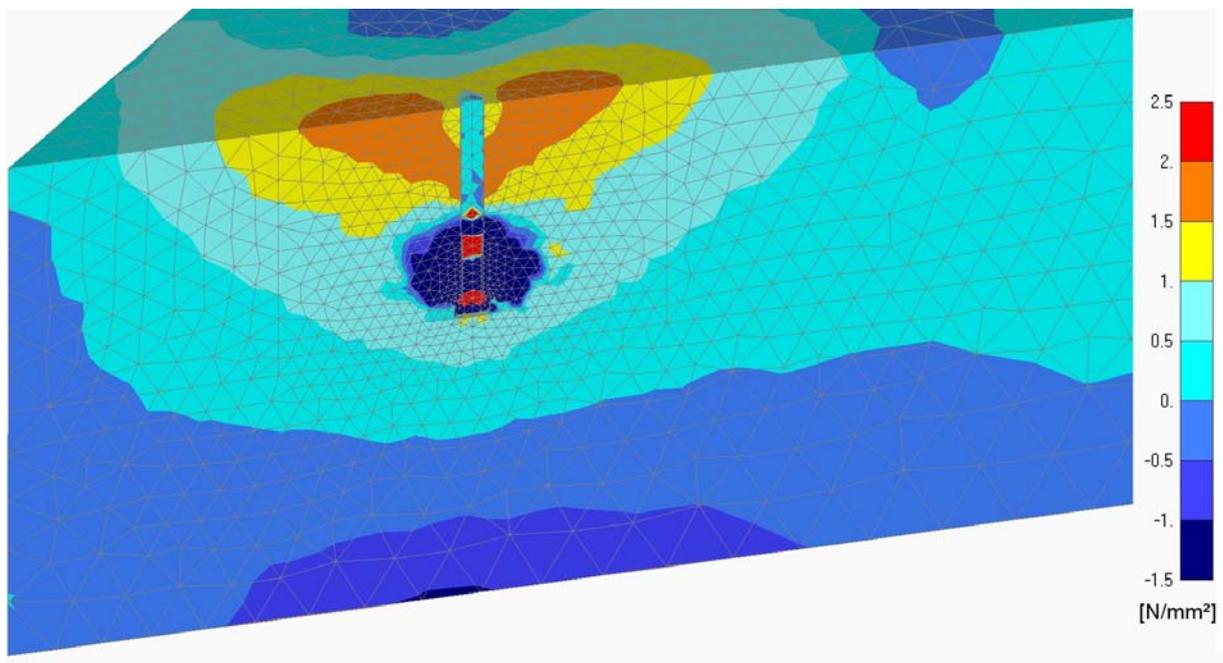


Abbildung 6.15: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 300$ mm, $N = 75$ kN

Weiterhin wurden für die oberen 75 mm des Querschnitts (Abbildung 6.9), also der halben Querschnittshöhe der kleineren Bauteildicke, die mittleren Zugspannungen in einer Breite von jeweils 100 mm an beiden Seiten neben dem Kopfbolzenschaft ermittelt. In Abbildung 6.16 sind diese für die unterschiedlichen Abstützarten und unterschiedlichen Bauteildicken in Abhängigkeit von der Zugkraft am Kopfbolzen aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass die mittlere Zugspannung in diesem Bereich bei weiter Abstützung stärker mit der Zugkraft am Kopfbolzen ansteigt als bei enger Abstützung. Bei weiter Abstützung steigt die Zugspannung bei der kleineren Bauteildicke stärker an als bei der größeren Bauteildicke. Außerdem fällt die mittlere Zugspannung in dem betrachteten Bereich bereits vor Erreichen der maximalen Zugkraft am Kopfbolzen wieder ab, was bestätigt, dass in Teilbereichen des Querschnitts die Zugfestigkeit überschritten wurde, und eine Rissbildung begonnen hat. Bei enger Abstützung fällt das Erreichen der maximalen mittleren Zugspannung mit dem Erreichen der maximalen Zugkraft am Kopfbolzen zusammen. Die maximalen mittleren Zugspannungen sind bei beiden Bauteildicken praktisch identisch und betragen ca. $1,9 \text{ N/mm}^2$. Bei weiter Abstützung und einer Bauteildicke von 150 mm erreicht die maximale mittlere Zugspannung in etwa denselben Wert wie bei enger Abstützung. Bei der größeren Bauteildicke ist die maximale mittlere Zugspannung etwas geringer (ca. $1,7 \text{ N/mm}^2$).

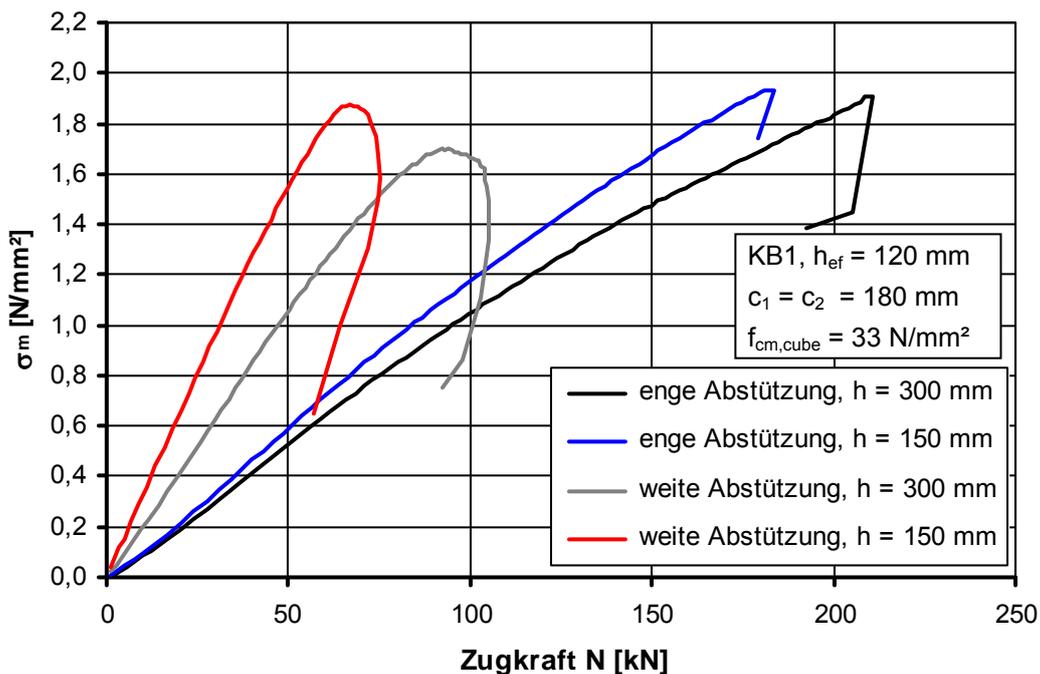


Abbildung 6.16: Mittlere Zugspannung senkrecht zur Schnittebene des in Abbildung 6.9 gekennzeichneten Bereichs in Abhängigkeit von der Zugkraft am Kopfbolzen

Abbildung 6.17 zeigt die Verteilung der Zugspannungen bei weiter Abstützung für die Zugkraft, bei der in dem untersuchten Bereich die maximale mittlere Zugspannung auftritt. Ungefähr in den oberen zwei Dritteln der Querschnittsfläche treten Zugspannungen auf, wobei die maximalen Zugspannungen an der oberen Kante des Querschnitts vorhanden sind. Die Bereiche beiderseits der Dübelachse mit den maximalen Zugspannungen haben sich im Vergleich zur Spannungsverteilung bei einer Zugkraft von 50 kN (Abbildung 6.11) etwas von dem Kopfbolzen entfernt. Das

heißt, dass beginnend von der Dübelachse die Zugspannungen zurückgehen, da sich von dort ein Riss auszubreiten beginnt. Mit zunehmender Zugkraft setzt sich diese Rissbildung fort, wie an der Spannungsverteilung von Abbildung 6.14 zu sehen ist.

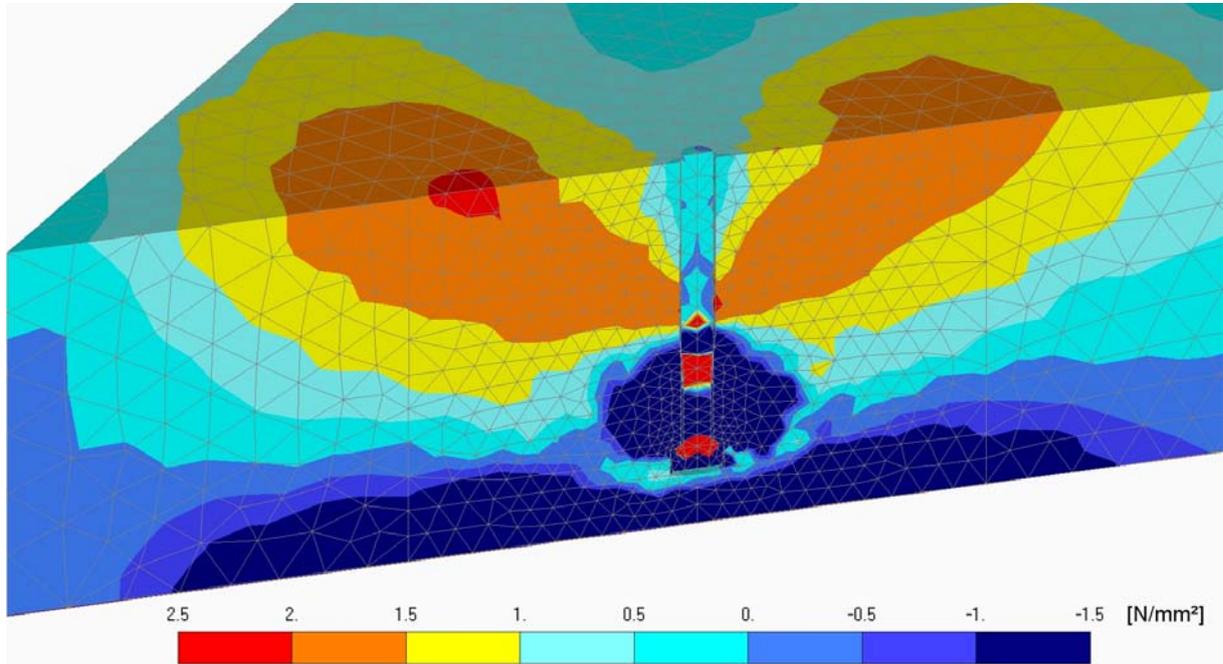


Abbildung 6.17: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für Kopfbolzen KB1 in der Ecke, weite Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 150$ mm, $N = 66,9$ kN, max. mittlere Zugspannung

Die Verteilung der Zugspannungen bei der maximalen mittleren Zugspannung im betrachteten Bereich bei enger Abstützung ist aus Abbildung 6.18 ersichtlich. Hier treten über die gesamte Querschnittshöhe sehr hohe Zugspannungen auf, wobei tendenziell die Spannungen in der oberen Querschnittshälfte etwas höher sind als in der unteren Querschnittshälfte.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei weiter Abstützung bei gleicher Zugkraft am Kopfbolzen signifikant höhere Zugspannungen im Querschnitt wirken als bei enger Abstützung. Bei weiter Abstützung verringern sich die Zugspannungen mit zunehmender Bauteilhöhe. Gemäß Abbildung 6.19 gilt unabhängig von der Art der Abstützung und von der Bauteilhöhe der praktisch gleiche Zusammenhang zwischen der auftretenden Spaltkraft und der Zugkraft am Kopfbolzen. Daher kann davon ausgegangen werden, dass bei gleicher Zugkraft am Kopfbolzen und bei gleicher Bauteildicke die von der Spaltkraft hervorgerufenen Spannungen in ihrer Höhe und in ihrer Verteilung unabhängig von der Art der Abstützung sind. Dass bei weiter Abstützung in der oberen Querschnittshälfte höhere Zugspannungen und in der unteren Querschnittshälfte höhere Druckspannungen auftreten, kann durch Spannungen aus Bauteilbiegung begründet werden. Da bei gleich großem Biegemoment die Spannungen mit zunehmender Bauteildicke aufgrund der größeren Querschnittsfläche geringer werden, lassen sich auch die bei weiter Abstützung mit zunehmender Bauteildicke geringer werdenden Spannungen erklären. Der Anteil der Spannungen aus Bauteilbiegung an der Gesamtspannung in dem betrachteten Bereich beträgt bei

Erreichen der maximalen Zugspannung bei der kleinen Bauteildicke (150 mm) ca. 57 % und bei der großen Bauteildicke (300 mm) ca. 43 %. Für die kleine Bauteildicke bedeutet dies, dass bei dem gezeigten Beispiel die für die Rissbildung verantwortlichen Zugspannungen überwiegend aus der Bauteilbiegung resultieren.

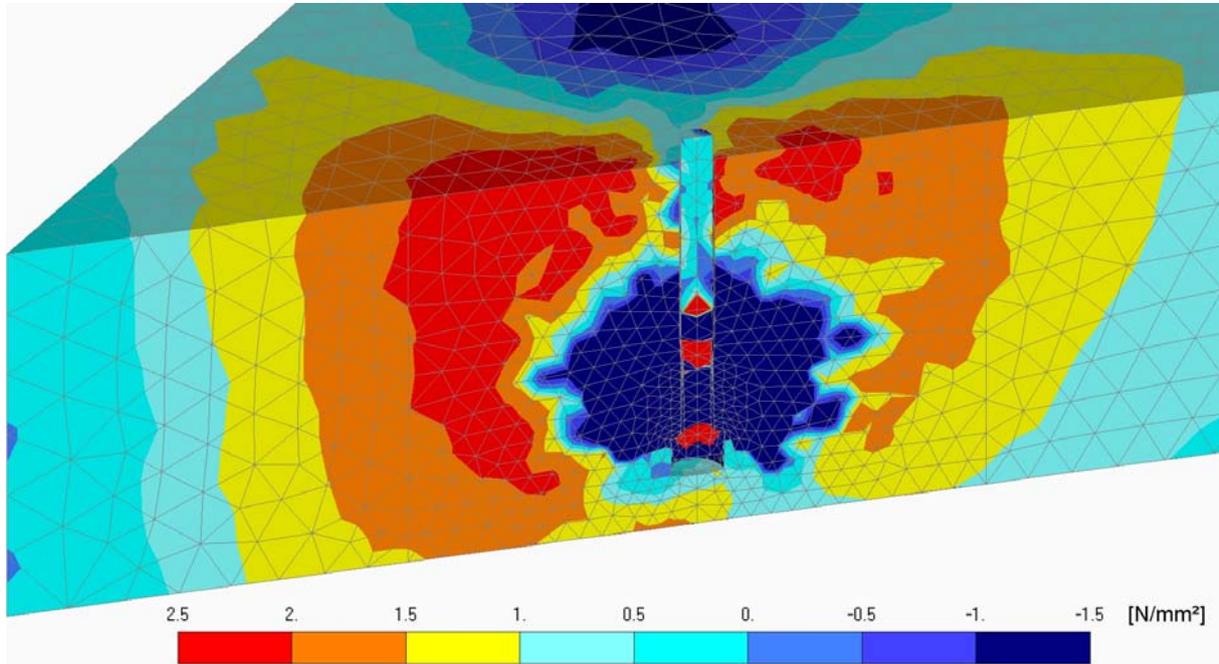


Abbildung 6.18: Spannungen senkrecht zur Schnittebene für Kopfbolzen KB1 in der Ecke, enge Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 150$ mm, $N = 183,8$ kN, max. mittlere Zugspannung

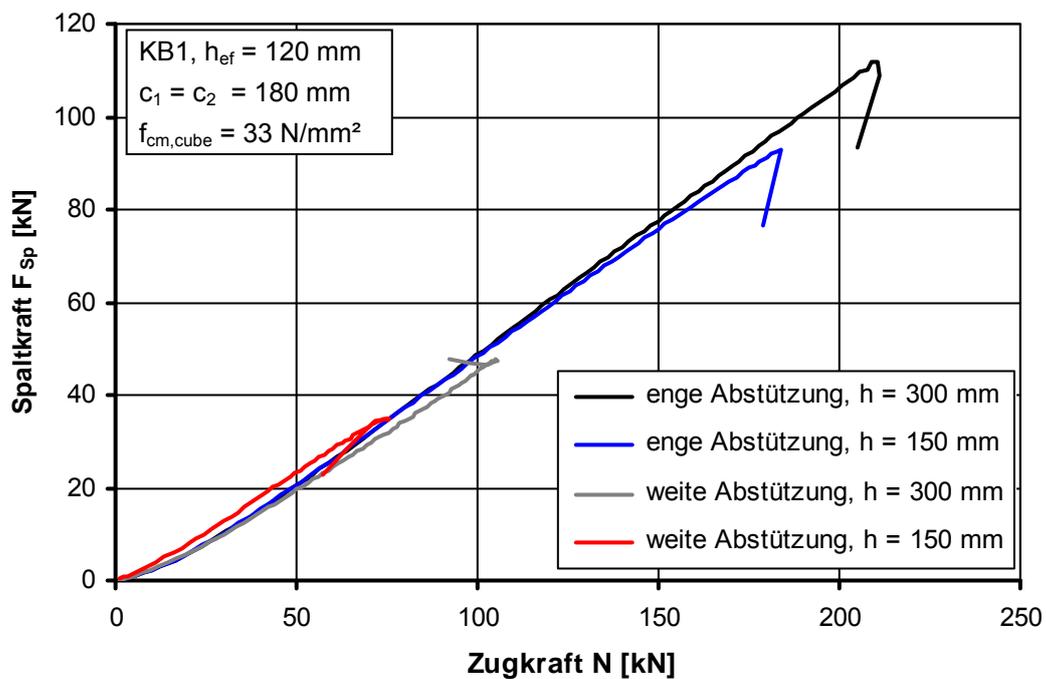


Abbildung 6.19: Spaltkraft von Kopfbolzen KB1 für enge und weite Abstützung und verschiedene Bauteildicken in Abhängigkeit von der Zugkraft am Kopfbolzen

Nachfolgend wird am Beispiel eines einzelnen Verbunddübels in der Ecke die bei weiter Abstützung auftretende Verteilung der Spannungen über der Bauteilhöhe untersucht. Abbildung 6.20 zeigt für die Dübelgröße M24 und einer in Bezug auf die Verankerungstiefe von 240 mm relativ kleinen Bauteildicke von 300 mm ($1,25 h_{ef}$) die Verteilung der Spannungen senkrecht einer Schnittebene analog zu Abbildung 6.9. Links ist für eine Zugkraft von 120 kN die Spannungsverteilung zwischen Dübelachse und Bauteilrand dargestellt. Das Diagramm rechts zeigt die Spannungsverteilung über die Bauteilhöhe in 80 mm Entfernung vom Dübel (blaue Punkte). Zum Vergleich ist eine gerade Linie (rot gestrichelt) eingezeichnet. Es lässt sich erkennen, dass die Spannungsverteilung nur wenig von einer linearen Spannungsverteilung gemäß der Technischen Biegelehre (*Bernoulli-Navier*) abweicht.

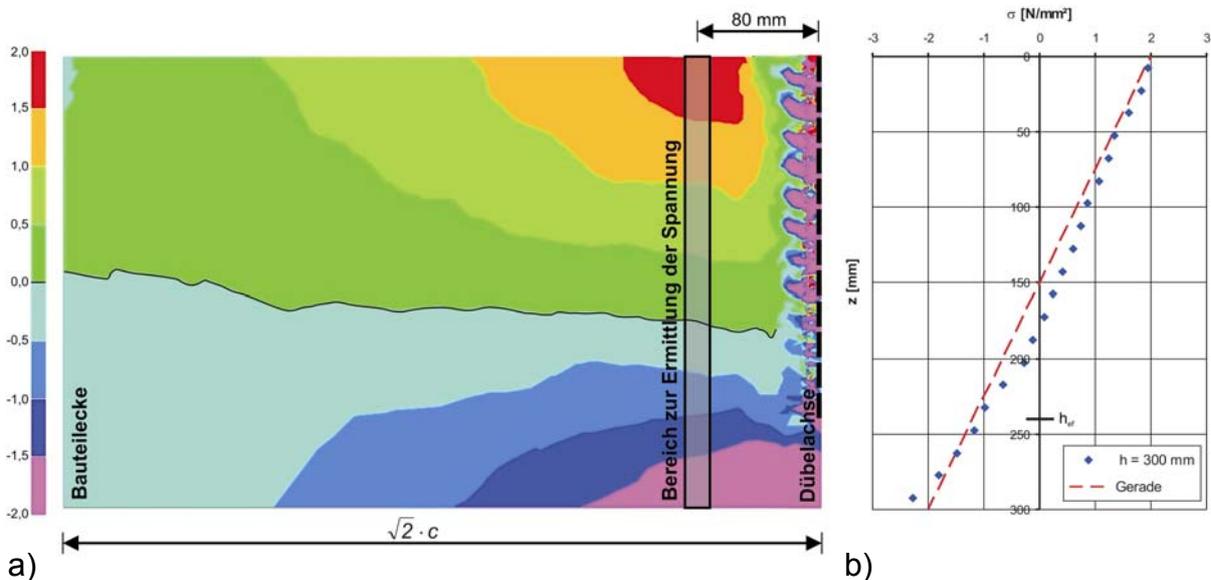


Abbildung 6.20: Spannungen über Bauteildicke h für Verbunddübel M24 bei weiter Abstützung ($a = 4 h_{ef}$), $h_{ef} = 240 \text{ mm}$, $c_1 = c_2 = 360 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$, $N = 120 \text{ kN}$, a) Spannungsverteilung im Schnitt und b) Spannungen in 80 mm Abstand von der Dübelachse

Für eine deutlich größere Bauteildicke (1200 mm, bzw. $5 h_{ef}$), aber bei gleicher Last, ist die Verteilung der Spannungen der oberen 300 mm in Abbildung 6.21 dargestellt. Die Zugspannungen nahe dem oberen Bauteilrand sind etwas geringer als bei dem dünnen Bauteil, erreichen aber dennoch eine beträchtliche Größe. In das Diagramm (rechts) ist zum Vergleich auch die Spannungsverteilung der kleinen Bauteildicke nochmals eingezeichnet.

Nach der klassischen Biegelehre würde bei 4-facher Bauteilhöhe die Randspannung auf ein Sechzehntel zurückgehen. Dies ist hier nicht der Fall, da der Gültigkeitsbereich der klassischen Biegelehre verlassen wird. Mit zunehmender Bauteildicke aber gleichzeitig konstanter Abstützweite ändert sich die Spannungsverteilung über die Bauteilhöhe von einer annähernd linearen Verteilung einer dünnen Platte oder auch eines Biegebalkens zu der eines eher scheibenartigen Tragwerks. Das führt dazu, dass die Randspannung weniger stark als nach klassischer Biegetheorie abnimmt. Nach *Leonhardt/Mönnig (1986)* ist für scheibenartige Tragwerke typisch, dass die Randspannung der Zugzone relativ groß ist, aber über die Höhe rasch, also mit gro-

ßem Gradienten, abnimmt. Die Druckzone erstreckt sich über weit mehr als die halbe Bauteilhöhe, wobei die Höhe der Druckspannungen jedoch eher gering ist.

Weiterhin sind die hier aufgetragenen Spannungen keine reinen Biegespannungen, sondern sie beinhalten auch einen Anteil aus Spannungen, die durch die infolge der Lasteinleitung entstehenden Spaltkräfte hervorgerufen werden, und keinem wesentlichem Einfluss der Bauteildicke unterliegen. Insgesamt führt dies dazu, dass sich in dem betrachteten Abstand vom Dübel der Verlauf der Zugspannungen im oberen Randbereich zwischen den beiden deutlich unterschiedlichen Bauteildicken nicht wesentlich unterscheidet. Jedoch sind die maximalen Zugspannungen bei gleicher Zugkraft am Dübel bei der kleinen Bauteildicke circa 20 % größer.

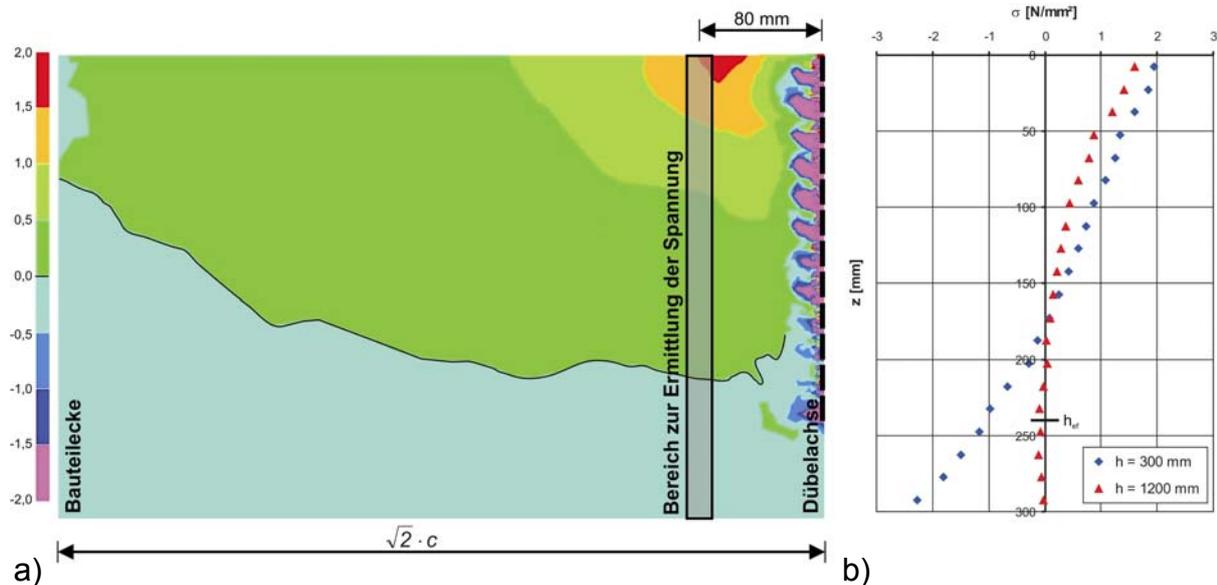


Abbildung 6.21: Spannungen über Bauteildicke h (obere 300 mm) für Verbunddübel M24 bei weiter Abstützung ($a = 4 h_{ef}$), $h_{ef} = 240$ mm, $c_1 = c_2 = 360$ mm, $h = 1200$ mm, $N = 120$ kN, a) Spannungsverteilung im Schnitt und b) Spannungen in 80 mm Abstand von der Dübelachse

Die Untersuchungen zeigen, dass sich bei weiter Abstützung die Spannung im Bauteil aus zwei Komponenten zusammensetzt: Spannungen, die infolge der Lasteinleitung und der dabei auftretenden Spaltkraft entstehen, und Spannungen, die infolge einer Biegebeanspruchung des Bauteils hervorgerufen werden. Die Höhe der Spannungen steigt für beide Komponenten mit zunehmender Zugkraft am Befestigungsmittel an.

Am Beispiel eines einzelnen Verbunddübels in der Ecke wird nachfolgend untersucht, wie diese beiden Komponenten den Versagensmechanismus der Befestigung beeinflussen. Der Verbunddübel der Größe M12 hat eine Verankerungstiefe von 120 mm. Der Randabstand zu den Bauteilrändern beträgt jeweils 180 mm und die Bauteildicke 150 mm. Es wurde sowohl eine FE-Berechnung mit weiter Abstützung als auch eine mit enger Abstützung durchgeführt. Die beiden Last-Verschiebungskurven sind in Abbildung 6.22 ersichtliche.

Das statische System bei Eckversuchen mit weiter Abstützung entspricht einer zweiachsig gespannten Platte mit einer Einzellast, die an drei Seiten eingespannt gelagert ist (Abbildung 6.23a). Anhand der Spannungen in Lastrichtung an der Bauteiloberseite kann man erkennen, wie sich die Auflagerlast in etwa verteilt. Die größten Druckspannungen treten im Bereich der parallel zur Winkelhalbierenden angeordneten Abstützelemente und dort in der Nähe vom Bauteilrand auf (Abbildung 6.23b). Die Hauptabtragungsrichtung ist demzufolge senkrecht zu der parallelen Abstützung bzw. zur Winkelhalbierenden.

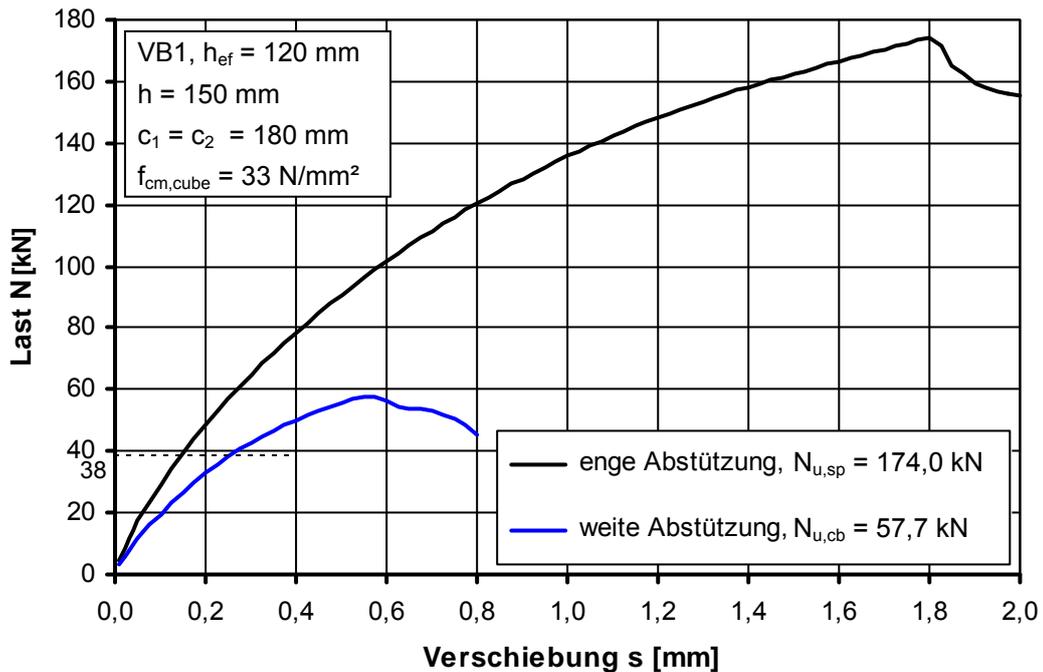


Abbildung 6.22: Last-Verschiebungskurven für einzelnen Verbunddübel M12 in der Ecke, enge und weite Abstützung

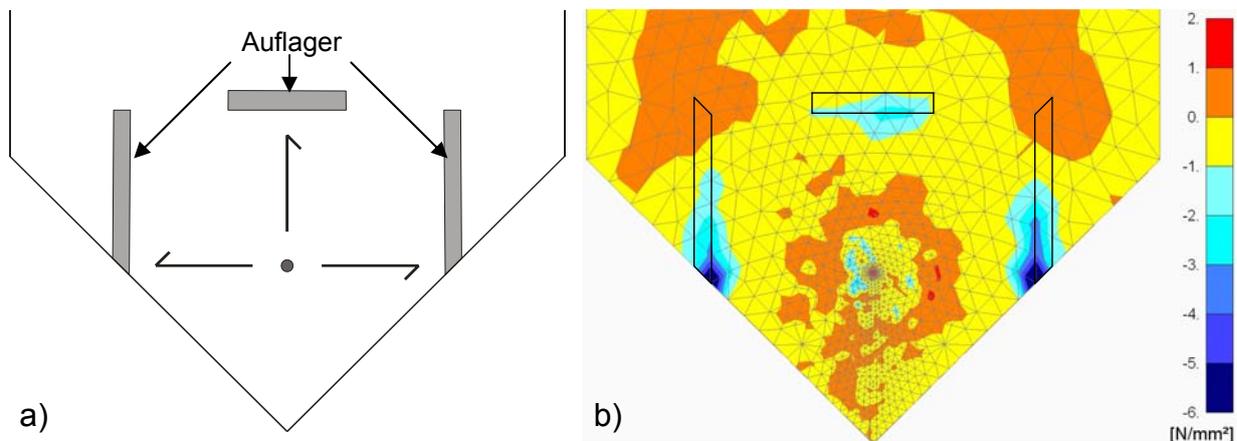


Abbildung 6.23: Eckversuch, a) statisches System und b) Spannungen in Lastrichtung bei N_u

Bei weiter Abstützung ist bis etwa 2/3 der Höchstlast ($N_{u,cb} = 57,7 \text{ kN}$) die Spannungsverteilung noch nicht nennenswert von Schädigungen bzw. Rissbildung beein-

flusst. Abbildung 6.24b zeigt die zugehörigen Hauptzugspannungen an der Bauteiloberseite. Zum Vergleich zeigt Abbildung 6.24a die Hauptzugspannungen, wie sie bei gleicher Zugkraft am Dübel bei enger Abstützung auftreten. Diese sind in etwa rotationssymmetrisch um den Dübel herum angeordnet. Ihre Höhe ist bei dieser Zugbelastung des Dübels noch gering. Die Spannungen bei weiter Abstützung sind dagegen deutlich höher. Außerdem hat die Verteilung der Spannungen eine andere Form. Die Spannungen haben in Richtung parallel zur linienförmigen Abstützung eine größere Ausdehnung als in der orthogonalen Richtung, und die Spannung nimmt mit zunehmendem Abstand zum Dübel ab. Die Spannungsverteilung bei weiter Abstützung entspricht damit einer Spannungsverteilung, wie man sie bei dem gegebenen statischen System infolge der Biegemomentverläufe erwarten würde.

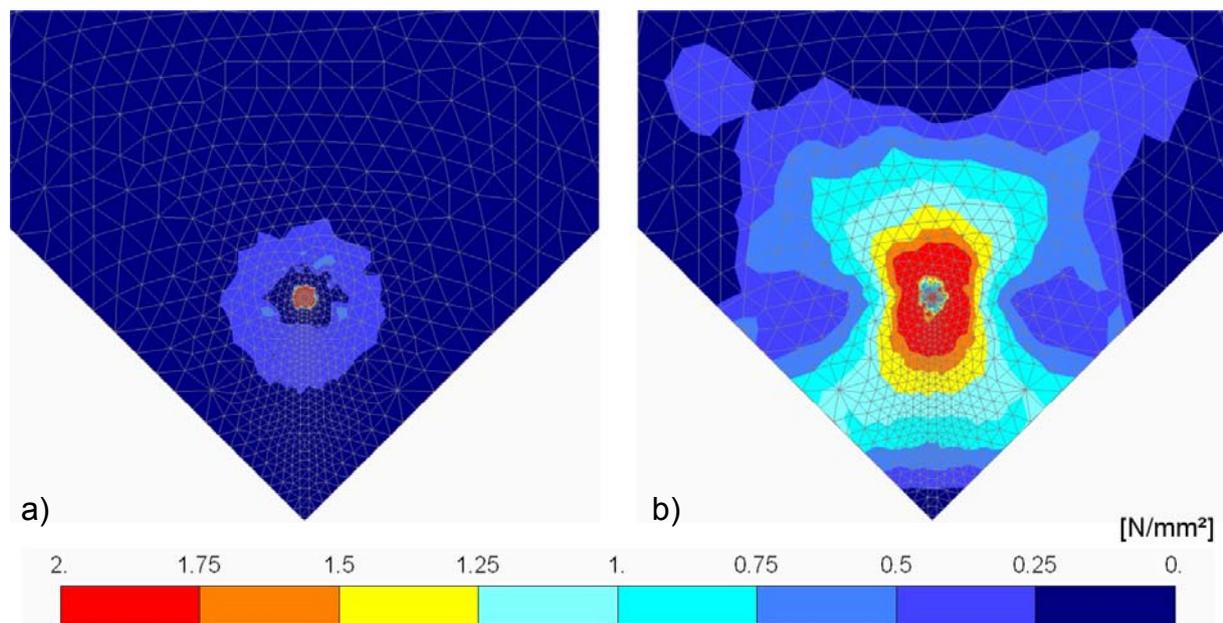


Abbildung 6.24: Hauptzugspannungen an der Oberseite, $N = 38 \text{ kN}$, a) enge und b) weite Abstützung

Abbildung 6.25 zeigt die Hauptzugspannungen bei einer Last, die der Höchstlast bei weiter Abstützung entspricht. Bei enger Abstützung haben sich im Vergleich zu Abbildung 6.24 die Spannungen etwas erhöht, bzw. die Ausdehnung einer bestimmten Spannungsstufe hat sich vergrößert. Die Spannungen sind aber noch deutlich kleiner als die Betonzugfestigkeit. Bei weiter Abstützung sind im Bereich des Dübels die Spannungen zurückgegangen, da dort der Beton bereits geschädigt ist und keine größeren Zugspannungen mehr aufnehmen kann. Die Bereiche mit den höchsten Hauptzugspannungen haben sich daher vom Dübel entfernt.

Die auftretende Rissbildung und damit der Versagensmechanismus wird von der Verteilung der Spannungen im Bauteil bestimmt. Die Rissbildung beginnt prinzipiell dort, wo die größten Zugspannungen wirken. Ein Riss verläuft generell orthogonal zur Richtung der Zugspannungen. Der bei weiter Abstützung sich einstellende Verlauf der Risse deutet darauf hin, dass diese durch Biegespannungen hervorgerufen werden. Die Risse verlaufen dort, wo sich die größten Biegemomente einstellen: Parallel zur Abstützung bzw. zum Auflager durch den Angriffspunkt der Einzellast und senkrecht dazu. Das bedeutet, dass die Spannungen aus Bauteilbiegung die Span-

nungsverteilung bei einem Eckversuch mit weiter Abstützung derart beeinflussen, dass die auftretende Rissbildung von ihnen bestimmt wird.

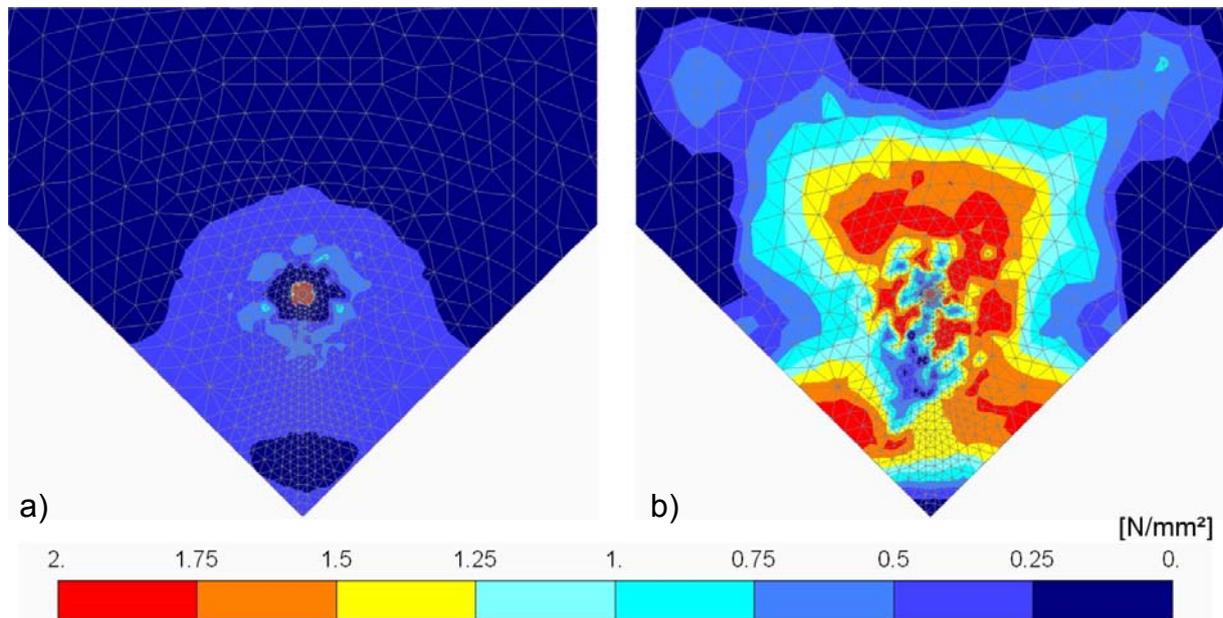


Abbildung 6.25: Hauptzugspannungen an der Oberseite, $N = 58 \text{ kN}$, a) enge und b) weite Abstützung

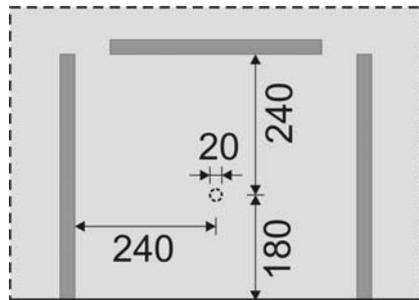
Die Bruchkörper, die man bei Versuchen mit weiter Abstützung erhält, und die Rissentstehung in FE-Berechnungen deuten darauf hin, dass das Versagen durch einen Betonausbruch erfolgt. Da jedoch oftmals die bei Betonausbruch zu erwartenden Bruchlasten nicht erreicht werden, muss man davon ausgehen, dass die insbesondere bei kleiner Bauteildicke wirkenden Biegespannungen und die aus ihnen resultierenden Risse zu einer Verringerung der Höchstlast führen.

Die zuvor beschriebenen Untersuchungen lassen vermuten, dass bei dem in Kapitel 5 abgeleiteten Berechnungsmodell die Biegetragfähigkeit des Bauteils die Höchstlasten bestimmt, oder zumindest deutlich beeinflusst. Um dies näher zu untersuchen wurde eine FE-Simulation mit einer „Einzellast“ durchgeführt. Das heißt, auf eine Platte mit Auflagern, die identisch mit einer weiten Abstützung bei einem einzelnen Dübel am Rand sind, wurde auf einer Kreisfläche mit 20 mm Durchmesser eine Last senkrecht zur Plattenebene aufgebracht (Abbildung 6.26a). Der Abstand der Einzellast zum Bauteilrand betrug 180 mm und die Bauteildicke 150 mm. Abbildung 6.26b zeigt die Lastverschiebungskurve. Diese weist bei knapp 90 kN ein erstes Maximum auf. Das absolute Maximum liegt bei 96 kN. Ein Kopfbolzen mit gleichem Randabstand hat bei gleicher Bauteildicke eine Höchstlast von 86,7 kN. Dies entspricht ungefähr der Last bei dem ersten Maximum.

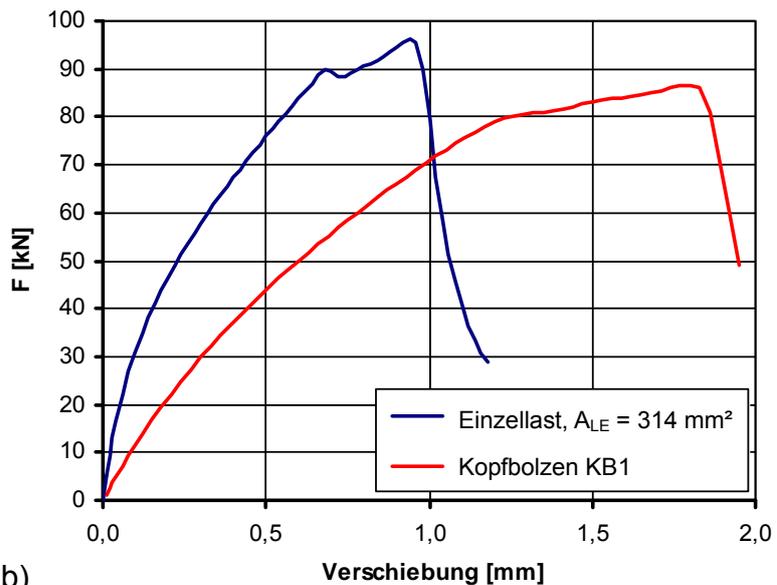
Rand, $c_1 = 180 \text{ mm}$

$h = 150 \text{ mm}$

$f_{\text{cm,cube}} = 33 \text{ N/mm}^2$



a)



b)

Abbildung 6.26: Einzellast, a) schematische Darstellung und b) Last-Verschiebungskurve

Abbildung 6.27 zeigt die aufgetretene Rissbildung. Der Riss, der an der Oberseite in etwa parallel zu den senkrecht zum Rand angeordneten Auflagern verläuft, entsteht bei Erreichen des ersten Lastmaximums. Die Risse, die sich an der Unterseite unterhalb der Auflagern zeigen, entstehen bei Erreichen des absoluten Lastmaximums. Das bedeutet, der erste Biegeriss entsteht in etwa bei einer Last, die der Höchstlast des Kopfbolzens entspricht. Daraus folgt, dass bei Einleiten der Zuglast mit einem Kopfbolzen in das Bauteil, die Biegespannungen im Bauteil ungefähr die gleiche Größe annehmen wie bei einer Belastung auf der Plattenoberfläche, und dass dementsprechend bei ungefähr derselben Last ein Biegeriss entsteht. Das bedeutet, dass das Versagen des Kopfbolzens mit dem Erreichen der Biegetragfähigkeit des Bauteils zusammenfällt.

Die Einflüsse der geometrischen Parameter auf die Höchstlast des bei weiter Abstützung ermittelten Berechnungsmodells (Kapitel 5) lassen sich daher auch über die Biegetragfähigkeit des Bauteils erklären:

- Der Einfluss des Randabstandes beruht auf einer Vergrößerung der Querschnitts- bzw. der Bruchfläche. Der Einfluss ist eher gering, da die Querschnittsfläche nicht linear mit dem Randabstand zunimmt, und da aufgrund der punktuellen Lasteinleitung mit zunehmender Entfernung zum Befestigungsmittel die Querschnittsbereiche immer weniger zur Erhöhung der Bauteiltragfähigkeit beitragen.
- Der Einfluss der Bauteildicke begründet sich dadurch, dass mit zunehmender Bauteildicke eine höhere Last erforderlich wird, um im Querschnitt die einen Bruch hervorrufende Zugspannung zu generieren.
- Der vorhandene jedoch geringe Einfluss des Durchmessers des Befestigungsmittels lässt sich dadurch erklären, dass bei gleicher Last das maximale Biegemoment mit zunehmendem Durchmesser des Befestigungsmittels etwas abnimmt (Ausrundung).

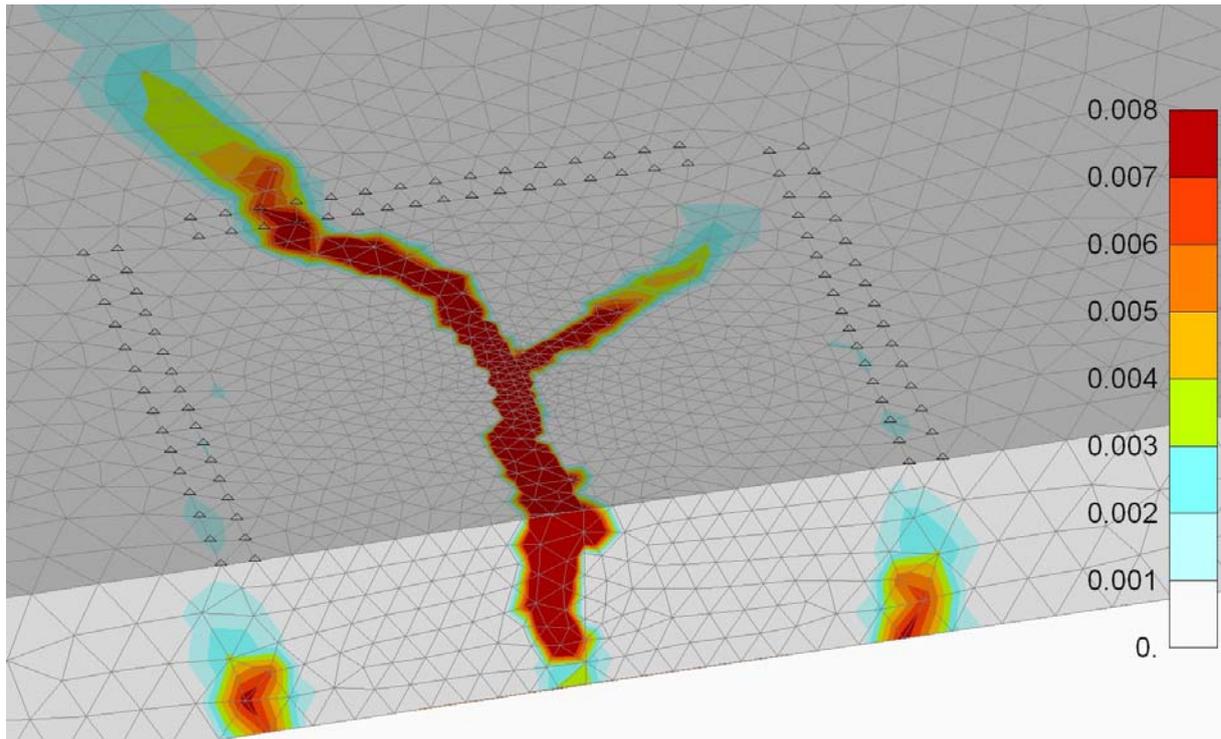


Abbildung 6.27: Hauptzugdehnungen (Rissbildung) bei Einzellast an Unterseite

6.3.1 Einfluss von über die Bauteilhöhe konstanten Zugspannungen

Um den Einfluss von im Bauteil wirkenden Zugspannungen auf die Betonausbruchlast zu untersuchen, wurden FE-Berechnungen durchgeführt. Dazu wurde ein mittig in einem Betonquader angeordneter Kopfbolzen modelliert (Abbildung 6.28). Es wurde eine runde Abstützung mit der vierfachen Verankerungstiefe als Durchmesser modelliert. Als Bauteilhöhe wurde die fünffache Verankerungstiefe gewählt, um die durch die Zugbelastung am Dübel entstehenden Biegespannungen möglichst klein zu halten, damit diese keinen wesentlichen Einfluss auf die Höchstlast haben. In beiden Richtungen senkrecht zur Dübelachse wurden am Rand des Betonkörpers Zugkräfte aufgebracht, so dass eine über die Bauteilhöhe konstante Zugspannung entstand. Die Höhe dieser Zugspannung wurde variiert. In Abhängigkeit der unterschiedlich hohen Zugspannungen wurde jeweils die Höchstlast des Kopfbolzens ermittelt.

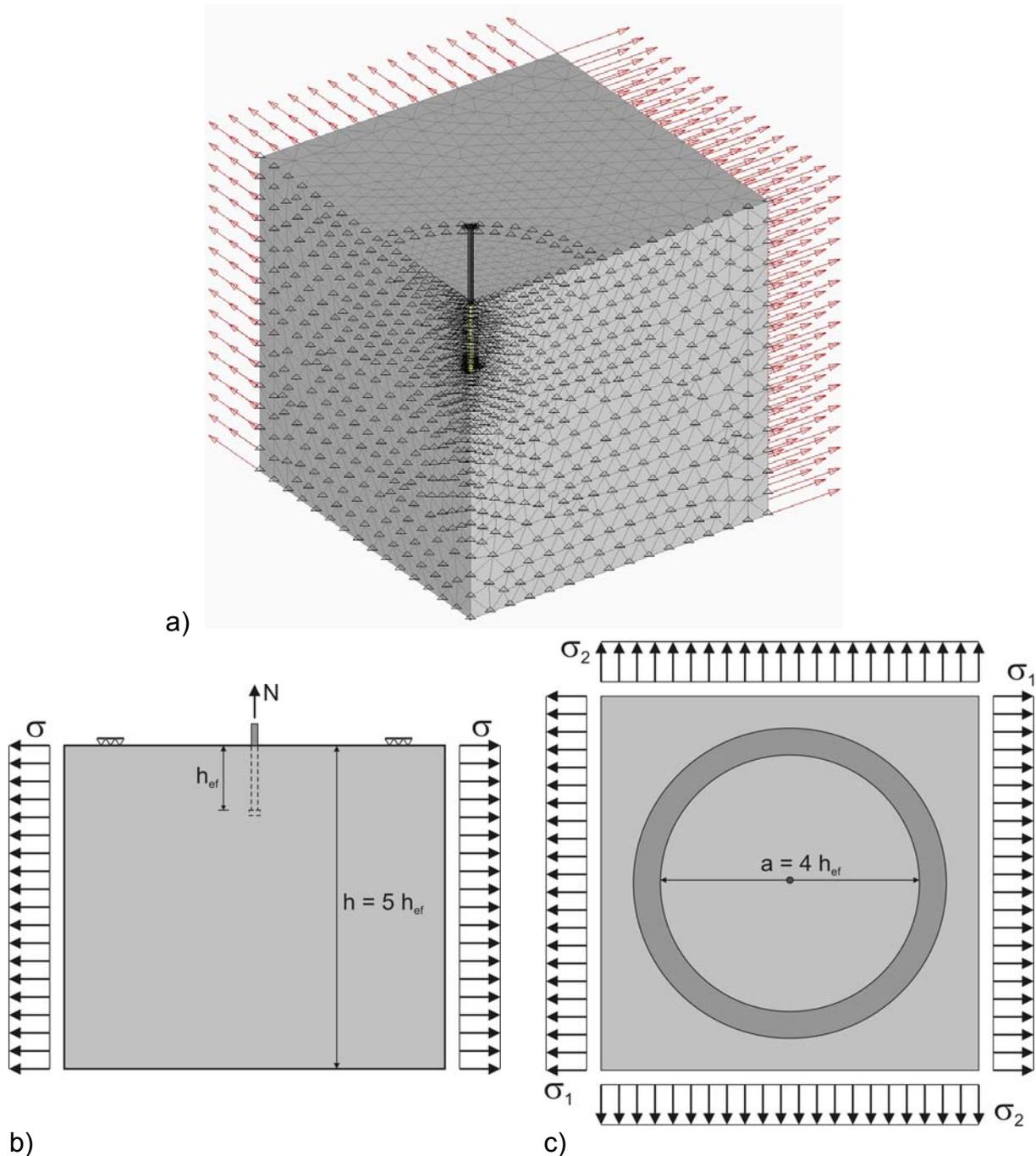


Abbildung 6.28: Gewähltes FE-Modell zur Untersuchung des Einflusses von Zugspannungen: a) Isometrische Darstellung FE-Modell sowie schematische Darstellung: b) Ansicht und c) Draufsicht

Abbildung 6.29 zeigt die maximal mögliche Zugkraft am Befestigungsmittel in Abhängigkeit von der aufgetragenen Zugspannung. Die Höchstlast des Kopfbolzens nimmt mit zunehmender Zugspannung ab. Der Zusammenhang zwischen Zugspannung und Höchstlast des Befestigungsmittels lässt sich für den Kopfbolzen durch Gleichung 6.1 beschreiben.

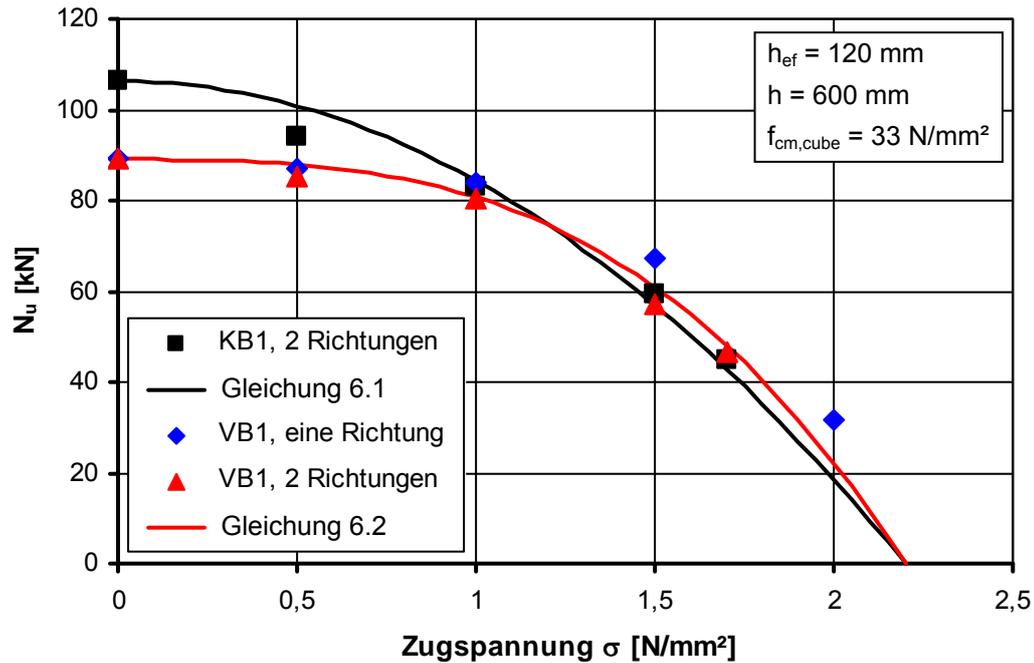


Abbildung 6.29: Abnahme der Betonausbruchlast für Kopfbolzen und Verbunddübel in Abhängigkeit von der im Bauteil wirkenden Zugspannungen

$$N_u(\sigma) = N_u(\sigma = 0) \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma}{f_{ct}} \right)^2 \right) \quad (6.1)$$

Analog wurde mit einem Verbunddübel (VB1) der Größe M12 vorgegangen, der bei $\sigma = 0$ durch Betonausbruch versagt. Auch hier tritt eine Abnahme der Höchstlast des Dübels in Abhängigkeit von der Höhe der wirkenden Zugspannungen auf.

Für den Fall, dass keine Zugspannungen wirken, ist die Betonausbruchlast des Verbunddübels circa 15 % kleiner als diejenige des Kopfbolzens. Dies entspricht in etwa den Untersuchungsergebnissen von *Appl (2009)*. Mit zunehmender Zugspannung gleichen sich die Höchstlasten von Verbunddübel und Kopfbolzen jedoch an. Dies führt dazu, dass bei dem Verbunddübel die Abnahme der Höchstlast mit zunehmender Zugspannung etwas geringer ist als bei dem Kopfbolzen. Für den Verbunddübel kann die Abnahme der Höchstlast mit zunehmender Zugspannung relativ zutreffend durch Gleichung 6.2 beschrieben werden. Diese unterscheidet sich von Gleichung 6.1 durch die Potenz, mit der die auf die Betonzugfestigkeit bezogene Zugspannung eingeht.

Für den Fall, dass die Zugspannungen nur in eine Richtung der Bauteilebene wirken, ist die maximal mögliche Zugkraft am Befestigungsmittel nicht wesentlich höher als bei Zugspannungen in beiden Richtungen.

$$N_u(\sigma) = N_u(\sigma = 0) \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma}{f_{ct}} \right)^3 \right) \quad (6.2)$$

Bei einem Versagen durch kegelförmigen Betonausbruch (Abschnitt 2.4.1) ist die Bruchfläche gegenüber der Richtung der Zuglast geneigt. Die den Bruch auslösenden Zugspannungen σ_{ZB} wirken senkrecht zur Bruchfläche. Damit sind auch sie gegenüber der Zuglast geneigt. Gemäß dem Kräfteplan in Abbildung 6.30 kann man die Zugspannung σ_{ZB} in einen Anteil aufteilen, der parallel zur Zuglast wirkt, und in einen Anteil, der senkrecht zur Zuglast wirkt. Geht man davon aus, dass der Durchmesser des Ausbruchkegels an der Oberfläche der dreifachen Verankerungstiefe entspricht, so hat der Anteil $\sigma_{ZB,s}$, der senkrecht zur Zuglast wirkt, eine Größe von ca. 56 % der Zugspannung σ_{ZB} . Da die Zugspannung σ_{ZB} maximal der Zugfestigkeit entsprechen kann, erreicht ihr Anteil in Spannrichtung der Platte maximal 56 % der Zugfestigkeit.

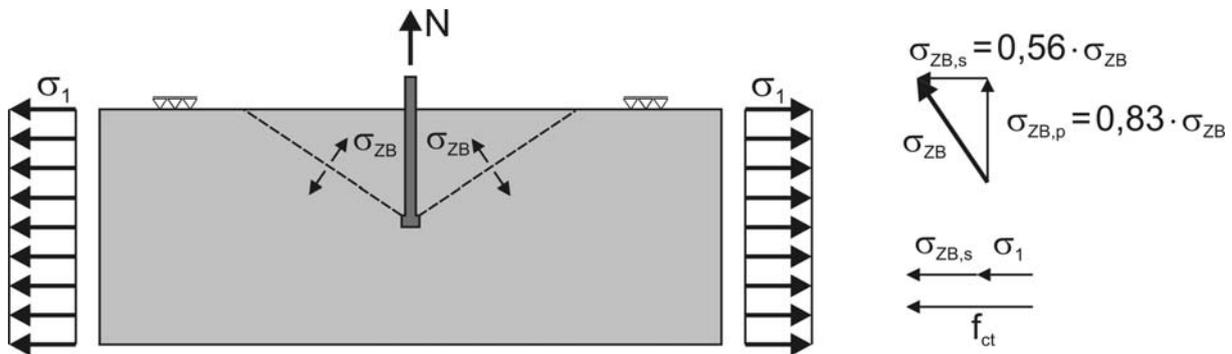


Abbildung 6.30: Spannungen im Schnitt sowie Kräfteplan

Eine gegebenenfalls im Bauteil aus einem anderen Lastfall vorhandene Zugspannung σ_1 in Spannrichtung der Platte überlagert sich mit dem in gleicher Richtung wirkenden Anteil der Zugspannung σ_{ZB} . Da die Zugspannung, gemittelt über ein repräsentatives Volumen, in dieser Richtung jedoch nicht größer als die Zugfestigkeit f_{ct} werden kann, ist die Summe der beiden Komponenten begrenzt. Das bedeutet, dass umso größer die Spannung σ_1 ist, umso geringer ist die maximale Spannung $\sigma_{ZB,s}$ die noch von dem Beton aufgenommen werden kann. Theoretisch bedeutet dies, dass die Spannung σ_1 bis zu einer Höhe von 44 % der Zugfestigkeit keinen Einfluss auf die Spannung $\sigma_{ZB,s}$ und damit auf die Höchstlast des Befestigungsmittels hat. Steigt die Spannung σ_1 über diesen Wert an, so nimmt die Spannung $\sigma_{ZB,s}$ im gleichen Maße und mit ihr die Höchstlast ab. Diese theoretische Überlegung gilt nur unter der Bedingung, dass sich der Bruchwinkel nicht mit der im Bauteil wirkenden Spannung σ_1 ändert. Abbildung 6.31 zeigt diesen theoretischen Verlauf der Abnahme der Höchstlast in Abhängigkeit vom Verhältnis der Zugspannung σ_1 zu Betonzugfestigkeit f_{ct} . Es ist zu erkennen, dass die Berechnungsergebnisse nur wenig von diesem theoretischen Verlauf abweichen.

Prinzipiell bewirken etwaige Zugspannungen im Bauteil natürlich auch bei einem Versagen infolge Spalten des Betons eine Verringerung der Höchstlast, da eine Überlagerung dieser Zugspannungen mit den von der Spaltkraft hervorgerufenen Zugspannungen dazu führt, dass bei einer geringeren Spaltkraft die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird und die Spaltrissbildung entsteht.

Experimentelle Untersuchungen von *Mészáros (2002)* mit enger Abstützung zeigen, dass bei Verbunddübeln auch bei der Versagensart Herausziehen im Ankergrund wirkende Zugspannungen eine Abminderung der Herausziehlust hervorrufen. Bei einer zweiaxialen Zugspannung im Ankergrund von $\sigma = 1,0 \text{ N/mm}^2$ beträgt die Abminderung ca. 20 %.

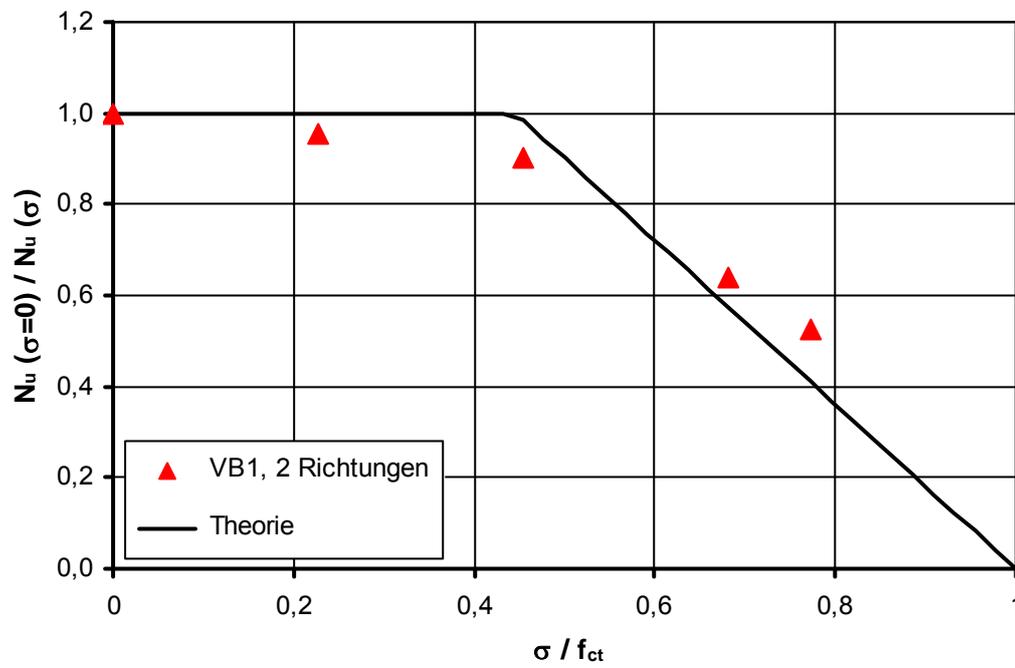


Abbildung 6.31: Theoretische Abnahme der Höchstlast in Abhängigkeit von der wirkenden Spannung

6.3.2 Einfluss von Spannungen aus einer Biegebeanspruchung

Die bei den zuvor beschriebenen Untersuchungen über die Bauteildicke konstant angesetzten Zugspannungen können z. B. infolge einer Zwangsbeanspruchung auftreten. In der Baupraxis resultiert infolge der Lasteintragung durch zugbeanspruchte Befestigungen und auch aus anderen Lastfällen, wie z. B. dem Eigengewicht bei Platten, immer eine Biegebeanspruchung des Bauteils. Diese bewirkt eine über die Bauteildicke veränderliche Spannungsverteilung. Wenn man annimmt, dass die Bedingungen für die Anwendung der Technischen Biegelehre eingehalten sind, wirken in der einen Hälfte der Querschnittsfläche Zug- und in der anderen Hälfte gleich große Druckspannungen. Der Betrag der Spannung nimmt jeweils von der Randfaser zur Schwerelinie des Querschnitts linear ab (Abbildung 6.32).

Je nach Verhältnis Verankerungstiefe zu Bauteildicke unterscheidet sich das Verhältnis der Spannung σ_1 am oberen Bauteilrand zu der Spannung σ_2 am Ende der Verankerungstiefe. Sofern die Bauteildicke größer als die zweifache Verankerungstiefe ist, befindet sich die komplette Verankerungstiefe im Bereich von Zugspannungen (Abbildung 6.32a). Mit zunehmendem Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe nimmt das Verhältnis der Spannungen σ_1 zu σ_2 ab. Bei einer Bauteildicke kleiner als

die zweifache Verankerungstiefe befindet sich ein Teil der Verankerungstiefe in dem Bereich mit Druckspannungen (Abbildung 6.32b).

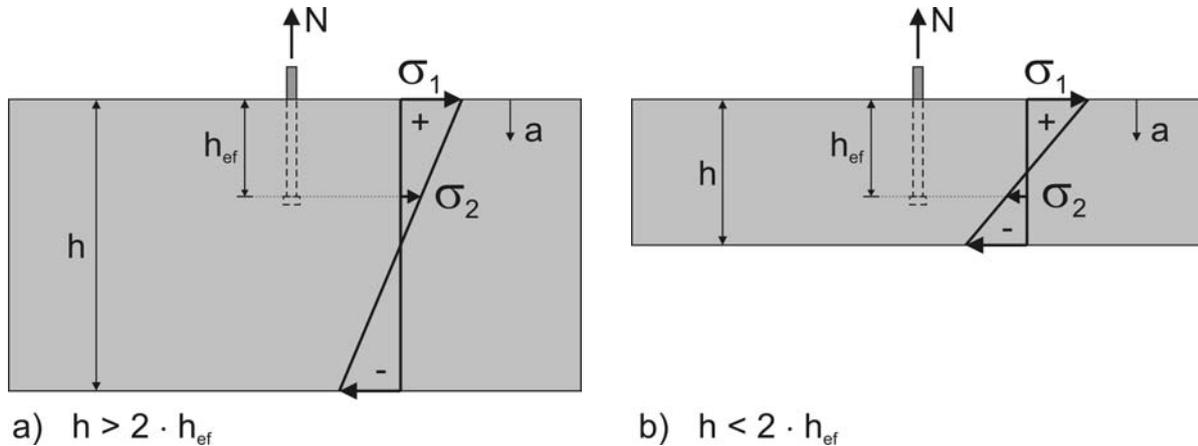


Abbildung 6.32: Verteilung der Spannungen über die Querschnittshöhe aus einer Biegebeanspruchung bei a) „großer“ Bauteildicke und b) „kleiner“ Bauteildicke

Untersuchungen zum Einfluss von Biegezugspannungen auf die Betonausbruchlast analog zu dem Vorgehen beim Einfluss von über die Bauteildicke konstanten Zugspannungen sind nicht durchführbar, da es nicht gelingt, im Bereich der Befestigung eine in ihrer Höhe definierte Biegespannungsverteilung aufzubringen. Es ist zwar prinzipiell möglich am Bauteilrand Kräfte aufzubringen, die im Bauteil eine über die Höhe veränderliche Spannungsverteilung erzeugen (Abbildung 6.33). Wählt man dabei jedoch die Bauteildicke gleich derjenigen Höhe, über die die Spannungsverteilung wirken soll (Abbildung 6.33a), so addiert sich die aufgebrachte Spannung mit den durch die Dübelbelastung hervorgerufenen Biegespannungen auf, und bei Höchstlast des Dübels wirken Spannungen in nicht definierter Höhe.

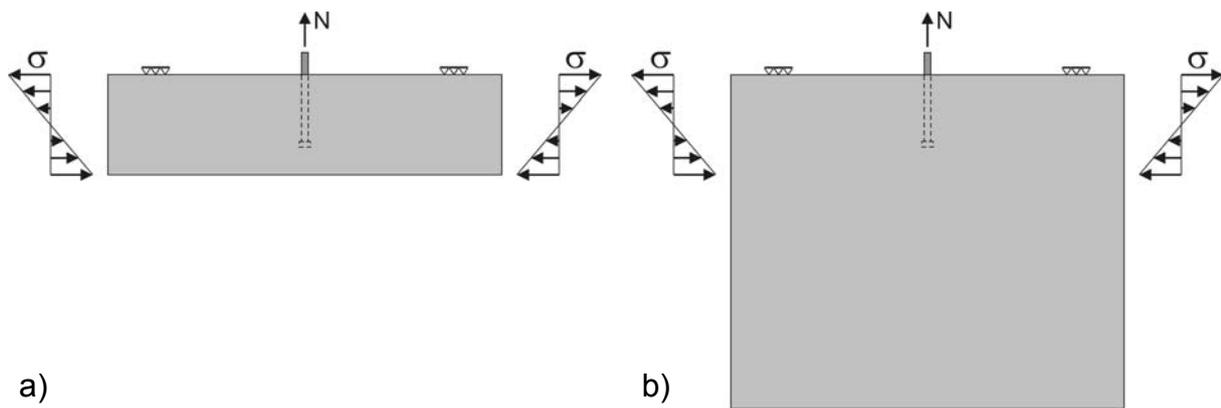


Abbildung 6.33: Theoretische Möglichkeiten zum Aufbringen von Kräften zum Simulieren einer Biegebeanspruchung; a) Kräfte über die gesamte Bauteilhöhe und b) Kräfte über einen Teil der Bauteilhöhe

Wählt man für die Untersuchungen dagegen eine möglichst große Bauteildicke, um die von der Lasteintragung der Befestigung hervorgerufenen Biegespannungen klein zu halten, und bringt die von außen wirkenden Kräfte zur Erzeugung der gewünschten Spannungsverteilung nur über einen Teil der Bauteilhöhe auf (Abbildung 6.33b), so entspricht die Spannungsverteilung im Bereich des Dübels nicht der gewünschten

Spannungsverteilung, da sich die aufgebrauchten Kräfte mit zunehmendem Abstand vom Aufbringungsort über einen größeren Teil der Bauteildicke verteilen.

Da keine gezielten Untersuchungen zum Einfluss von Biegspannungen auf die Betonausbruchlast möglich sind, folgen einige theoretische Überlegungen: Beim Betonausbruch beginnt die Rissentstehung des Ausbruchkegels im Bereich der Lasteinleitung, also am unteren Ende der Verankerungstiefe. Es ist anzunehmen, dass die in diesem Bereich wirkenden Spannungen aus einer Biegebeanspruchung des Bauteils einen Einfluss auf die Höhe der Dübelzugkraft bei beginnender Rissbildung und letztendlich auf die Höchstlast des Dübels ausüben. Bei Befestigungsmitteln, die ihre Last am Ende der Verankerungstiefe einleiten, sind somit schätzungsweise die Spannungen im unteren Drittel der Verankerungstiefe entscheidend. Bei Befestigungsmitteln, die ihre Last entlang der gesamten Verankerungstiefe einleiten, dürfte der entscheidende Bereich etwas größer sein; schätzungsweise etwa die unteren zwei Drittel der Verankerungstiefe. Wie anhand Abbildung 6.32 zu erkennen ist, sind die Spannungen in den zuvor beschriebenen Bereichen der Verankerungstiefe prinzipiell geringer als die Randspannung. Da die Randspannung maximal die Höhe der Betonzugfestigkeit annehmen kann, sind die Spannungen in dem für den Betonausbruch entscheidenden Bereich der Verankerungstiefe auf einen von der Bauteildicke abhängenden bestimmten Anteil von der Betonzugfestigkeit begrenzt. Abbildung 6.34 zeigt in Abhängigkeit von dem Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe für drei verschiedene Abstände von der Bauteiloberfläche, wie groß dort die Spannung bezogen auf die Randspannung ist.

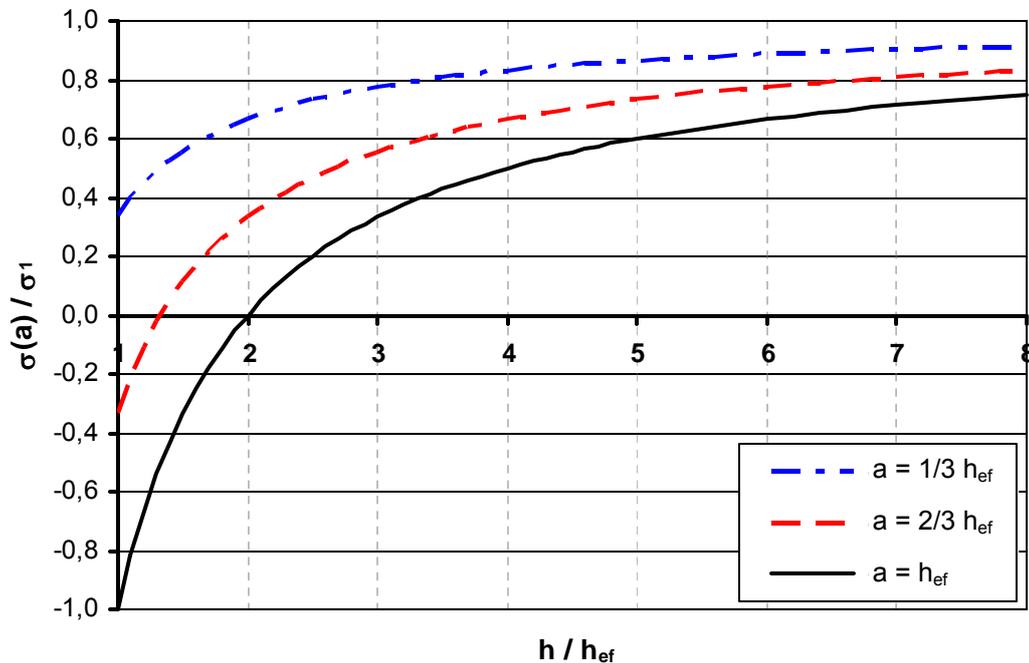


Abbildung 6.34: Spannung im Abstand a von der Bauteiloberfläche im Verhältnis zur Randspannung σ_1 in Abhängigkeit vom Verhältnis Bauteildicke zu Verankerungstiefe

Aufgrund der zuvor beschriebenen Überlegungen ist folgendes hinsichtlich des Einflusses der Spannungen aus einer Biegebeanspruchung auf die Betonausbruchlast zu erwarten:

- Bei einer Bauteildicke größer als die zweifache Verankerungstiefe dürfte der Einfluss ähnlich dem bei konstanten Zugspannungen sein, wenn man die Biegezugspannungen über den maßgebenden Bereich der Verankerungstiefe mittelt.
- Bei einer Bauteildicke kleiner als die zweifache Verankerungstiefe wirken aus der Biegebeanspruchung im unteren Bereich der Verankerungstiefe Druckspannungen. Es ist anzunehmen, dass Druckspannungen tendenziell eine Erhöhung der Betonausbruchlast bewirken, so wie es nach *Mészáros (2002)* auch bei Verbunddübeln und der Versagensart Herausziehen der Fall ist. Es ist wahrscheinlich, dass diese Erhöhung bei Befestigungsmitteln, die ihre Last am Ende der Verankerungstiefe einleiten, ausgeprägter ist als bei Befestigungsmitteln, die ihre Last entlang der gesamten Verankerungstiefe einleiten.

6.4 Bewertung der derzeitigen Regelungen für zugbeanspruchte Befestigungen

6.4.1 Versuche im Zulassungsverfahren

Im Zulassungsverfahren wird gemäß der Richtlinie *ETAG 001-1* (für die Zulassung von Befestigungsmitteln) die Zugtragfähigkeit eines einzelnen Befestigungsmittels ohne Randeinflüsse ermittelt. Dies geschieht in der Regel in Versuchen mit Betonkörpern mit einer Dicke von mindestens der zweifachen Verankerungstiefe. Die Abstützung erfolgt mit einem runden Abstützkorb mit einem Innendurchmesser von mindestens $4 h_{ef}$. Die Art des bei diesen Versuchen auftretenden Versagens hängt von dem geprüften Befestigungsmittel ab. Es kann bei ausreichender Stahltragfähigkeit maximal die Höchstlast bei Betonausbruch erreicht werden. Aufgrund des geringen Verhältnisses Abstützweite zu Bauteildicke tendiert die Verteilung der auftretenden Biegespannungen zu denen in einem scheibenartigen Bauteil (Stützweite geringer als zweifache Höhe). Das bedeutet, dass die Biegezugspannungen von der Randfaser her mit hoher Gradienten abnehmen und im unteren Bereich der Verankerungstiefe eher gering sind (Abbildung 6.21). Somit ist auch der Einfluss der Spannungen aus der Bauteilbiegung auf die Höchstlast bei Betonausbruch nur gering.

Weiterhin werden Versuche mit Einzeldübeln in der Ecke durchgeführt, wobei die Bauteildicke der Mindestbauteildicke h_{min} entspricht. Die Abstützweite beträgt auch hier mindestens $4 h_{ef}$ und die Anordnung der Abstützung erfolgt wie in Abschnitt 3.2.3 beschrieben. Der Randabstand ist zu beiden Rändern gleich groß und entspricht im Regelfall der 1,5-fachen Verankerungstiefe.

Die ermittelten Höchstlasten dieser Eckversuche werden mit denjenigen der randfernen Referenzversuche verglichen. Sind bei gleichen Festigkeitseigenschaften des Betons die Höchstlasten der beiden Versuchsserien praktisch gleich groß, kann gemäß *ETAG 001-1* davon ausgegangen werden, dass für das geprüfte Produkt Versa-

gen infolge Spalten nicht maßgebend ist, und folglich eine Bemessung hinsichtlich Spalten nicht erforderlich ist. Ergibt sich jedoch in den Eckversuchen eine geringere Höchstlast als bei den randfernen Referenzversuchen, so wird davon ausgegangen, dass es einen (größeren) Randabstand gibt, bei dem die Höchstlast der randfernen Referenzversuche erreicht wird. Dieser charakteristische Randabstand $c_{cr,sp}$ ist zu ermitteln. Gemäß *ETAG 001-1* sind dazu weitere Eckversuche durchzuführen, wobei der Randabstand sukzessive vergrößert wird, bis die Referenzlast erreicht wird.

Da dies sehr aufwendig ist, wird oftmals der charakteristische Randabstand $c_{cr,sp}$ mit Hilfe des Berechnungsmodells für Spalten der *ETAG 001-C* rechnerisch ermittelt. Abbildung 6.35 veranschaulicht dies für ein Beispiel. In dem Beispiel erreicht das Befestigungsmittel in den randfernen Referenzversuchen die Höchstlast bei Betonbruch nach dem CC-Verfahren. In den Eckversuchen beträgt die Höchstlast 70 % von derjenigen der Referenzversuche. Für das Berechnungsmodell „Spalten“ der *ETAG* wird der charakteristische Randabstand $c_{cr,sp}$ so gewählt, dass die zugehörige Kurve durch das Versuchsergebnis der Eckversuche verläuft. Dementsprechend ergibt sich in diesem Beispiel der charakteristische Randabstand zu der zweifachen Verankerungstiefe.

Gemäß den Untersuchungsergebnissen der Kapitel 4 und 5 hat der Anstieg sowohl der Spaltbruchlast bei enger Abstützung (vergl. Abbildungen 4.39 und 4.58) als auch der Höchstlasten bei den Eckversuchen mit weiter Abstützung (vergl. Abbildungen 5.14, 5.22 und 5.35) eine andere Form als das Berechnungsmodell für Spalten der *ETAG 001-C*. Da der Kurvenverlauf des Berechnungsmodells der *ETAG 001-C* entgegen den in den Kapiteln 4 und 5 abgeleiteten Berechnungsmodellen positiv gekrümmt ist, wird bei der zuvor beschriebenen Extrapolation die randferne Referenzlast bei einem kleineren Randabstand erreicht als es bei Versuchen der Fall wäre. Gegenüber dem in *ETAG 001-1* vorgesehenen Vorgehen wird also ein kleinerer charakteristischer Randabstand für Spalten ermittelt.

In *ETAG 001-1* wird davon ausgegangen, dass auch in Versuchen mit der Mindestbauteildicke h_{min} bei ausreichend großen Randabständen die Höchstlast der Referenzversuche, welche im Regelfall in größerer Bauteildicke und mit anderer Abstützgeometrie durchgeführt werden, erreicht wird. Dies ist jedoch nicht zwangsläufig der Fall. Die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen zeigen, dass die Bauteildicke auch bei randfernen Befestigungen einen Einfluss auf die Höchstlast haben kann (Abschnitt 5.1.3). Somit erreichen auch randferne Versuche in Bauteilen mit der Mindestbauteildicke nicht die Referenzlast, sofern die Mindestbauteildicke geringer ist als die Bauteildicke der Referenzversuche. Dies bedeutet, dass die Forderung der Richtlinie *ETAG 001-1*, dass die Höchstlast der Eckversuche derjenigen der Referenzversuche entsprechen soll, zumindest von einigen Befestigungsmitteln gar nicht eingehalten werden kann. Damit ist auch eine (rein) experimentelle Ermittlung des charakteristischen Randabstandes nicht möglich, da bei den Eckversuchen maximal die Höchstlast eines randfernen Einzeldübels in der Bauteildicke h_{min} erreicht werden kann. Um den charakteristischen Randabstand dennoch ermitteln zu können, muss man sich der zuvor beschriebenen, jedoch in *ETAG 001-1* nicht vorgesehenen und nicht zum tatsächlichen Anstieg der Höchstlasten passenden, Extrapolation bedienen.

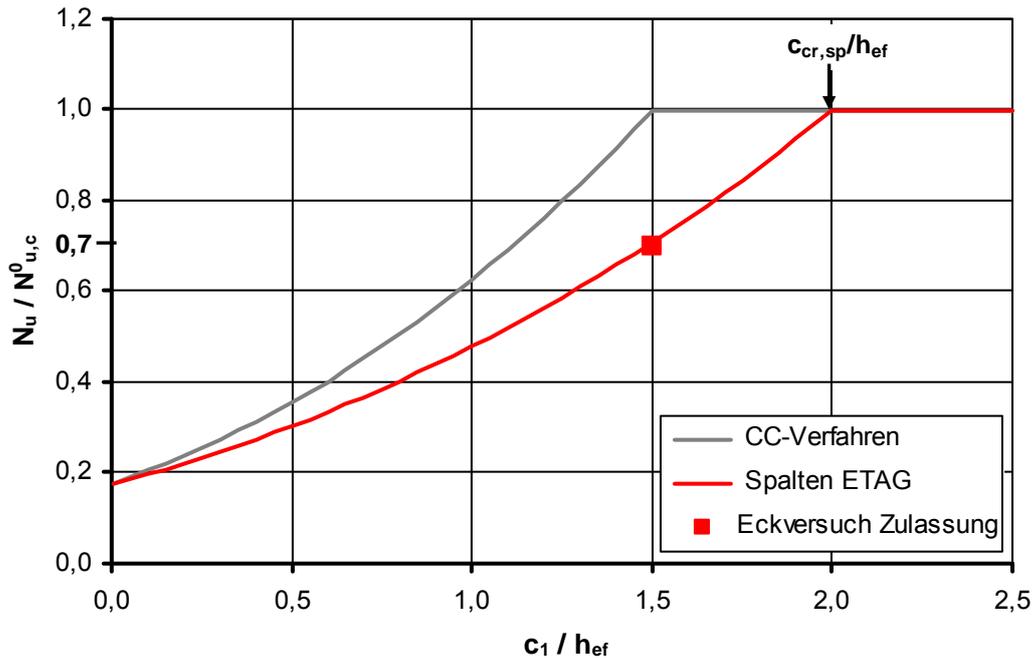


Abbildung 6.35: Rechnerische Ermittlung des charakteristischen Randabstandes $c_{cr,sp}$

Sofern der im Zulassungsverfahren ermittelte charakteristische Randabstand $c_{cr,sp}$ größer als $1,5 h_{ef}$ ist, wird in der Richtlinie *ETAG 001-1* unterstellt, dass das Versagen bei Randabständen kleiner als der charakteristische Randabstand $c_{cr,sp}$ durch Spalten des Betons erfolgt.

Die in den Kapiteln 4 und 5 beschriebenen Untersuchungen zeigen jedoch, dass die (eigentliche) Spaltbruchlast, die mit dem für Spaltversagen typischen Rissbild korrespondiert, (deutlich) größer sein kann als diejenigen Höchstlasten, die man bei den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens erhält. Insbesondere bei Befestigungsmitteln mit geringer Spaltkraftentwicklung, wie form- und stoffschlüssige Befestigungsmittel, wird die Spaltbruchlast nur bei Versuchsdurchführung mit enger Abstützung erreicht.

In Abschnitt 6.3 wird gezeigt, dass bei einer Versuchsanordnung wie bei den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens Zugspannungen aus Bauteilbiegung auftreten, die die Höhe der Zugfestigkeit des Betons erreichen. In der Folge entstehen Biegerisse. Diese bewirken eine Spannungumlagerung, so dass sich über die Querschnittshöhe eine grundlegend andere Spannungsverteilung ergibt und die Überlegungen zum Einfluss aus Spannungen aus einer Biegebeanspruchung aus Abschnitt 6.3.2 nicht gültig sind. Dies ist anhand der Zugspannungen senkrecht zur Schnittebene aus einem Vergleich von Abbildung 6.14 mit Abbildung 6.11 ersichtlich. Nachfolgend wird dies für das Beispiel des einzelnen Kopfbolzens in der Ecke aus Abschnitt 6.3 anhand der im Bauteil auftretenden Hauptzugspannungen näher untersucht.

Bei geringer Bauteilhöhe ($h = 150 \text{ mm}$) sind die Hauptzugspannungen (Abbildung 6.36) bei einer Zugkraft am Kopfbolzen von 50 kN ähnlich groß und ähnlich verteilt wie die Zugspannungen senkrecht zur Schnittebene (Abbildung 6.11). Sowohl der Bereich mit den größten Zugspannungen senkrecht zur Schnittebene als auch die

größten Hauptzugspannungen verlagern sich mit zunehmender Zugkraft am Kopfbolzen vom oberen Bauteilrand in Richtung des Lasteinleitungsbereichs; also in den Bereich, wo diejenigen Zugspannungen wirken, die die Rissentstehung eines Ausbruchkegels verursachen. Dort überlagern sich Zugspannungen aus Bauteilbiegung und aus Lasteinleitung des Befestigungsmittels. Abbildung 6.37 zeigt die Hauptzugspannungen bei Höchstlast. Es ist zu erkennen, dass die Hauptzugspannungen in der Nähe des Lasteinleitungsbereichs des Kopfbolzens am größten sind und die Höhe der Betonzugfestigkeit erreichen. Der Bereich mit den größten Hauptzugspannungen läuft mit zunehmendem Abstand vom Kopfbolzen schräg zur Bauteiloberfläche hoch. Mit Erreichen zuvor beschriebener Verteilung und Höhe der Hauptzugspannungen wird die Bildung eines Ausbruchkegels forciert. So erklärt sich auch das Versagensbild, bei dem einerseits Biegerisse auftreten und andererseits auch die Bildung eines Ausbruchkegels zu beobachten ist.

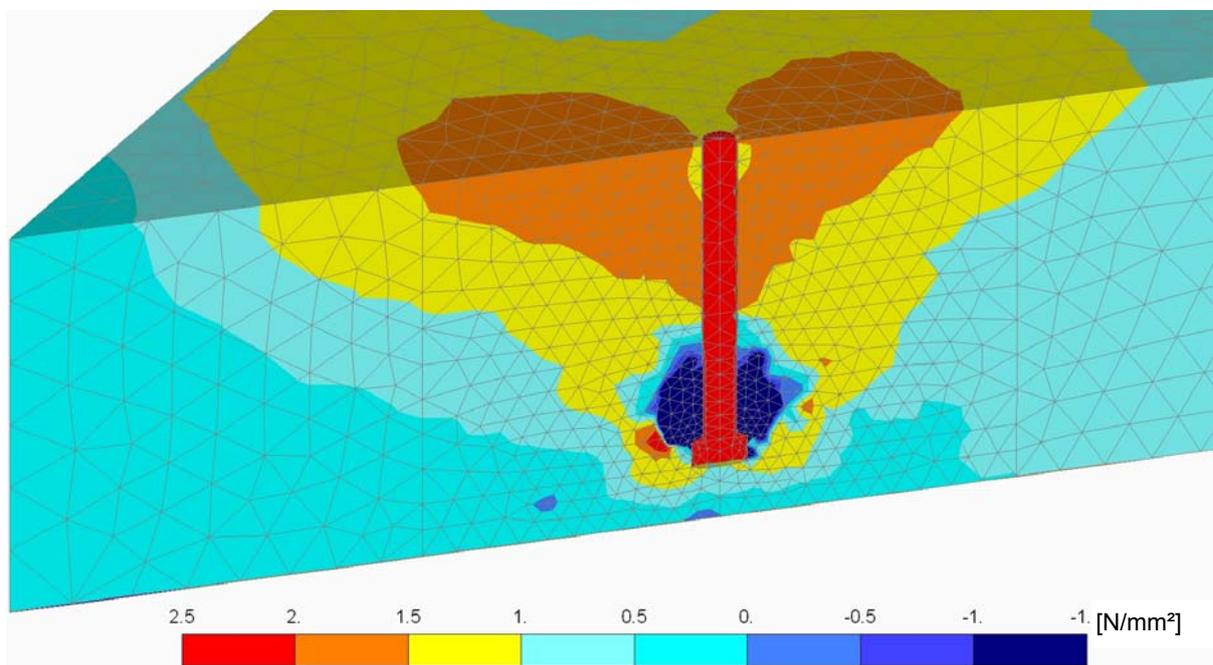


Abbildung 6.36: Verteilung der Hauptzugspannungen für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung, $h_{ef} = 120 \text{ mm}$, $c_1 = c_2 = 180 \text{ mm}$, $h = 150 \text{ mm}$, $N = 50 \text{ kN}$

Betrachtet man zum Vergleich die Hauptzugspannungen bei einer Bauteildicke von 300 mm bei einer Zugkraft am Kopfbolzen entsprechend der Höchstlast bei 150 mm (Abbildung 6.38), so erkennt man, dass in der Nähe des Kopfbolzens über eine Höhe entsprechend der Verankerungstiefe relativ hohe Zugspannungen auftreten, die jedoch die Zugfestigkeit nicht erreichen.

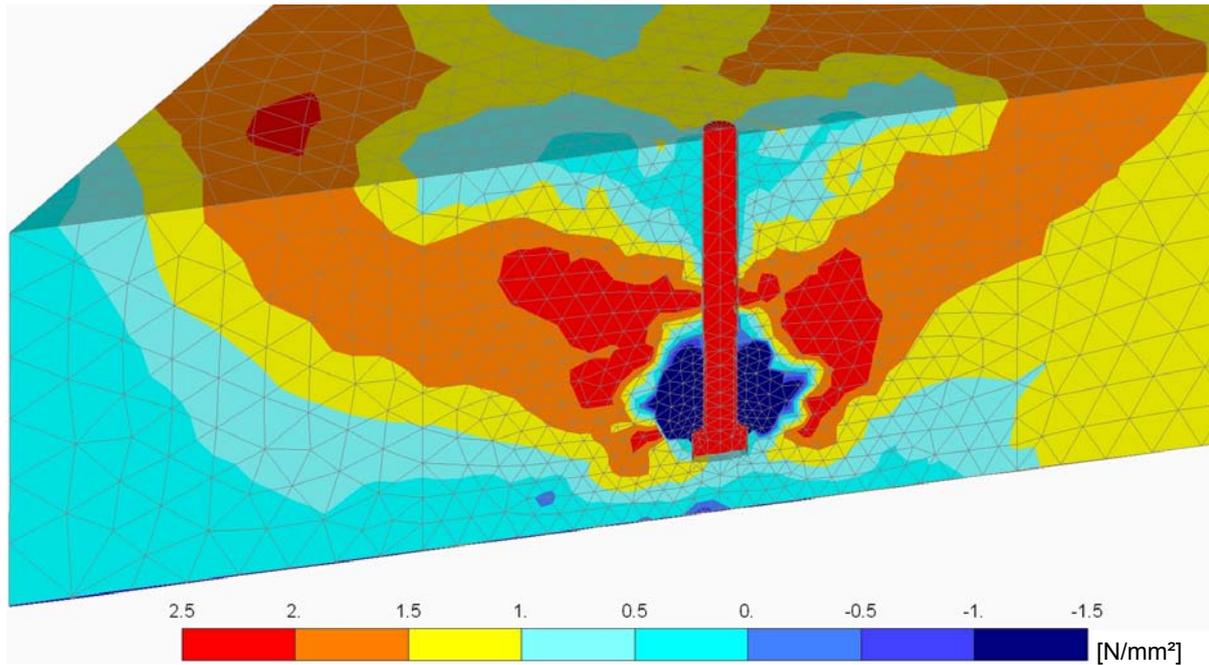


Abbildung 6.37: Verteilung der Hauptzugspannungen für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung und Höchstlast, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 150$ mm, $N = N_u = 75,3$ kN

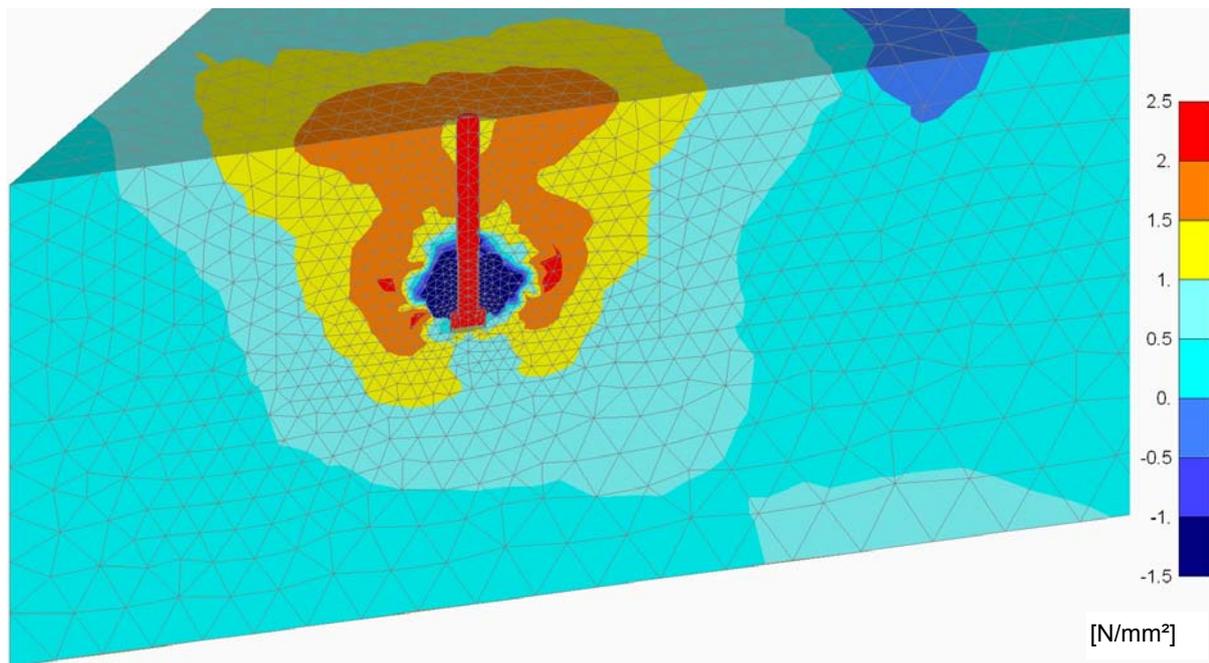


Abbildung 6.38: Verteilung der Hauptzugspannungen für Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung, $h_{ef} = 120$ mm, $c_1 = c_2 = 180$ mm, $h = 300$ mm, $N = 75,3$ kN (Höchstlast von $h = 150$ mm)

Abbildung 6.39 zeigt die Hauptzugspannungen bei der größeren Bauteildicke von 300 mm und der zugehörigen Höchstlast. Die Verteilung unterscheidet sich nicht wesentlich von derjenigen der kleineren Bauteildicke bei derer (kleineren) Höchstlast (Abbildung 6.37).

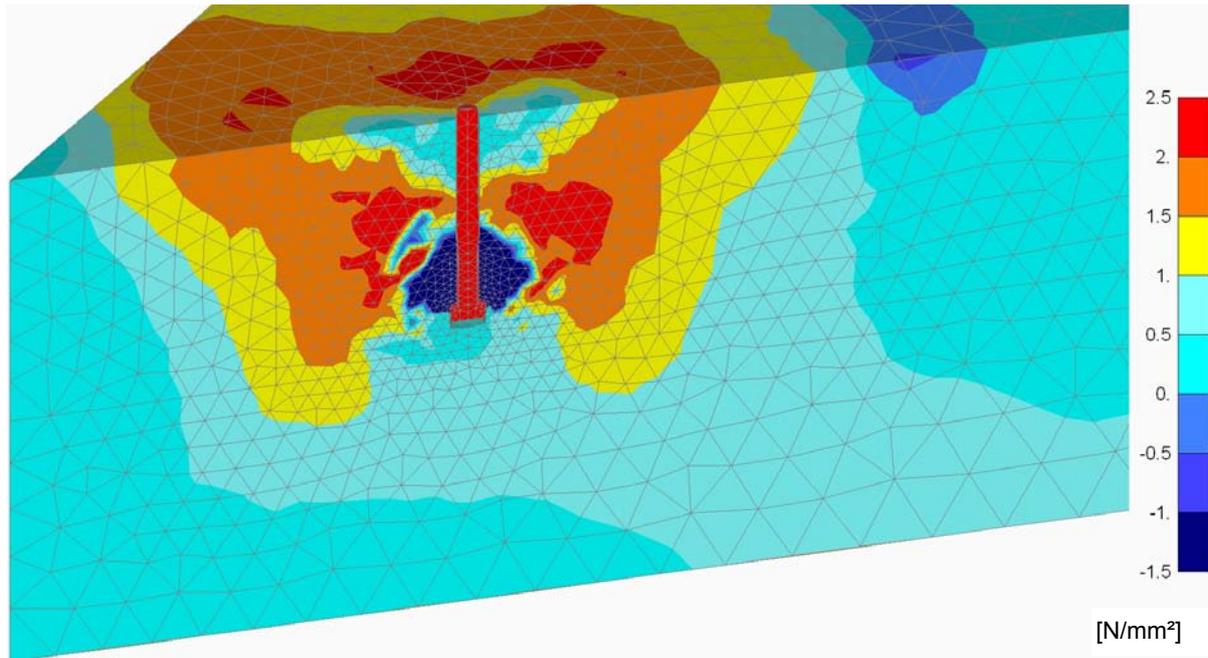


Abbildung 6.39: Verteilung der Hauptzugspannungen für einzelnen Kopfbolzen KB1 in der Ecke bei weiter Abstützung und Höchstlast, $h_{ef} = 120 \text{ mm}$, $c_1 = c_2 = 180 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$, $N = N_u = 105,4 \text{ kN}$

Das Auftreten von Biegerissen bei den Eckversuchen im Zulassungsverfahren hat zur Folge, dass die Querschnittsfläche, in der sich die Spannungen aus der Biegebeanspruchung verteilen können, mit Fortschreiten der Rissbildung zunehmend kleiner wird. Daher ist ab Beginn der Biegerissbildung keine wesentliche Steigerung der Zugkraft am Befestigungsmittel mehr möglich. Dies ist auch aus dem Zusammenhang zwischen der Zugspannung im Querschnitt und der Zugkraft am Befestigungsmittel ersichtlich (Abbildung 6.16). Nach Erreichen der maximalen mittleren Spannung ist nur noch eine geringfügige Steigerung der Zugkraft am Befestigungsmittel möglich. Das Versagen der Befestigung ist somit eine Folge des Biegebruchs des Bauteils. Die Zugkraft am Befestigungsmittel bei Bildung des Ausbruchkegels wird daher von derjenigen Zugkraft bestimmt, die die Bildung von Biegerissen im Bauteil bewirkt. Folglich hängt die Höchstlast des Befestigungsmittels von der Höchstlast bei Eintreten eines Biegebruchs des Bauteils ab. Zusammengefasst bedeutet dies für Befestigungsmittel, deren (eigentliche) Spaltbruchlast größer als die Betonausbruchlast ist, dass in den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens eine von der Bauteiltragfähigkeit abhängende Höchstlast ermittelt wird. Diese Höchstlast ist praktisch unabhängig von dem geprüften Produkt, was sich auch dadurch zeigt, dass sich alle vorliegenden Versuchsergebnisse von fünf stoffschlüssigen Produkten (Abschnitt 5.1.3.1) sowie zwei formschlüssigen Produkten (Abschnitt 5.2.3) gut durch ein produktunabhängiges Berechnungsmodell beschreiben lassen.

Abbildung 6.40 zeigt für einen Verbunddübel, dessen Spaltbruchlast größer als die Betonausbruchlast ist, wie groß im Eckversuch des Zulassungsverfahrens die Höchstlast des Modells „Biegeeinfluss“ in Bezug auf die Betonausbruchlast ist. In Abhängigkeit von Dübeldurchmesser und Verankerungstiefe beträgt die durch die Bauteiltragfähigkeit begrenzte Höchstlast des Verbunddübels zwischen 52 % und 80 % der Betonausbruchlast. Das bedeutet, obwohl bei diesem Typ von Befestigungsmittel die Spaltbruchlast nicht maßgebend ist, sind die erzielbaren Höchstlasten

ten bei den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens signifikant geringer als die Betonausbruchlast. Demzufolge wird bei der Auswertung der Zulassungsversuche ein charakteristischer Randabstand für Spalten ermittelt, der größer als die 1,5-fache Verankerungstiefe ist. Bei der Bemessung erfolgt dadurch eine Abminderung der Bemessungslast gegenüber der Versagensart Betonausbruch.

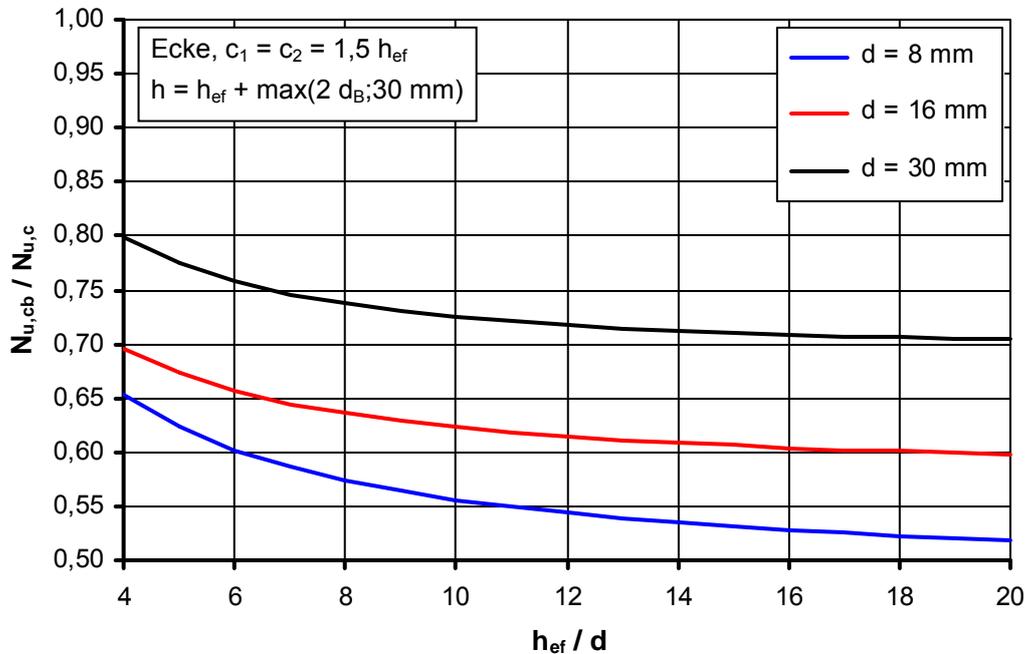


Abbildung 6.40: Verhältnis Höchstlast Modell „Biegeeinfluss“ zu Betonausbruchlast für Eckversuch mit Verbunddübel

Anders verhält es sich bei Befestigungsmitteln mit großer Spaltkraftentwicklung wie reibschlüssigen Befestigungsmitteln. Bei diesen kann auch bei weiter Abstützung die Höchstlast des (eigentlichen) Spaltversagens maßgebend werden (Abschnitt 5.3.1). Diese Höchstlast kann, insbesondere bei geringen Randabständen und kleinen Bauteildicken, geringer sein als die Höchstlast infolge eines Biegebruchs des Bauteils (Abbildung 6.4 und Abbildung 6.5). In diesem Fall erhält man aus den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens Erkenntnisse über die Tragfähigkeit des jeweiligen Produktes bei der Versagensart Spalten. Da die Höchstlast des Berechnungsmodells für die Versagensart Spalten stärker mit dem Randabstand ansteigt als diejenige des Berechnungsmodells für weite Abstützung (Biegeeinfluss), wird ab einem bestimmten Randabstand das letztere Berechnungsmodell maßgebend. Sofern die Mindestbauteildicke geringer als die charakteristische Bauteildicke des Berechnungsmodells „Biegeeinfluss“ ist, kommt es also zu einem Biegebruch, der die Höchstlast des Befestigungsmittels begrenzt. Für die Eckversuche des Zulassungsverfahrens bedeutet dies, dass auch für diesen Typ von Befestigungsmitteln die Höchstlast der randfernen Referenzversuche nicht erreicht werden kann, sofern diese bei größerer Bauteildicke durchgeführt wurden und durch Betonausbruch versagen.

6.4.2 Bewertung Bemessungsmodell der ETAG für Spaltversagen

Bei dem auf Basis der Untersuchungen von Kapitel 4 vorgeschlagenen Berechnungsmodell für die Versagensart Spalten steigt die Höchstlast mit einer negativ gekrümmten Funktion mit dem Randabstand an (Abbildung 6.41), sofern die Bauteildicke kleiner als die jeweilige charakteristische Bauteildicke ist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass zum einen die Bruchfläche mit dem Randabstand aufgrund eines zunehmenden Bruchwinkels weniger als linear ansteigt (Abschnitt 4.3), und zum anderen die aufnehmbare Spaltkraft wegen eines Maßstabeffektes (Abschnitt 4.5.4) weniger als linear mit der Bruchfläche anwächst. Weiterhin steigt die am Befestigungsmittel angreifende Zugkraft überproportional zur Spaltkraft an (Abschnitte 4.4.1, 4.5.1 und 4.6.1), was wiederum bewirkt, dass die Zugkraft bzw. Höchstlast weniger als linear mit der mit dem Randabstand zunehmenden maximal aufnehmbaren Spaltkraft ansteigt.

Das Bemessungsmodell der *ETAG 001-C* bzw. des *TR 029* für die Versagensart Spalten (Abschnitt 2.5.2.2) ist an das Modell für Betonausbruch angelehnt und weist daher eine positive Krümmung auf (Abbildung 6.41). Dadurch kann das Modell in einigen Bereichen unsichere Werte ergeben. Dies soll nachfolgend an einem (fiktiven) Beispiel mit einer reibschlüssigen Befestigung illustriert werden.

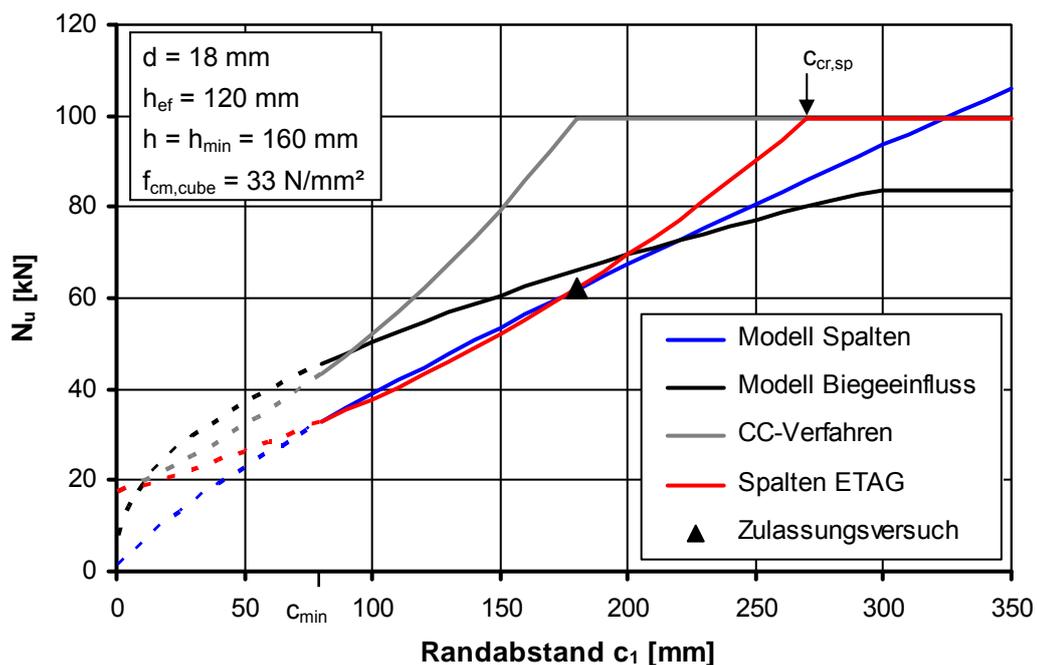


Abbildung 6.41: Reibschlüssiger Einzeldübel in der Ecke, $h = h_{min}$, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen und Bestimmung von $c_{cr,sp}$ mittels Extrapolation aus Höchstlast bei $c = 1,5 h_{ef}$

Der fiktive Dübel hat eine Verankerungslänge von 120 mm, die minimale Bauteildicke beträgt 160 mm und der minimale Randabstand 80 mm. Dieser Dübel erreicht bei den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens, die bei einem Randabstand von 180 mm ($1,5 h_{ef}$) durchgeführt werden, eine Höchstlast von 62 kN. Die Höchstlast ist somit etwas geringer als sie nach dem Berechnungsmodell „Biegeeinfluss“ zu erwarten.

ten wäre (Abbildung 6.41). Das bedeutet, für dieses Befestigungsmittel liegt ein Spaltversagen vor.

Das Versagen einer randfernen Befestigung bei einer Bauteildicke größer $2,25 h_{ef}$ erfolgt durch Betonausbruch. Die Bruchlast beträgt nach dem CC-Verfahren 99 kN. Wählt man den charakteristischen Randabstand für Spalten so, dass das Bemessungsmodell der ETAG für Spaltversagen durch die Höchstlast der Eckversuche verläuft, so beträgt der charakteristische Randabstand 270 mm (Abbildung 6.41).

Der Produktfaktor für das Berechnungsmodell Spalten (Abschnitt 4.4.2.11) ergibt sich zu 6,5 und entspricht damit in etwa dem Produktfaktor des für experimentelle Untersuchungen verwendeten Hülsendübels HD1 (Abschnitt 4.6.4.1). Dieses Modell erreicht die Höchstlast der randfernen Befestigung erst bei ca. 330 mm. Dadurch ergeben sich für das in dieser Arbeit vorgeschlagene Berechnungsmodell für Randabstände zwischen 190 mm und 330 mm geringere Höchstlasten als bei dem Modell der ETAG.

Trägt man für das gewählte Beispiel jedoch für einen Einzeldübel am Rand den Verlauf der beiden Modelle für Spaltversagen über dem Randabstand auf (Abbildung 6.42), so ergibt sich für den Randabstand c_{min} für das hier vorgeschlagene Berechnungsmodell für Spalten eine um ca. 15 % geringere Bruchlast als für das Modell der ETAG. Mit zunehmendem Randabstand nähern sich die Bruchlasten der beiden Modelle an, und ab einem Randabstand von ca. 150 mm liefern die beiden Modelle nahezu identische Höchstlasten.

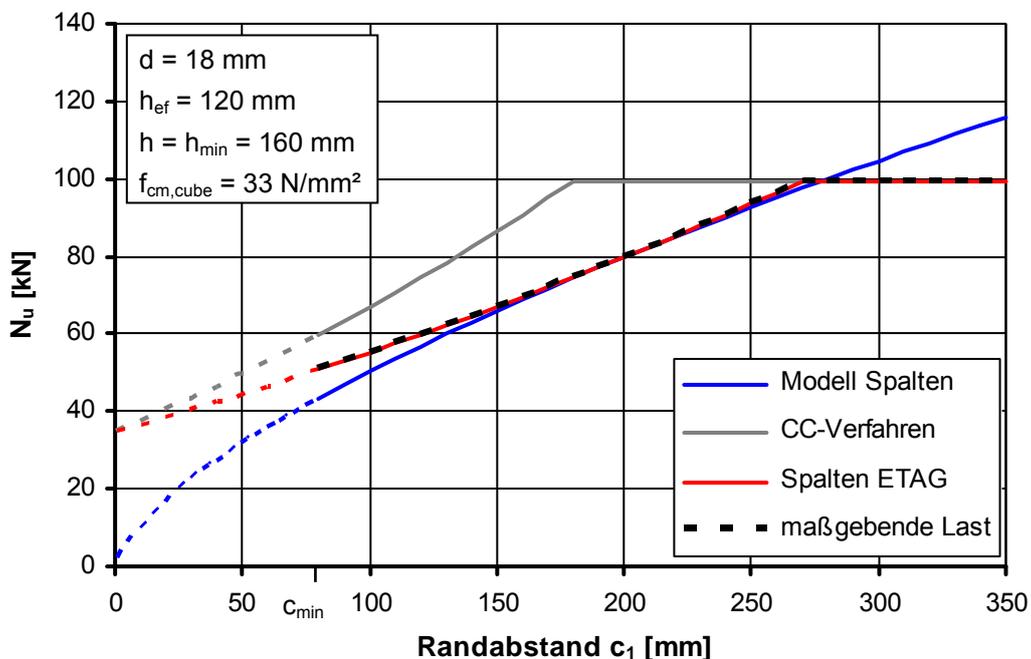


Abbildung 6.42: Reibschlüssiger Einzeldübel am Rand, $h = h_{min}$, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

Vergrößert sich für den Einzeldübel am Rand die Bauteildicke auf 220 mm, so ergeben sich bei dem ETAG-Modell für alle Randabstände bis zum Erreichen der Höchst-

last der randfernen Befestigung größere Höchstlasten (Abbildung 6.43). Teilweise ist die Höchstlast „Spalten“ nach ETAG größer als die Betonausbruchlast, so dass letztere ab einem Randabstand von ca. 200 mm bei der Bemessung maßgebend wird.

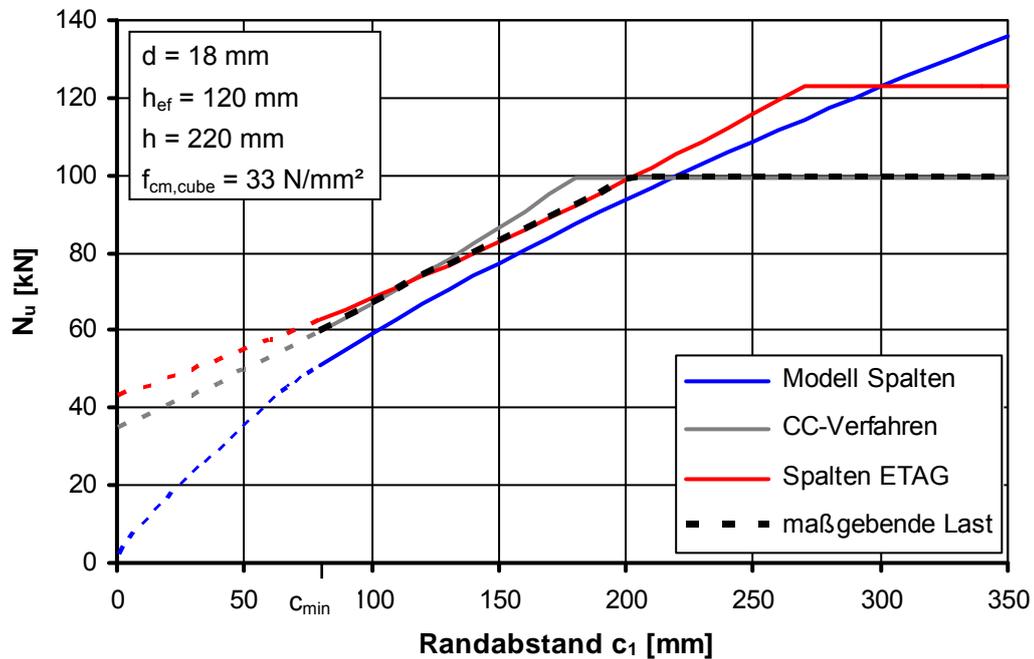


Abbildung 6.43: Reibschlüssiger Einzeldübel am Rand, $h = 220$ mm, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

Ähnlich verhält es sich für eine Gruppenbefestigung mit zwei in einem Abstand von 120 mm parallel zum Rand angeordneten Dübeln (Abbildung 6.44). Auch hier sind für alle Randabstände die Höchstlasten des ETAG-Modells größer als die des Berechnungsmodells Spalten aus Abschnitt 4.6.3.

In dem zuvor beschriebenen Beispiel wurden die Zulassungsversuche nur für einen Randabstand durchgeführt, obwohl in diesen Versuchen die Höchstlast eines randfernen Einzeldübel nicht erreicht wird. Der charakteristische Randabstand für das Bemessungsmodell der ETAG wurde mittels Extrapolation ermittelt. Gemäß *ETAG 001-1* ist vorgesehen, weitere Versuche mit größeren Randabständen durchzuführen. Würde man für den fiktiven Dübel des Beispiels den Randabstand der Eckversuche auf 240 mm vergrößern, so erhielte man in den Versuchen Höchstlasten von ungefähr 76 kN (Abbildung 6.45). Bei vorgenanntem Randabstand würde sich zwar eine Spaltbruchlast von 78 kN ergeben, da aber die Höchstlast des Berechnungsmodells Biegeeinfluss nur 76 kN beträgt, würde man in den Versuchen auch nur diese erreichen. Somit würde man auch bei diesem Randabstand die Bruchlast eines randfernen Einzeldübel nicht erreichen. Behilft man sich bei der Bestimmung des charakteristischen Randabstandes wiederum einer Extrapolation, so erhält man einen Wert von 300 mm.

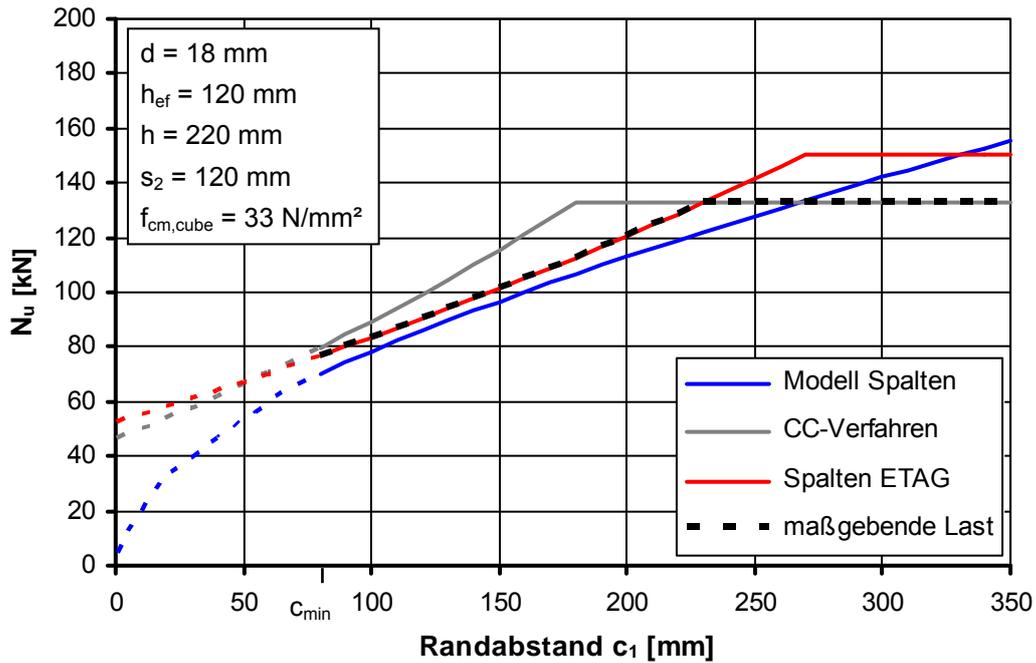


Abbildung 6.44: Reibschlüssige 2er-Gruppe parallel zum Rand, $h = 220 \text{ mm}$, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

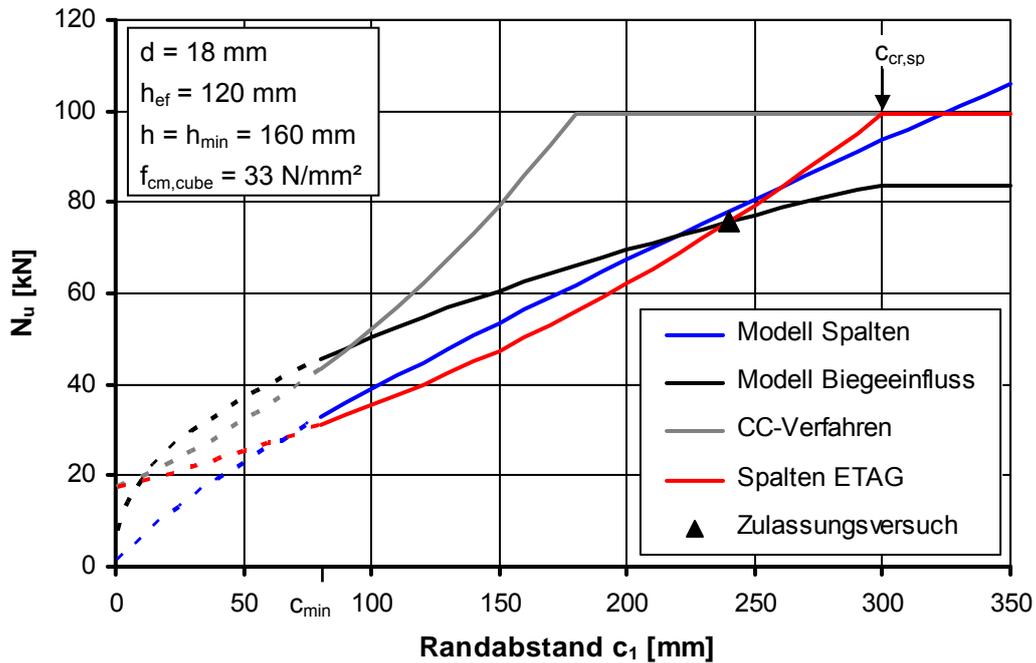


Abbildung 6.45: Reibschlüssiger Einzeldübel in der Ecke, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen und Bestimmung von $c_{cr,sp}$ mittels Extrapolation aus Höchstlast bei $c = 2,0 h_{ef}$

Für einen Einzeldübel am Rand mit einer Bauteildicke von 220 mm ergibt das Modell der ETAG auch mit dem größeren charakteristischen Randabstand für Randabstände bis ungefähr 160 mm größere Höchstlasten als die eigentliche Spaltbruchlast (Abbildung 6.46). Das Modell „Biegeeinfluss“ liefert ab einem Randabstand von etwa 180 mm geringere Lasten als die Modelle „Spalten“ und „Spalten ETAG“. Dies bedeu-

tet, dass bei Versuchen mit weiter Abstützung die Höchstlasten dieser Modelle nicht erreicht würden.

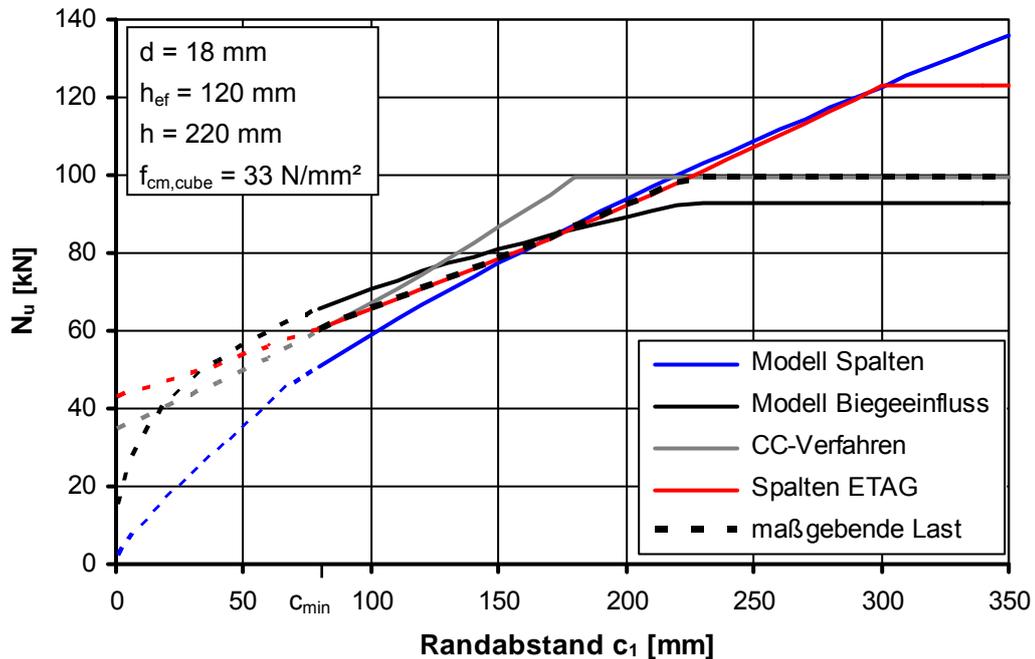


Abbildung 6.46: Reibschlüssiger Einzeldübel am Rand, $h = 220 \text{ mm}$, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

Für die Zweiergruppe mit zwei in einem Abstand von 120 mm parallel zum Rand angeordneten Dübeln unterscheiden sich die Höchstlasten der Modelle „Spalten“ und „Spalten ETAG“ fast nicht (Abbildung 6.47). Das Modell „Biegeeinfluss“ liefert jedoch wiederum bei größeren Randabständen, hier ab einem Randabstand von circa 190 mm, geringere Höchstlasten als die vorgenannten Berechnungsmodelle.

Für eine Vierergruppe am Rand zeigt sich dagegen ein ganz anderes Bild. Aus Abbildung 6.48 ist zu erkennen, dass hier die Spaltbruchlast ab einem Randabstand von ca. 50 mm immer größer ist als die Höchstlast für Betonausbruch nach dem CC-Verfahren. Für das Modell „Spalten“ der ETAG ergeben sich jedoch geringere Höchstlasten als nach dem CC-Verfahren, so dass das ETAG-Modell unwirtschaftlich gegenüber dem hier vorgestellten Berechnungsmodell ist. Die Höchstlasten des Modells „Biegeeinfluss“ sind bis zu einem Randabstand von ca. 200 mm größer als diejenigen des Modells „Spalten ETAG“ und bei größeren Randabständen kleiner.

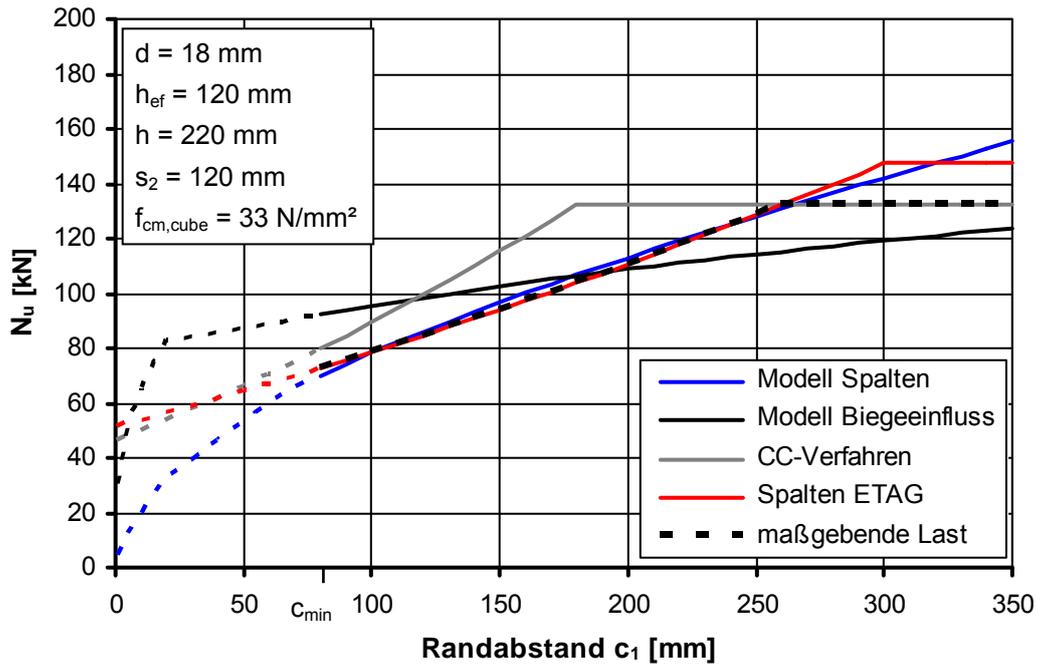


Abbildung 6.47: Reibschlüssige 2er-Gruppe parallel zum Rand, $h = 220$ mm, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

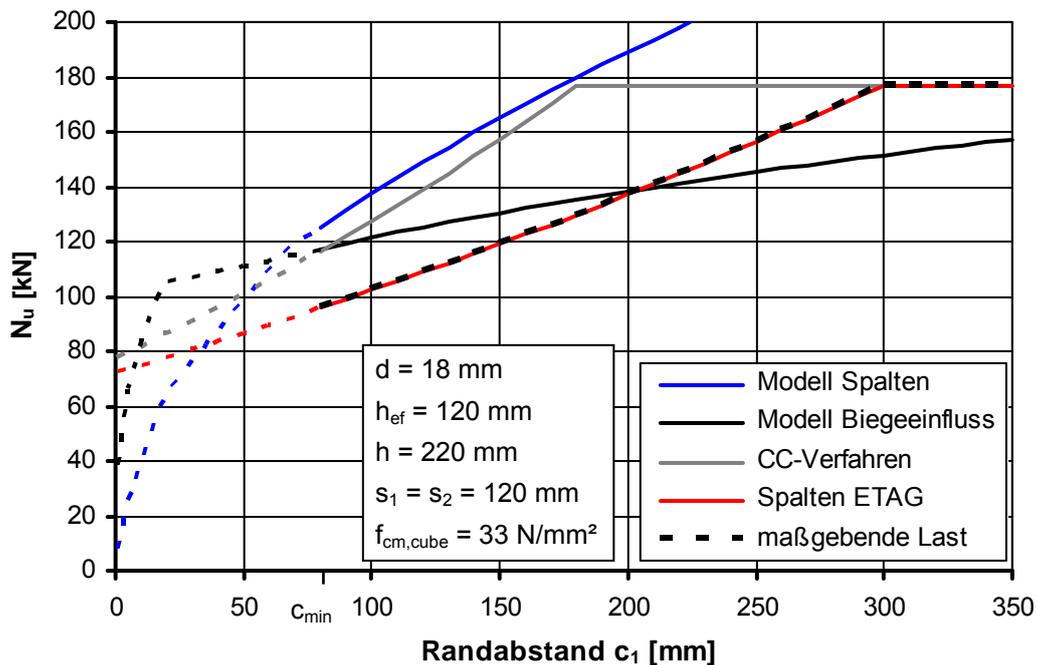


Abbildung 6.48: Reibschlüssige 4er-Gruppe am Rand, $h = 220$ mm, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

Als weiteres Beispiel wird ein fiktiver Verbunddübel der Größe M12 mit einer Verankerungstiefe von 120 mm betrachtet. Das Versagen eines randfernen Einzeldübel erfolgt durch Betonausbruch. Für die Versagensart Spalten wird von einem Produktfaktor von 13 ausgegangen. Dieser entspricht in etwa dem kleinsten in Versuchen (Abschnitt 4.4.3.1) ermitteltem Produktfaktor. Der Verlauf des Berechnungsmodells

für Spalten (Abschnitt 4.4.2.11) bei einer Bauteildicke von 150 mm, die der minimalen Bauteildicke entspricht, ist in Abbildung 6.49 dargestellt. Die Höchstlasten des Berechnungsmodells Spalten sind für alle relevanten Randabstände größer als die Betonausbruchlast. Das bedeutet, dass bei den Zulassungsversuchen die Betonausbruchlast nicht erreicht wird. Es wird maximal die Bruchlast des Berechnungsmodells „Biegeeinfluss“ erreicht. Für einen Randabstand von 180 mm beträgt diese ca. 58 kN, was nur etwa 60 % der Betonausbruchlast entspricht. Ermittelt man mittels dieses Wertes und des Berechnungsmodells Spalten der ETAG den charakteristischen Randabstand für Spalten, so ergibt sich dieser zu 287 mm. Würde man den Randabstand bei den Zulassungsversuchen weiter vergrößern, würden die ermittelten Höchstlasten bis auf einen Wert von 82 kN bei einem Randabstand von 360 mm anstiegen. Die Betonausbruchlast eines randfernen Einzeldübels würde nie erreicht (s. a. Kapitel 6.4). Das bedeutet, die Ermittlung des charakteristischen Randabstandes ist nur mittels Extrapolation möglich, und der charakteristische Randabstand ist umso größer, je größer der Randabstand ist, dessen in Versuchen ermittelte Höchstlast zugrunde gelegt wird. Aufgrund des unterschiedlichen Verlaufs der Modelle Spalten ETAG und „Biegeeinfluss“ ergeben sich ab demjenigen Randabstand, dessen Höchstlasten für die Extrapolation zugrunde gelegt wurden, für das Modell „Biegeeinfluss“ geringere Höchstlasten als für das Modell Spalten der ETAG.

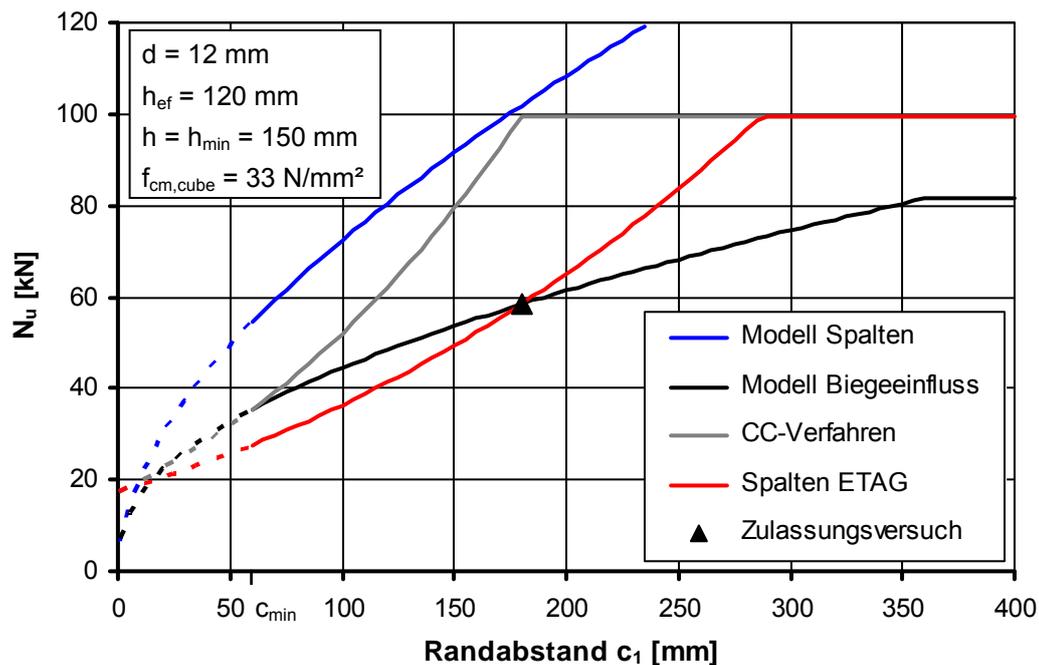


Abbildung 6.49: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, $h = h_{min}$, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen und Bestimmung von $c_{cr,sp}$ mittels Extrapolation aus Höchstlast bei $c = 1,5 h_{ef}$

Betrachtet man eine Zweiergruppe mit dem zuvor beschriebenen Verbunddübel und einer Bauteildicke von 220 mm, so ist zu erkennen, dass auch hier die Höchstlasten des Modells „Spalten“ immer größer als die des Betonausbruchs sind. Durch das Modell Spalten der ETAG kommt es dennoch zu einer Abminderung der Bemessungslast gegenüber dem CC-Verfahren, da die Betonausbruchlast erst bei einem Randabstand von ca. 230 mm erreicht wird. Das Modell „Biegeeinfluss“ liefert ab

einem Randabstand von ca. 110 mm geringere Bruchlasten als die nach den derzeitigen Modellen maßgebenden Lasten.

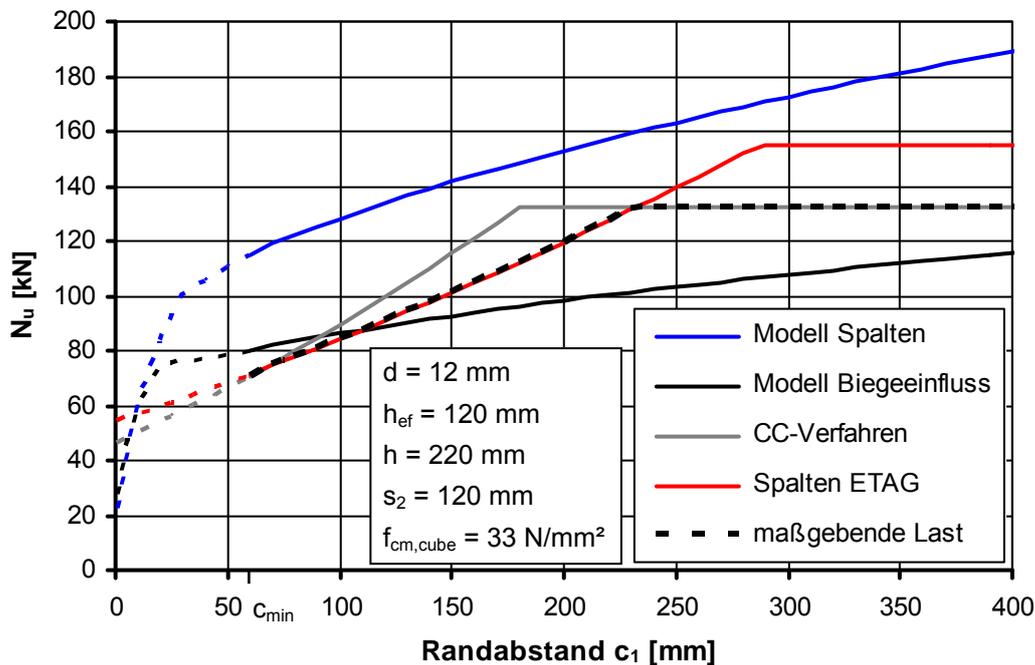


Abbildung 6.50: 2er-Gruppe aus Verbunddübeln parallel zum Rand, $h = 220$ mm, Vergleich der Berechnungsmodelle für Betonversagen

Zusammengefasst bedeutet dies für Befestigungsmittel mit hoher Spaltkraftentwicklung und folglich geringen Spaltbruchlasten, dass das Berechnungsmodell der ETAG gegenüber dem in dieser Arbeit vorgeschlagenen Berechnungsmodell für Spaltversagen (Abschnitt 4.7) je nach Anwendungsfall sowohl auf der unsicheren Seite als auch auf der sicheren Seite liegende Bemessungslasten ergibt. Das Berechnungsmodell der ETAG wurde mangels genauer Kenntnisse in Anlehnung an das CC-Verfahren gewählt und ist weder theoretisch begründet noch von Untersuchungen zum Versagen von Befestigungen nahe am Bauteilrand bei geringer Bauteildicke abgeleitet worden. Daher ist es wahrscheinlich, dass das hier vorgestellte Berechnungsmodell im Regelfall realistischere Höchstlasten liefert als das Modell der ETAG. Demzufolge ist das Bemessungsmodell der ETAG im Hinblick auf die tatsächlichen Spaltbruchlasten teilweise unsicher aber auch teilweise unwirtschaftlich.

Bei Befestigungsmitteln mit geringer Spaltkraftentwicklung und mit entsprechend hohen Spaltbruchlasten tritt bei den Versuchen zur Ermittlung des charakteristischen Randabstandes für Spalten des Modells der ETAG ein Bauteilversagen auf (Abschnitt 6.3), welches die Höchstlast der Befestigung begrenzt. Das Modell der ETAG für Spaltversagen liefert mit dem so ermittelten charakteristischen Randabstand gegenüber dem Modell für Spaltversagen aus Abschnitt 4.7 für alle Randabstände (deutlich) auf der sicheren Seite liegende Werte. Gegenüber dem für Betonversagen bei weiter Abstützung abgeleiteten Berechnungsmodell liefert das Modell der ETAG dagegen ab einem vom Anwendungsfall abhängenden Randabstand auf der unsicheren Seite liegende Werte.

6.4.3 Definition ungerissener Beton

Die derzeitige Regelung für ungerissenen Beton der *ETAG 001-C* sieht vor, dass im Bauteil keinerlei Zugspannungen auftreten dürfen (Abschnitt 2.5.1). Im Beton treten jedoch erst dann (sichtbare) Risse auf, wenn in einem bestimmten Volumen die Zugfestigkeit überschritten wurde. Die in Abschnitt 6.3.1 vorgestellten Ergebnisse zeigen jedoch, dass die Höchstlast bei Versagen durch Betonausbruch bereits dann vermindert ist, wenn ein Teil der Zugfestigkeit durch andere Einwirkungen ausgenutzt ist. Nach den in Abschnitt 6.3.1 beschriebenen theoretischen Überlegungen findet eine Abminderung der Höchstlast erst statt, wenn die Zugfestigkeit zu mindestens 44 % ausgenutzt ist. Hinsichtlich des Versagens durch Betonausbruch könnte man also (theoretisch) zulassen, dass die Zugfestigkeit in vorgenannter Höhe ausgenutzt ist, ohne dass eine (nennenswerte) Abminderung der Betonausbruchlast auftritt. Dies ist dadurch begründet, dass die den Betonausbruch verursachenden Zugspannungen gegenüber Zugspannungen aus Biege- oder Zwangsbeanspruchungen, welche in eine oder mehrere Richtungen einer Bauteilebene wirken, geneigt sind.

Bei anderen Versagensarten, wie Spalten und Betonkantenbruch, wirken die das Versagen hervorrufenden Zugspannungen jedoch ebenfalls in Richtung einer Bauteilebene. Das lässt vermuten, dass dann bereits eine Verminderung der Höchstlast auftritt, wenn die Zugfestigkeit nur zu einem sehr kleinen Teil ausgenutzt ist. Um für alle Versagensarten eine einheitliche Definition für ungerissenen Beton zu haben, ist die derzeitige Begrenzung der Spannungen im Bauteil sinnvoll.

Eine andere Regelung für die Definition von ungerissenen Beton findet sich in der US-amerikanischen Bemessungsnorm *ACI 318-11*. Dort kann ungerissener Beton angenommen werden, wenn unter Gebrauchslast (service load level) die Betonzugfestigkeit nicht überschritten wird. Es wird also unterstellt, dass Befestigungen die zu ungerissenem Beton zugehörigen Höchstlasten erreichen, solange im Gebrauchszustand keine Rissbildung auftritt. Gemäß den Untersuchungsergebnissen von Abschnitt 6.3.1 ist dieser Ansatz jedoch unsicher, da bereits durch das Vorhandensein von Zugspannungen eine Abminderung der Betonausbruchlast eintritt.

6.4.4 Bemessung Betonausbruch

Sofern im Bauteilquerschnitt keine Zugspannungen vorhanden sind oder diese zumindest kleiner als 44 % der Zugfestigkeit (siehe Abschnitt 6.4.3) sind, werden die Höchstlasten für ungerissenen Beton gemäß dem CC-Verfahren (Abschnitt 2.4.1.1), das auch Grundlage für die Bemessung nach *ETAG 001-C* bzw. *TR 029* ist, erreicht. Bei Versuchen mit einer Abstützweite von $4 h_{ef}$ ist dies im Allgemeinen für Bauteildicken größer $2,25 h_{ef}$ der Fall. Bei Befestigungen in der Ecke mit einem Randabstand im Bereich des charakteristischen Randabstandes tritt ein in Abschnitt 5.2.1.4 beschriebener Effekt auf, so dass in diesem Fall die Betonausbruchlast des CC-Verfahrens nicht ganz erreicht wird.

Wenn im Bauteil Zugspannungen vorhanden sind, muss von gerissenem Beton ausgegangen werden. Das bedeutet, dass nur risstaugliche Befestigungsmittel verwendet werden dürfen. Die Bemessung kann auch nach dem CC-Verfahren erfolgen, jedoch beträgt die Höchstlast nur 70 % von derjenigen im ungerissenen Beton (Ab-

schnitt 2.4.1.1). Es muss zudem eine Bewehrung vorhanden sein, die die Rissbreite auf einen zulässigen Wert begrenzt.

In der Baupraxis ist generell in Betonbauteilen, in denen Zugspannungen auftreten (können), nach den gängigen Normen eine Bewehrung zur Aufnahme dieser Zugkräfte anzuordnen. Diese übernimmt bei Rissbildung, welche auftritt, wenn die Zugtragfähigkeit des Betons überschritten wird, die Zugkräfte und begrenzt die Rissöffnung. Damit verringern sich die Zugspannungen im Beton, so dass nach *Eligehausen (1984)* die Tragfähigkeit einer Befestigung nur bis zu ihrer Tragfähigkeit im gerissenen Beton abfällt. Die in den Abschnitten 6.3 und 6.4 anhand von unbewehrtem Beton beschriebene Spannungumlagerung bzw. Verlagerung der Zugzone im Querschnitt findet dann nicht mehr in dem Maße statt. Auch bei geringer Bauteildicke verbleibt der Lasteinleitungsbereich des Befestigungsmittels bzw. der Bereich der Entstehung des Ausbruchkegels in der Druckzone des Betonquerschnitts.

6.5 Auswirkungen auf Anwendungen in der Baupraxis

Die maximal aufnehmbare Last einer Befestigung in der Baupraxis entspricht der Höchstlast derjenigen Versagensart, die den geringsten Wert aufweist. Betrachtet man nur ein Versagen des Ankergrundes Beton, so bedeutet das, dass eine Befestigung entweder durch einen kegelförmigen Betonausbruch oder durch Spalten des Betons versagt. Wie die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zeigen, kann je nach Befestigungsmittel und je nach den geometrischen Parametern der Befestigung die Höchstlast des Spaltversagens größer oder kleiner als die Höchstlast bei einem kegelförmigen Betonausbruch sein. In Abschnitt 6.1 wurde gezeigt, dass bei stoffschlüssigen Befestigungsmitteln die Spaltbruchlast in aller Regel größer als die Betonausbruchlast ist. Eine Ausnahme stellen sehr kleine Randabstände dar. Diese sind jedoch in der Praxis nicht zulässig, da minimale Randabstände einzuhalten sind, um ein Spalten bei der Montage zu verhindern (Abschnitt 2.5.2.3).

Da die Höchstlasten bei Spaltversagen und bei Betonausbruch von den einzelnen geometrischen Parametern unterschiedlich beeinflusst werden, ist es prinzipiell möglich, dass es Anwendungsfälle gibt, bei denen die Spaltbruchlast geringer als die Höchstlast bei Betonausbruch ist. Vergleicht man den Einfluss der einzelnen geometrischen Parameter auf die Höchstlasten, so kann man erkennen, dass dies tendenziell bei großen Verankerungstiefen, kleinen Bauteildicken und kleinen Dübeldurchmessern der Fall sein dürfte. Um abschätzen zu können, welche Größe die zuvor genannten Parameter annehmen müssen, wurden zahlreiche Varianten geprüft, bis ein Beispiel gefunden wurde, bei dem die Spaltbruchlast geringer als die Betonausbruchlast ist. Für das Modell „Spalten“ wurde dabei ein Produktfaktor von 13,4 zugrunde gelegt. Dies ist der kleinste Produktfaktor, der sich bei den experimentellen Untersuchungen ergeben hat (Abschnitt 4.4.3.1).

Für einen einzelnen Verbunddübel am Rand der Dübelgröße M12 und einer Verankerungstiefe von 240 mm ergeben sich bis zu einem Randabstand von ungefähr 570 mm geringere Spaltbruchlasten als Betonausbruchlasten (Abbildung 6.51). Auch bei einer Vierergruppe, deren Achsabstand in beiden Richtungen dem charakteristischen Achsabstand für Betonausbruch entspricht, ergeben sich bis etwa zu einem

Randabstand von 440 mm geringere Spaltbruchlasten. Dieses Beispiel hat für die Baupraxis jedoch wenig Relevanz, da bereits bei einem Randabstand von 40 mm die Spaltbruchlast so groß ist, dass die Stahlspannung der Ankerstange mehr als 1000 N/mm^2 beträgt. Dies ist mehr als die Zugfestigkeit gebräuchlicher Ankerstangen. Insgesamt kann man daher davon ausgehen, dass bei stoffschlüssigen Befestigungsmitteln ein Spaltversagen in der Baupraxis praktisch nicht maßgebend wird.

Dies gilt auch für formschlüssige Befestigungsmittel, obwohl diese eine höhere Betonausbruchlast aufweisen. Auch für die formschlüssigen Befestigungsmittel wurden zahlreiche Varianten geprüft. Es wurden dabei keine für die Baupraxis relevanten Anwendungsfälle gefunden, bei denen die Spaltbruchlast geringer als die Betonausbruchlast ist. Allgemein sind die Spaltbruchlasten formschlüssiger Befestigungsmittel auch bei kleinen Lasteinleitungsflächen relativ groß. Bei kleinen Randabständen und großen Verankerungstiefen dürfte zudem tendenziell eher ein Versagen durch seitlichen Betonausbruch (Blow-Out) maßgebend werden.

Dennoch wird bei experimentellen Untersuchungen mit weiter Abstützung die bei einem Betonausbruch zu erwartende Höchstlast vielfach nicht erreicht. Dies ist insbesondere bei einer geringen Bauteildicke der Fall. Die Ursache dafür sind die bei einer weiten Abstützung auftretenden Biegespannungen (Abschnitt 6.3). Diese werden, je nach Anordnung und Abstand der Abstützung, in unterschiedlicher Größe hervorgerufen. Zudem wurde in Abschnitt 6.3.1 gezeigt, dass Zugspannungen generell einen negativen Einfluss auf die Höchstlast bei Betonausbruch haben. Je nach Höhe der im Bauteil vorhandenen Zugspannungen können die aufnehmbaren Lasten von Befestigungen theoretisch bis auf null zurückgehen. Dies gilt allerdings für unbewehrte Betonkörper, die in der Baupraxis jedoch nahezu nicht vorkommen.

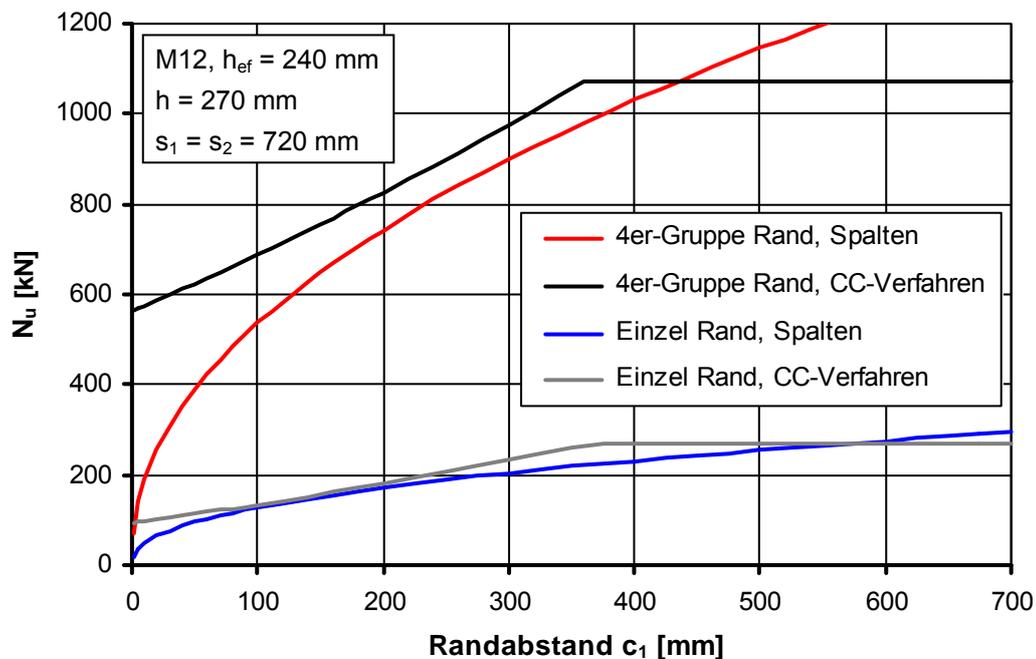


Abbildung 6.51: Höchstlasten für Anwendungsfälle von Verbunddübeln mit Spaltbruchlast geringer als Betonausbruchlast in Abhängigkeit vom Randabstand c_1

In der Baupraxis wird ein Betonbauteil durch eine zugbelastete Befestigung immer durch Biegung beansprucht, da die Zuglast aus der Befestigung in die Auflager des Bauteils geleitet werden muss. Die Höhe der durch die Last aus der Befestigung initiierten Biegespannungen hängt dabei von den Abmessungen des Bauteils, der Lage der Auflager des Bauteils und dem Ort der Befestigung im Bauteil ab.

Außerdem treten in dem Bauteil in aller Regel Zugspannungen aus weiteren Lastfällen auf. Die Höhe der in der Baupraxis auftretenden Zugspannungen hängt also von den individuellen Gegebenheiten des einzelnen Anwendungsfalles ab. Sie unterscheiden sich damit von den Zugspannungen, die bei experimentellen Untersuchungen auftreten. Da die Spannweite realer Bauteile in der Regel (deutlich) größer als die Spannweite bei Versuchen mit weiter Abstützung ist, ist dort auch das von der Last der Befestigung hervorgerufene Biegemoment und damit die Biegespannung im Bauteil größer. Damit die Lasten einer Befestigung sicher übertragen werden können, ist es (selbstverständlich) zunächst einmal Grundvoraussetzung, dass das jeweilige Bauteil neben den Schnittgrößen anderer Lastfälle auch die von der Last der Befestigung hervorgerufenen Schnittgrößen sicher aufnehmen kann.

Hinsichtlich der Bemessung von (zugbeanspruchten) Befestigungen unterscheidet die *ETAG 001-C* zwischen ungerissenem und gerissenem Beton (s. a. Abschnitt 2.5.1). Sofern der Nachweis für das Vorliegen eines ungerissenen Betons erfüllt ist, treten im Beton im Bereich der Befestigung keinerlei Zugspannungen auf. Damit ist sichergestellt, dass die Tragfähigkeit der Befestigung nicht negativ durch etwaige Zugspannungen beeinflusst wird. Die in der *ETAG 001-C* angegebene Bemessung für Betonausbruch und das in dieser Arbeit angegebene Berechnungsmodell für die Versagensart Spalten sind dann uneingeschränkt gültig. Bei den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens wird die Bedingung für ungerissenen Beton nicht erfüllt, und dementsprechend können dort auch die Höchstlasten geringer als bei Betonausbruch und Spalten sein.

Bei Versuchsdurchführung mit weiter Abstützung, und somit auch bei den Eckversuchen des Zulassungsverfahrens, wird die Bedingung für ungerissenen Beton nicht erfüllt, da aufgrund einer Biegebeanspruchung des Bauteils Zugspannungen im Bereich der Verankerungstiefe des Befestigungsmittels auftreten (Abschnitt 6.3). Diese können so groß werden, dass es zu einer Rissbildung kommt, die dann das Versagen der Befestigung forciert (Abschnitt 6.4.1). Dementsprechend können die Höchstlasten geringer als bei Betonausbruch oder Spalten sein.

Der Fokus dieser Arbeit ist auf randnahe Befestigungen gerichtet. Das impliziert praktisch das Vorliegen eines Flächentragwerks. Dies sind im Stahlbetonbau im wesentlichen Platten und Scheiben, wobei die Zuglast aus der Befestigung prinzipiell über eine Plattentragwirkung abgetragen wird. Die über die Befestigung eingeleitete Zugkraft wirkt senkrecht zur Spannrichtung und erzeugt in beiden Richtungen der Plattenebene Biegemomente. Es wirken damit bereits aus der Last der Befestigung Zugspannungen aus Bauteilbiegung in beide Richtungen der Plattenebene. Um dennoch die Bedingung für ungerissenen Beton (Abschnitt 2.5.1) zu erfüllen, müssen diese von anderen im Bauteil wirkenden Spannungen „überdrückt“ werden. Bei einer randnahen Befestigung liegt (mindestens) ein freier Bauteilrand vor, an dem in Richtung senkrecht zum Rand die Spannungen (zwangsweise) auf null zurückgehen

müssen. Mit Ausnahme von vorgespannten Bauteilen dürfte es damit in der Baupraxis für die allermeisten Anwendungsfälle nicht möglich sein, den Nachweis für ungerissenen Beton (Gleichung 2.16) zu erbringen.

Zudem befindet sich bei biegebeanspruchten Bauteilen mit einer Bauteildicke kleiner als die zweifache Verankerungstiefe grundsätzlich ein Teil der Verankerungstiefe innerhalb der Zugzone des Querschnitts. Aus diesen Überlegungen heraus ist folglich in aller Regel von gerissenem Beton auszugehen.

Das bedeutet, dass nur risstaugliche Befestigungsmittel verwendet werden dürfen, und dass die Bemessung für gerissenen Beton zu erfolgen hat. Die Bildung von Spaltrissen stellt bei der Verwendung von risstauglichen Befestigungsmitteln kein Problem dar, sofern eine Bewehrung vorhanden ist, die die Rissbreite auf einen für das Befestigungsmittel zulässigen Wert begrenzt. Werden die derzeitigen Regelungen der *ETAG 001-C* bzw. des *TR 029* korrekt angewendet, kann, wie in Abschnitt 6.4.4 erläutert, die Tragfähigkeit nicht unter die Betonausbruchlast für gerissenen Beton abfallen.

Zusammengefasst bedeutet dies, dass bei ausreichender Bewehrung, der Verwendung risstauglicher Befestigungsmittel und der Bemessung für gerissenen Beton, unabhängig von den im Bauteil vorhandenen Zugspannungen, gewährleistet ist, dass die Höchstlast des individuellen Anwendungsfalles mit ausreichender Genauigkeit auch den Rechenwerten, der anhand experimenteller Untersuchungen abgeleiteten Berechnungsmodelle, entspricht.

Allerdings ist eine Reihe der am Markt erhältlichen Befestigungsmittel nicht für die Verwendung in gerissenem Beton geeignet und hat dementsprechend nur eine Zulassung für den Einsatz im ungerissenen Beton. Diese Befestigungsmittel werden aber in nicht unerheblicher Anzahl verwendet. Es muss daher angenommen werden, dass diese Befestigungsmittel vielfach auch dann verwendet werden, wenn die Bedingung für ungerissenen Beton nicht erfüllt ist, und der entsprechende Nachweis nicht korrekt erbracht wurde.

Aufgrund der derzeitigen Regelung in der *ETAG 001-1* wird für Befestigungsmittel, deren Spaltbruchlast größer als die Betonausbruchlast ist, in den Eckversuchen der Zulassung eine für die jeweiligen geometrischen Parameter von der Bauteiltragfähigkeit abhängende Höchstlast ermittelt (Abschnitt 6.4.1). Da diese geringer als die Betonausbruchlast ist, ergibt sich ein charakteristischer Randabstand, der größer als der charakteristische Randabstand für Betonausbruch ist. Über das Bemessungsmodell der *ETAG 001-C* bzw. des *TR 029* für Spalten wird für diese Befestigungsmittel für randnahe Befestigungen eine gewisse Abminderung der Höchstlast gegenüber einem Versagen durch Betonausbruch herbeigeführt (Abschnitt 6.4.2).

In Bezug auf die Anwendung vorgenannter Befestigungsmittel in der Baupraxis ist die Höhe dieser Abminderung jedoch willkürlich und keineswegs zwingend auf der sicheren Seite liegend, da dort die erzielbaren Höchstlasten von den individuellen Gegebenheiten des jeweiligen Anwendungsfalles abhängig sind. Diese individuelle Tragfähigkeit der Befestigung kann man nur dann realitätsnah berücksichtigen, wenn

man die genaue Spannungsverteilung im Bereich der Befestigung kennt, und zudem der Einfluss dieser Spannungen auf die Tragfähigkeit der Befestigung bekannt ist. Das bedeutet, man benötigt für die Befestigung ein Bemessungsmodell, das die Höchstlast in Abhängigkeit von der im Bauteil vorhandenen Spannungsverteilung und der Höhe der Spannungen angibt.

Die Ermittlung der vorhandenen Spannungsverteilung stellt den durchschnittlichen Anwender jedoch vor eine Herausforderung. Er hat ein Flächentragwerk zu berechnen, das als Platte und gegebenenfalls zusätzlich als Scheibe beansprucht wird. Im Regelfall wird dies nur programm-gestützt mit Hilfe der Finite-Element-Methode möglich sein. Um dabei realitätsnahe Ergebnisse zu erhalten, ist es erforderlich, dass die Elemente des FE-Netzes im Bereich der Befestigung (Einzellast) eine geeignete Größe haben, und dass die Berechnungsergebnisse über einen sinnvollen Bereich gemittelt werden (Singularität).

Die Bemessung einer Befestigung auf dem zuvor beschriebenen Weg erscheint wenig praxistauglich, da die Bemessung sehr aufwendig und fehlerträchtig ist, und da dem Anwender eine geeignete FEM-Software zur Verfügung stehen muss.

Bei einigen Befestigungsmitteln, wie beispielsweise Metallspreizdübeln, kann die Spaltbruchlast auch geringer als die Betonausbruchlast sein. Auch bei diesen wird man bei randnahen Befestigungen, aus den zuvor beschriebenen Gründen, in aller Regel von gerissenem Beton ausgehen müssen. Sofern der Anwender dies macht, und außerdem eine ausreichende Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung vorhanden ist, ist eine Berücksichtigung des Spaltversagens bei der Bemessung nicht erforderlich. Ist die vorhandene Bewehrung ausreichend, um die Bauteiltragfähigkeit zu gewährleisten, aber nicht ausreichend, um die von dem Befestigungsmittel hervorgerufenen Spaltkräfte aufzunehmen, ist es jedoch erforderlich, die Bemessungslast der Befestigung auf die Spaltbruchlast zu begrenzen. Ebenso ist es bei diesen Befestigungsmitteln im Fall von ungerissenem Beton, bei tatsächlich erbrachtem Nachweis, notwendig, die Bemessungslast auf die Spaltbruchlast zu begrenzen.

Geht der Anwender dagegen von ungerissenem Beton aus, ohne den entsprechenden Nachweis korrekt erbracht zu haben, und es treten Zugspannungen im Beton auf, dann vermindern diese sowohl die Betonausbruchlast als auch die Spaltbruchlast. Wie auch bei den Befestigungsmitteln, deren Spaltbruchlast generell größer als die Betonausbruchlast ist, ist die Höchstlast der Befestigung dann von den individuellen Gegebenheiten des Anwendungsfalles abhängig, und sie kann nicht mit ausreichender Sicherheit vorausgesagt werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass man für Befestigungsmittel, deren Spaltbruchlast größer als die Betonausbruchlast ist, theoretisch auf eine Abminderung der Bemessungslast durch das in *ETAG 001-C* bzw. in *TR 029* enthaltene Bemessungsmodell „Spalten“ verzichten kann. Dazu müsste man allerdings erreichen, dass die vorgegebenen Anwendungsgrenzen für ungerissenen Beton in aller Regel exakt eingehalten werden. Bei Befestigungsmitteln, deren Spaltbruchlast für relevante Anwendungsfälle auch geringer als die Betonausbruchlast sein kann, ist es

hingegen erforderlich, die Spaltbruchlast bei der Bemessung in geeigneter Weise zu berücksichtigen.

6.6 Vorschlag zur Umsetzung der Erkenntnisse

6.6.1 Bemessung zugbeanspruchter Befestigungen

Da die Tragfähigkeit von Befestigungen durch im Ankergrund vorhandene Zugspannungen negativ beeinflusst wird, ist es notwendig, diese Zugspannungen bei der Bemessung einer Befestigung zu berücksichtigen. Dies geschieht nach der derzeitigen Regelung der *ETAG 001-C* durch die Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Beton. Wie im vorhergehenden Unterkapitel dargelegt wird, ist diese Unterscheidung auch grundsätzlich sinnvoll. Es muss jedoch davon ausgegangen werden, dass die Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Beton in der Baupraxis von dem Anwender nicht immer korrekt getroffen wird. Nachfolgend werden drei Fälle unterschieden und gegebenenfalls Vorschläge unterbreitet, wie die bestehenden Regelungen verbessert werden können.

Fall 1: Anwender geht von gerissenem Beton aus

Für den Fall dass der Anwender bei der Bemessung einer (randnahen) zugbeanspruchten Befestigung von gerissenem Beton ausgeht, was nach den Ausführungen des vorhergehenden Abschnitts der Regelfall sein sollte, ist gemäß der derzeitigen Regelung in der *ETAG 001-C* bzw. in dem *TR 029* keine Bemessung für die Versagensart Spalten erforderlich, sofern ausreichend Bewehrung vorhanden ist, um die auftretenden Spaltkräfte aufzunehmen und die Rissbreite auf 0,3 mm zu begrenzen. Der Annahme folgend werden risstaugliche Befestigungsmittel verwendet und die Bemessung hinsichtlich Betonausbruchs erfolgt für gerissenen Beton. Dieses Vorgehen ist auch nach den Ergebnissen dieser Arbeit sinnvoll und gewährleistet eine sichere Bemessung. Eine mögliche Verbesserung wäre eine genauere Angabe der Höhe der Spaltkraft des jeweiligen Befestigungsmittels, da diese bekannt sein muss, um beurteilen zu können, ob die auftretende Spaltkraft von der vorhandenen Bewehrung aufgenommen werden kann.

Die Ermittlung des produktabhängigen Zusammenhanges zwischen Spalt- und Zugkraft kann mit Hilfe der Funktionseignungsprüfung II (s. a. Abschnitt 3.2.11) erfolgen. Da bei der herkömmlichen Durchführung dieser Versuche die ermittelte Spaltkraft geringer ist, als bei einer Befestigung in einem realen Bauteil (s. a. Abschnitt 4.4.1) wird folgende Modifizierung der Versuchsdurchführung vorgeschlagen: Entweder wird während der Versuchsdurchführung ein 2 mm dickes Stahlblech in dem Spalt zwischen den Probekörperhälften belassen, oder es werden die beiden Probekörperhälften während der Montage des Befestigungsmittels ohne Abstandsblech gegeneinander gespannt. Durch dieses Vorgehen wird verhindert, dass während der Versuchsdurchführung ein Spalt zwischen den Probekörperhälften vorhanden ist, in den sich der Beton hinein ausdehnen kann.

Aus den zuvor beschriebenen Versuchen erhält man einen Zusammenhang, bei dem die Spaltkraft mit der Zugkraft in etwa parabelförmig ansteigt. Zur Vereinfachung wird vorgeschlagen, dass im Zulassungsbescheid ein linearer Zusammenhang zwischen

Spalt- und Zugkraft angegeben wird. Dieser kann, wie in Abbildung 6.52 dargestellt, aus der Höchstlast eines einzelnen randfernen Befestigungsmittels und der zugehörigen Spaltkraft aus dem FEP II-Versuch abgeleitet werden. Durch dieses Vorgehen ergeben sich etwas größere und damit auf der sicheren Seite liegende Spaltkräfte.

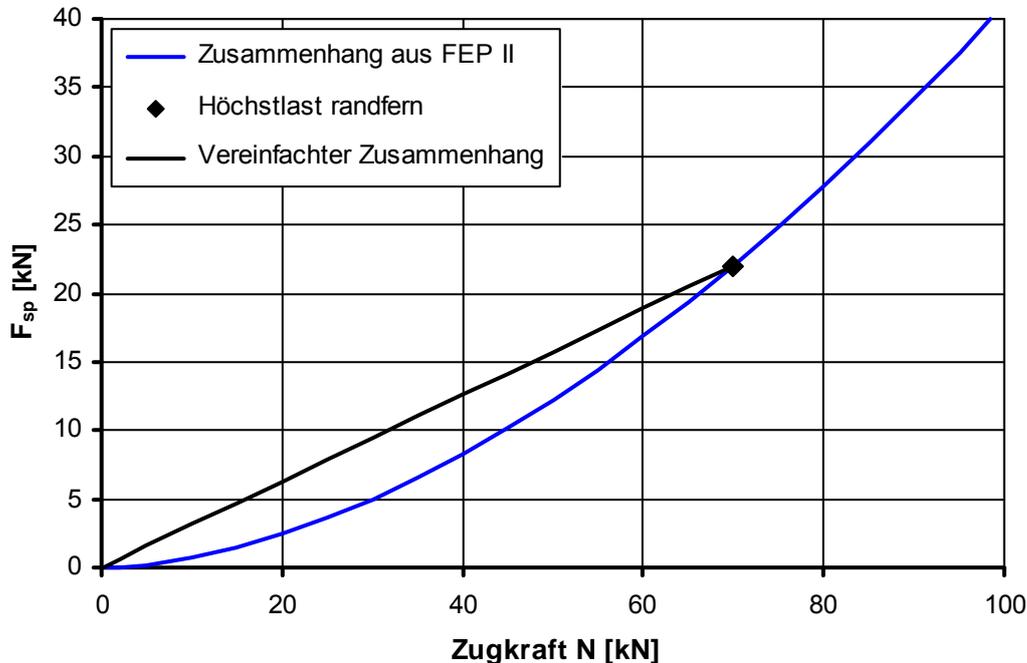


Abbildung 6.52: Ermittlung des Zusammenhanges zwischen Spalt- und Zugkraft

Die Bemessungslast der Befestigung ist durch die Höhe der Spaltkraft begrenzt, die von der vorhandenen Bewehrung aufgenommen werden kann. Eine Bemessung für die Versagensart Spalten wird nicht erforderlich.

Fall 2: Anwender geht von ungerissenem Beton aus, Annahme ist inkorrekt

Geht der Anwender hingegen von ungerissenem Beton aus, wobei der Nachweis jedoch nicht korrekt erbracht wurde, die Annahme also falsch ist, so kommt es nach der derzeitigen Regelung durch die Bemessung nach *ETAG 001-C* bzw. *TR 029* für die Versagensart „Spalten“ auch dann zu einer Abminderung der Höchstlast gegenüber der Betonausbruchlast, wenn die eigentliche Spaltbruchlast größer als die Betonausbruchlast ist. Dennoch erfolgt die Bemessung nicht unbedingt mit der geforderten und notwendigen Sicherheit, da die vorgenommene Abminderung, wie im vorhergehendem Unterkapitel erläutert, in Bezug auf die tatsächliche Tragfähigkeit des individuellen Anwendungsfalles willkürlich ist. Theoretisch wäre es möglich bei der Bemessung unter der Annahme von ungerissenem Beton die jeweilige Spannungsverteilung im Ankergrund zu berücksichtigen, um die tatsächliche Tragfähigkeit des individuellen Anwendungsfalles zu ermitteln. Wie ebenfalls im vorhergehenden Unterkapitel erläutert, ist dies jedoch kaum praktikabel. Allerdings würde dies den Anwender dazu zwingen, sich mit den im Bauteil vorhandenen Spannungen zu beschäftigen, was dann oftmals dazu führen dürfte, dass er erkennt, dass die Annahme von ungerissenem Beton für seinen Anwendungsfall nicht zulässig ist. Zudem würde die dann sehr aufwendige Bemessung für ungerissenen Beton dazu führen, dass

wahrscheinlich viele Anwender die einfachere Bemessung für gerissenen Beton wählen.

Da bei korrekter Unterscheidung zwischen ungerissenem und gerissenem Beton die Bemessung für ungerissenen Beton allenfalls für wenige Sonderfälle zulässig ist, könnte man auch dazu übergehen, bei der Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen generell von gerissenem Beton auszugehen.

Fall 3: Anwender geht von ungerissenem Beton aus, Annahme ist korrekt

Als letzte Variante bleibt noch der Fall, dass die Bedingung für ungerissenen Beton tatsächlich eingehalten wird. Dieser Fall dürfte nach den theoretischen Überlegungen des vorhergehenden Unterkapitels in der Baupraxis jedoch nahezu nie vorkommen. Bei diesem eher theoretischen Fall, können je nach Anwendungsfall die Versagensarten Betonausbruch oder Spalten maßgebend werden. Beide Versagensarten müssen also bei der Bemessung berücksichtigt werden. Für die Bemessung hinsichtlich der Versagensart Spalten wird vorgeschlagen, das in dieser Arbeit vorgestellte Berechnungsmodell zu verwenden, da damit eine realistischere Vorhersage der Spaltbruchlasten möglich ist, als dies bei dem derzeitigen Bemessungsmodell der ETAG der Fall ist.

Für die Anwendung des Berechnungsmodells (Abschnitt 4.7) muss der jeweilige Produktfaktor des Befestigungsmittels bekannt sein. Dieser ist daher im Zulassungsverfahren experimentell zu ermitteln. Um den Produktfaktor zuverlässig zu ermitteln wird eine Versuchsdurchführung mit enger Abstützung vorgeschlagen. Es bieten sich Versuche mit einem Einzeldübel am Rand an, wobei die Bauteildicke größer als die charakteristische Bauteildicke ist. Als Randabstand ist es sinnvoll, den minimalen Randabstand zu wählen, um bei den Versuchen ein Versagen durch Stahlbruch oder Herausziehen zu vermeiden. Der charakteristische Wert des Produktfaktors für die Bemessung kann durch Rückrechnung aus der Grundgleichung und dem 5%-Quantilwert der Höchstlasten einer Versuchsserie bestimmt werden. Der Produktfaktor ist für jede Dübelgröße zu ermitteln und im Zulassungsbescheid anzugeben.

Für die Bemessung ist in den jeweiligen Grundgleichungen für Verbunddübel sowie für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel die mittlere Betondruckfestigkeit durch die charakteristische Betondruckfestigkeit (z. B. nach Eurocode 2) zu ersetzen. Die Grundgleichungen des Bemessungsmodells ergeben sich dann folgendermaßen:

$$N_{Rk,sp}^0 = k_{P,k}(d) \cdot c_1^{3/7} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/6} \cdot h_{ef}^{1/2} \cdot f_{ck,cube}^{1/2} \quad [N] \quad \text{für Verbunddübel}$$

$$N_{Rk,sp}^0 = k_{P,k}(d) \cdot c_1^{2/3} \cdot (1,5 \cdot c_1 + h_{ef})^{1/2} \cdot h_{ef}^{1/3} \cdot f_{ck,cube}^{1/2} \quad [N] \quad \text{für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel}$$

Die Bemessungslasten der einzelnen Anwendungsfälle sind analog zum Berechnungsmodell mit den in Abschnitt 4.7 angegebenen projizierten Flächen und den Faktoren zu berechnen.

6.6.2 Spalten bei Montage: minimale Achs- und Randabstände

Die minimalen Achs- und Randabstände konventioneller Verbunddübel können, wie in Abschnitt 4.4.5 beschrieben, rechnerisch ermittelt werden. Dementsprechend kann im Zulassungsverfahren auf die Durchführung der Montageversuche verzichtet werden. Es muss jedoch der Reibungsfaktor bekannt sein. Dieser kann aus den Drehmoment-Versuchen ermittelt werden, die bereits derzeit im Zulassungsverfahren (nach *ETAG 001-5*) durchgeführt werden.

Für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel ist dagegen keine rechnerische Bestimmung der minimalen Achs- und Randabstände möglich, da die Höhe ihrer zu einer bestimmten Vorspannkraft zugehörigen Spaltkraft produktabhängig ist. Ferner ist für die zuvor genannten Befestigungsmittel der Zusammenhang zwischen der Last bei beginnender Rissbildung und der Höchstlast nicht bekannt. Daher ist es ebenfalls nicht möglich, aus der Höchstlast bei Spaltversagen auf die Vorspannkraft bei Erst-rissbildung zu schließen. Demzufolge ist es für form- und reibschlüssige Befestigungsmittel auch weiterhin erforderlich, die minimalen Achs- und Randabstände experimentell zu bestimmen.

7 Zusammenfassung

In der Befestigungstechnik werden mit Hilfe von Befestigungssystemen Lasten zwischen Bauteilen übertragen. Die Befestigungssysteme bestehen aus Befestigungsmitteln, deren Wirkprinzip auf Stoff-, Form- oder Reibschluss beruhen kann. In der vorliegenden Arbeit wird das Tragverhalten zugbeanspruchter Befestigungen mit einem geringen Abstand zu einem Bauteilrand untersucht. Dazu wurden sowohl experimentelle Untersuchungen als auch numerische Studien durchgeführt, wobei sich die Untersuchungen auf Versagen des Ankergrundes Beton beschränken. Dieses kann prinzipiell durch einen Betonausbruch oder durch die Bildung von Spaltrissen eintreten. Die Bildung von Spaltrissen kann nicht nur unter Last sondern auch bei dem Vorspannen während der Montage einer Befestigung auftreten.

Für experimentelle Untersuchungen mit zugbelasteten Befestigungen haben sich zwei unterschiedliche Versuchsmethoden etabliert: enge und weite Abstützung. Bei einer weiten Abstützung findet die Abstützung der Zugkraft in einem Abstand von (mindestens) der zweifachen Verankerungstiefe zum Befestigungselement statt. Dies gewährleistet, dass sich ein vollständiger Ausbruchkegel ausbilden kann. Bei einer engen Abstützung werden dagegen die Reaktionskräfte aus der in das Befestigungsmittel eingeleiteten Zugkraft in unmittelbarer Nähe des Befestigungsmittels in eine Abstützplatte geleitet. Ein Versagen durch Betonausbruch kann nicht auftreten. Abgesehen von einem Stahlbruch beim Befestigungsmittel kann das Versagen entweder durch Herausziehen oder durch Spalten des Ankergrundes erfolgen. Die unterschiedlichen Versuchsaufbauten der experimentellen Untersuchungen sowie die Durchführung der numerischen Simulationen werden in Kapitel 3 beschrieben.

In Kapitel 4 werden Ergebnisse von Untersuchungen vorgestellt, die mit enger Abstützung durchgeführt wurden. Dadurch wurde gezielt Versagen durch Spalten des Betons hervorgerufen. Anhand von numerischen Studien wird zunächst für Verbunddübel der Einfluss aller wesentlichen Einflussgrößen ermittelt und ein Berechnungsmodell für das Spaltversagen abgeleitet. Die rechnerischen Höchstlasten dieses Berechnungsmodells werden mit den in Versuchen erzielten Höchstlasten verglichen, wobei sich eine gute Übereinstimmung zeigt. Weiterhin wird der in dem Berechnungsmodell unterstellte Einfluss der einzelnen Einflussgrößen mit zwei Berechnungsmodellen für Spaltversagen bei Übergreifungsstößen im Stahlbetonbau verglichen. Dabei zeigt sich, dass die nach dem in dieser Arbeit vorgestellten Modell berechneten Höchstlasten bei Spaltversagen von den unterschiedlichen Einflussgrößen in sehr ähnlicher Weise beeinflusst werden wie diejenigen von den Modellen für Übergreifungsstöße. Weiterhin wird aus dem Berechnungsmodell ein Ansatz abgeleitet, mit dem die zur Vermeidung von Spaltrissen bei der Montage erforderlichen minimalen Achs- und Randabstände von Verbunddübeln berechnet werden können.

Auch für formschlüssige Befestigungsmittel wurde anhand von Ergebnissen aus numerischen Untersuchungen mit Kopfbolzen ein Berechnungsmodell für Spaltversagen abgeleitet. In numerischen Untersuchungen mit Innendruck wurde gezeigt, dass die einzelnen Einflussgrößen die Höchstlasten von reibschlüssigen Befestigungsmitteln in sehr ähnlicher Weise wie bei formschlüssigen Befestigungsmitteln beeinflussen, und dass somit das Berechnungsmodell auch auf reibschlüssige Befes-

tigungsmittel angewendet werden kann. Dies bestätigt sich bei einem Vergleich mit Ergebnissen von Versuchen mit Metallspreizdübeln. Mit den in dieser Arbeit für die verschiedenen Arten von Befestigungsmitteln vorgestellten Berechnungsgleichungen wird der Einfluss der einzelnen Parameter auf die Tragfähigkeit einer Befestigung bei Spaltversagen realitätsnäher beschrieben als bei dem Bemessungsmodell der *ETAG 001-C* bzw. dem *TR 029*.

Da im Zulassungsverfahren gemäß der Richtlinie *ETAG 001-1* die Versuche zum Spaltversagen eines Befestigungsmittels mit weiter Abstützung durchgeführt werden, wird in Kapitel 5 das Tragverhalten randnaher Befestigungen bei weiter Abstützung näher untersucht. Zunächst werden dazu Ergebnisse numerischer Simulationen mit Verbunddübeln vorgestellt, aus denen wiederum ein Berechnungsmodell abgeleitet wird. Dieses wird dann mit den Ergebnissen experimenteller Untersuchungen, teilweise auch aus den Zulassungsverfahren verschiedener Produkte, verglichen, wobei sich zeigt, dass das Tragverhalten von dem Berechnungsmodell in realistischer Weise abgebildet wird.

Als weiterer Schritt wurden numerische Simulationen mit Kopfbolzen durchgeführt. Deren Ergebnisse zeigen, dass die Höchstlast von formschlüssigen Befestigungsmitteln bei weiter Abstützung von den gleichen geometrischen Einflussgrößen in sehr ähnlicher Weise beeinflusst wird wie bei Verbunddübeln. Der für Verbunddübel gefundene Berechnungsansatz wird daher auch mit Ergebnissen von Versuchen mit Hinterschnittdübeln verglichen. Dabei bestätigt sich, dass mit dem Berechnungsmodell auch das Tragverhalten formschlüssiger Befestigungselemente bei weiter Abstützung realitätsnah beschrieben werden kann. Die in Kapitel 5 beschriebenen Untersuchungen zeigen auch, dass sich der Versagensmechanismus von Verbunddübeln und Kopfbolzen zwischen enger und weiter Abstützung unterscheidet.

Ein Vergleich des Berechnungsansatzes mit Ergebnissen von Versuchen mit reibschlüssigen Befestigungsmitteln zeigt, dass diese zum Teil die Höchstlast des Berechnungsmodells für weite Abstützung nicht erreichen. Sofern dies der Fall ist, findet das Versagen mit sehr ähnlichem Versagensbild und Höchstlasten wie bei enger Abstützung statt. In der Folge kann zur Beschreibung der Ergebnisse von reibschlüssigen Befestigungsmitteln bei weiter Abstützung, je nach den jeweiligen geometrischen Parametern, zum Teil der Berechnungsansatz für enge Abstützung und zum Teil der Berechnungsansatz für weite Abstützung maßgebend werden.

In Kapitel 6 werden die bei enger und bei weiter Abstützung erzielten Untersuchungsergebnisse verglichen. Für stoff- und formschlüssige Befestigungsmittel zeigt sich dabei, dass deren Höchstlast bei enger Abstützung und Spaltversagen in aller Regel (deutlich) größer ist als bei weiter Abstützung. Dennoch wird bei weiter Abstützung, insbesondere bei geringen Bauteildicken, die rechnerische Betonausbruchlast nicht erreicht. Untersuchungen zur Klärung dieses Umstandes kommen zu dem Schluss, dass die bei weiter Abstützung auftretenden Biegespannungen eine Rissbildung verursachen, welche zu Spannungsumlagerungen im Bauteil und in deren Folge zu einer Verringerung der Betonausbruchlast führt. Dies bedeutet, dass die Höchstlast der Befestigung durch ein Bauteilversagen begrenzt wird. Weiterhin wird gezeigt, dass im Ankergrund vorhandene Zugspannungen generell die Tragfähigkeit zugbeanspruchter Befestigungen negativ beeinflussen.

Im Hinblick auf die derzeit im Zulassungsverfahren durchgeführten Versuche zum Spaltversagen bedeutet dies, dass für einige Befestigungsmittel bei Versuchen mit Einzeldübeln in der Bauteilecke und einer Versuchsdurchführung mit weiter Abstützung die eigentliche Spaltbruchlast nicht erreicht wird, sondern dass das Versagen der Befestigung in etwa mit der Höchstlast zusammenfällt, bei der die Biegetragfähigkeit des (unbewehrten) Bauteils erschöpft ist. Dies ist für Befestigungsmittel mit geringer Spaltkraftentwicklung, wie stoff- und formschlüssige Befestigungsmittel, regelmäßig der Fall, so dass bei diesen in den Versuchen lediglich eine von der Bauteiltragfähigkeit abhängende Höchstlast ermittelt wird, und keine Erkenntnis über die eigentliche Spaltbruchlast des geprüften Befestigungsmittels erlangt wird.

Da die im Ankergrund vorhandenen Spannungen einen Einfluss auf die Tragfähigkeit einer zugbeanspruchten Befestigung haben, ist es erforderlich, diese bei der Bemessung der Befestigung zu berücksichtigen. Derzeit geschieht dies durch die Unterscheidung zwischen gerissenem und ungerissenem Beton. Gemäß *ETAG 001-C* liegt nur dann ein ungerissener Beton vor, wenn in beiden Richtungen der Ebene des Bauteils über die Höhe der Verankerungstiefe der Befestigungsmittel keine Zugspannungen auftreten.

Im Hinblick auf die Anwendung von zugbeanspruchten Befestigungen in der Baupraxis wird in Kapitel 6 erläutert, dass im Ankergrund grundsätzlich Zugspannungen aus der durch die Befestigung eingetragenen Last und gegebenenfalls aus anderen Lastfällen vorhanden sind. Diese lassen sich in aller Regel nicht überdrücken, so dass die Bedingung für ungerissenen Beton nicht eingehalten werden kann. Das bedeutet, dass man nach den derzeitigen Regelungen bei der Bemessung von (randnahen) zugbeanspruchten Befestigungen praktisch immer von gerissenem Beton ausgehen muss. Die Ergebnisse dieser Arbeit bestätigen, dass dies auch grundsätzlich sinnvoll ist.

Jedoch sind am Markt nicht-risstaugliche Befestigungsmittel erhältlich, und diese werden auch in nicht unerheblicher Anzahl verwendet. Daher muss davon ausgegangen werden, dass vielfach die Bedingungen für ungerissenen Beton nicht eingehalten werden. In diesen Fällen hängt die Tragfähigkeit der Befestigung von den individuellen Gegebenheiten des einzelnen Anwendungsfalles ab. Aus diesen individuellen Gegebenheiten resultieren im Ankergrund im Bereich der einzelnen Befestigungsmittel Spannungen, deren Höhe und Verteilung ebenfalls individuell ist. Deren Ermittlung ist jedoch sehr aufwendig und eine Berücksichtigung bei der Bemessung einer Befestigung ist wenig praktikabel.

Für den Fall der inkorrekten Annahme eines ungerissenen Betons findet derzeit über das Bemessungsmodell der *ETAG 001-C* für „Spaltversagen“ bei randnahen Befestigungen eine im Bezug auf die individuellen Gegebenheiten des jeweiligen Anwendungsfalles willkürliche Abminderung der Betonausbruchlast statt. Dies garantiert nicht, dass es bei allen Anwendungsfällen zu einer sicheren Bemessung kommt. Daher muss es Ziel sein, die Anwender der Befestigungstechnik verstärkt dazu zu veranlassen, in korrekter Weise zwischen ungerissenem und gerissenem Beton zu unterscheiden.

8 Abstract (Englischsprachige Kurzfassung)

Anchorage systems are used to transfer loads between a wide range of elements in construction practice. The tension load transfer mechanisms for these systems are based on mechanical interlock, friction or bond. This dissertation investigates the performance of anchors loaded in tension, which are installed near to an edge of a concrete member. Both experimental and numerical studies were performed. Focus was placed on failure of the concrete member that serves as the anchorage material. This failure mode may occur by the formation of a cone-shaped breakout of the concrete or by the formation of splitting cracks in the concrete member. The latter may also take place during the installation when applying a torque moment to the anchor.

The mean ultimate load of anchors failing by concrete cone breakout can be predicted by the Concrete Capacity Method (*Fuchs/Eligehausen (1995)*). This design method is the basis of the European Technical Approval Guideline (*ETAG 001-C* issued by the European Organisation for Technical Approvals (EOTA)).

The design concept of the *ETAG 001-C* for the splitting failure mode is very similar to the design concept for concrete cone breakout; however, it requires knowledge of the characteristic edge distance for splitting. The characteristic edge distance for splitting depends on the specific anchor product considered. The edge distance is evaluated from the results of approval tests and is given in the corresponding European Technical Approval (ETA). At this edge distance, the anchor attains the resistance of an anchor without edge influences.

For experimental investigations of anchors loaded in tension, two testing methods are established: confined and unconfined tests. For unconfined tests, the reaction support of the test rig is located at a distance of at least two times the effective embedment depth away from the anchor. This ensures that an unrestricted concrete cone breakout is possible. For confined tests, concrete cone failure is suppressed by transferring the reaction forces into the concrete close to the anchor. In this case, steel failure of the anchor, anchor pull-out, or failure by the formation of splitting cracks in the concrete can occur. The different test methods used for the experimental investigations and the realisation of the numerical studies are described in Chapter 3.

Results of confined tests are presented in Chapter 4. The confined test setup promotes splitting failure of the concrete member. First, the influence of the decisive parameters is identified by numerical studies and a calculation model is derived. The results of several experimental tests are then compared with the calculated ultimate loads of the proposed calculation model. It is shown that the model agrees well with the experimental results. Furthermore, the calculation model is compared with two analytic models for the splitting failure of spliced reinforcing bars. It is shown that the ultimate load of the three approaches is affected by the main influencing factors in a similar way. Finally, an approach to determine the required edge distances and spacings for bonded anchors to avoid splitting when applying the installation torque is derived.

An analytic approach for calculating splitting failure for anchors that transfer tension load by mechanical interlock is derived from numerical studies. On the basis of the numerical studies, it is also demonstrated that the peak load at splitting failure for anchors that transfer tension load by friction is similarly affected by the main influencing factors as for anchors operating with mechanical interlock. Accordingly, the analytic approach can also be used for anchors operating via friction. This is confirmed by a comparison with experimental results for expansion anchors. The proposed approach for splitting failure considers for all anchor types the influence of the particular parameters in a more realistic way than the simplistic approach of the *ETAG 001-C* or the related Technical Report *TR 029*.

Because the tests related to splitting failure of the approval procedure of *ETAG 001-1* are unconfined tests, in Chapter 5 the load-carrying behaviour of anchors located near to an edge tested using unconfined tests is investigated. Initially numerical studies with bonded anchors were conducted. A calculation model for the ultimate load is derived from the results. A comparison of calculated ultimate loads with ultimate loads measured in tests for different products shows that the model describes the load-carrying behaviour in a realistic way.

As a further step, numerical simulations with headed studs were performed. The results show that the ultimate load of anchors functioning via mechanical interlock in unconfined tests is influenced by the same geometric parameters and in a similar way as for bonded anchors. Therefore, the calculation model developed for bonded anchors is compared with the results of tests of undercut anchors. The comparison confirms, that the load-carrying behaviour of anchors operating via mechanical interlock can be characterised by the model in a realistic way. The investigations of Chapter 5 disclose also that the failure mechanism of bonded anchors and anchors functioning via mechanical interlock differ between confined and unconfined tests.

A comparison of the calculation model with test results of anchors that transfer tension load via friction shows that these anchors partly do not attain the ultimate load of the calculation model for unconfined test setup. In this case, the failure mechanism and the ultimate load are very similar to confined tests. Depending on the relative geometrical parameters, the load-bearing behaviour of anchors that transfer tension load via friction in unconfined tests can be partly described by the model corresponding to unconfined tests, but partly the model for splitting failure identified by investigations with a confined test setup is more suitable.

In Chapter 6, the results obtained with the confined and unconfined test setups are compared. For the case of anchors operating via mechanical interlock or bond, it is shown that the maximum load obtained from the confined test setup is in general (much) larger than for the unconfined test setup. Nevertheless, in many cases the ultimate load of a concrete cone breakout is not attained when using an unconfined test setup; particularly when the concrete member thickness is small. Investigations to explain this behaviour indicate that the bending stresses, that occur as a result of the unconfined test setup, cause bending cracks and subsequently a rearrangement of the stresses in the concrete member.

As a consequence the capacity of the concrete cone breakout decreases. This means the ultimate load of the anchorage is limited by the failure of the concrete member. Furthermore, it is shown that, in general, tension stresses in the base material affect the ultimate load capacity of anchors loaded in tension negatively.

Consequently, in current approval tests for splitting failure, for many types of anchors the actual splitting failure load is not achieved in the unconfined test with a single anchor in the corner of a concrete test member. The failure of the anchors occurs at a load corresponding to the bending load capacity of the (unreinforced) concrete member. This is typically the case for anchors that generate moderate splitting forces like anchors function via mechanical interlock or bond. Therefore the approval test procedure provides the bending capacity of the concrete member rather than the desired splitting failure capacity of the anchor.

Since the stresses present in the anchorage material influence the load-bearing behaviour of a tensioned anchor, it is necessary to consider these stresses during the design of the anchorage. At present, this takes place by the differentiation between cracked and non-cracked concrete. According to *ETAG 001-C*, non-cracked concrete only exists if in both directions of the plane of the member no tensile stresses exist over the entire embedment depth of the anchor.

In Chapter 6 it is illustrated that tension stresses resulting from the tensioned anchor superpose with tension stresses induced by other loading conditions in a structure. Consequently, the conditions required for non-cracked concrete can rarely be fulfilled. This means that according to current design regulations one must assume cracked concrete at nearly all times. The results of this paper confirm, that this is reasonable in general.

Nevertheless, a substantial number of anchors that are only suitable for non-cracked concrete are available on the market and they are used in large quantities. Therefore, it is to assume that in many cases the conditions required for non-cracked concrete are ignored. In these cases, the capacity of the anchorage depends on the specific conditions of the application, which determine the magnitude and distribution of the tension stresses in the region of the anchor. As argued in Section 6.5, accounting for these complex and application-specific stresses in the design of anchorages is seldom feasible.

In the case of an incorrect assumption of non-cracked concrete, the current design method for splitting failure of the *ETAG 001-C* imposes a reduction of the concrete cone capacity, which is arbitrarily in relation to the individual conditions of the particular application. Consequently, a safe design for all applications is not ensured. Therefore design professionals are encouraged to adopt the existing regulations of the *ETAG 001-C* to distinguish correctly between cracked and non-cracked concrete.

Literaturverzeichnis

ACI 318-11:

ACI 318-11: *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*. American Concrete Institute, 2011.

Appl (2009):

Appl, J. J.: *Tragverhalten von Verbunddübeln unter Zugbelastung*. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2009.

Asmus (1995):

Asmus, J.: *Einflussgrößen auf die Umsetzung der Zug- in Spaltkräfte formschlüssiger Befestigungsmittel*. Bericht Nr. 16/14-95/16, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1995.

Asmus (1999):

Asmus, J.: *Bemessung von zugbeanspruchten Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 1999/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1999.

Asmus (2007):

Asmus, J.: *Design Method for Splitting Failure Mode of Fastenings*. In: Proceedings of 2nd International Symposium on „Connections between Steel and Concrete“, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2007.

Bažant/Oh (1983):

Bažant, Z. P.; Oh, B. H.: *Crack Band Theory for Fracture of Concrete*. Materials and Structures, RILEM, 93(16), 1983, S. 155-177.

Bažant (1984):

Bažant, Z. P.: *Size effect in blunt fracture: Concrete, Rock, Metal*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, No. 4, 1984, S. 518-535.

Bažant/Prat (1988):

Bažant, Z. P.; Prat, P. C.: *Microplane model for brittle-plastic material, -parts I and II*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 114, No. 10, 1988, S. 1672-1702.

Bažant/Ožbolt (1990):

Bažant, Z. P.; Ožbolt, J.: *Nonlocal microplane model for fracture, damage and size effect in structures*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 116, No. 11, 1990, S. 2485-2504.

Bažant (1991):

Bažant, Z. P.: *Why continuum damage is non local: micromechanics arguments*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 117, No. 5, 1991, S. 1070-1087.

Bode/Hanenkamp (1985):

Bode, H.; Hanenkamp, W.: *Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung*. Bauingenieur 60, 1985, S. 361-367.

DeVries (1996):

DeVries, R. A.: *Anchorage of Headed Reinforcement in Concrete*. Dissertation, University of Texas at Austin, 1996.

DIN 976:

DIN 976, Teil 1: *Gewindebolzen - Metrisches Gewinde*. Deutsche Norm, Berlin, Beuth, 2002.

DIN 1045-1

DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Deutsche Norm, Berlin, Beuth, 2008.

DIN 1045-2:

DIN 1045-2: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. Deutsche Norm, Berlin, Beuth, 2008.

DIN 1045-3:

DIN 1045-3: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 3: Bauausführung*. Deutsche Norm, Berlin, Beuth, 2008.

DIN 1048-5:

DIN 1048-5: *Prüfverfahren für Beton, Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper*. Deutsche Norm, Berlin, Beuth, 1991.

Eibl/Iványi (1976):

Eibl, J.; Iványi, G.: *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 260, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn KG, 1976.

Eligehausen (1979):

Eligehausen, R.: *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB); Heft 301, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn KG, Berlin, 1979.

Eligehausen (1984):

Eligehausen, R.: *Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise*. In: Eligehausen, R.; Russwurm, D. (Herausgeber): *Fortschritte im Konstruktiven Ingenieurbau*, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn KG, Berlin, 1984.

Eligehausen et al. (1992):

Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallée, R.; Reuter, M.; Schimmelpfennig, K.: *Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung*. *Bauingenieur* 67, 1992, S. 183-196.

Eligehausen/Balogh (1995):

Eligehausen, R.; Balogh, T.: *Behaviour of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete*. *ACI Structural Journal*, Vol. 92 No. 3, 1995, S. 365-379.

Eligehausen/Mallée (2000):

Eligehausen, R.; Mallée, R.: *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

ETAG 001-1:

ETAG 001, Teil 1: *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, Part 1: Anchors in general*. European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Ausgabe 1997, geänderte Fassung November 2006.

ETAG 001-5:

ETAG 001, Teil 5: *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, Part 5: Bonded Anchors*. European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Ausgabe 2002, geänderte Fassung Februar 2008.

ETAG 001-A:

ETAG 001, Anhang A: *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, Annex A: Details of tests*. European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Ausgabe 1997, geänderte Fassung November 2006.

ETAG 001-C:

ETAG 001, Anhang C: *Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, Annex C: Design methods for anchorages*. European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Ausgabe 1997, geänderte Fassung August 2010.

Eurocode 2:

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, Beuth Verlag GmbH; Berlin, 2011.

Fuchs (1990):

Fuchs, W.: *Tragverhalten von Befestigungen unter Querlast in ungerissenem Beton*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 1990/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1990.

Fuchs/Eligehausen (1995):

Fuchs, W.; Eligehausen, R.: *Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen*, Beton und Stahlbetonbau 90, 1995, H. 1, S. 6-9; H. 2, S. 38-44; H. 3, S. 73-76.

Fuchs/Eligehausen/Breen (1995):

Fuchs, W.; Eligehausen, R.; Breen J.E.: *Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete*. ACI Structural Journal, Vol. 92 No. 1, 1995, S. 73-94.

Furche/Eligehausen (1991):

Furche, J.; Eligehausen, R.: *Lateral Blowout Failure of Headed Studs Near a Free Edge*. In: Senkiw, G. A.; Lancelot III, H. B.: *Anchors in Concrete - Design and Behavior*. ACI Publication, SP-130, S. 235-252, American Concrete Institute, Detroit, 1991.

Furche (1994):

Furche, J.: *Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug*. Dissertation, IWB Mitteilungen 1994/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1994.

Hillerborg (1983):

Hillerborg, A.: *Analysis of One Single Crack; Fracture Mechanics of Concrete*, edited by Wittmann, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam, 1983.

Hofmann (2005):

Hofmann, J.: *Tragverhalten und Bemessung von Befestigungen unter beliebiger Querbelastrung in ungerissenem Beton*. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2005.

Hofmann/Eligehausen (2002):

Hofmann, J.; Eligehausen, R.: *Lokaler Betonausbruch bei randnahen Befestigungen mit Kopfbolzen*. Bericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2002.

Hüer (2006/1):

Hüer, T.: *Versagensart Spalten – Versuche mit Verbunddübeln M12 mit enger Abstützung*. Bericht-Nr.: 06/09-02/76, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2006.

Hüer (2008):

Hüer, T.: *Rechnerische Ermittlung der minimalen Achs- und Randabstände für Verbunddübel*. Bericht-Nr.: fHW/04-08/03, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2008.

Leonhardt/Mönnig (1986):

Leonhardt, F.; Mönnig, E.: *Vorlesungen über Massivbau, Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau*. Teil 2, Dritte Aufl., Springer Verlag, Berlin, 1986.

Lieberum (1987):

Lieberum, K.H.: *Das Tragverhalten von Beton bei extremer Teilflächenbelastung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1987.

Mayer (1991):

Mayer, B.: *Funktionsersatzprüfungen für die Beurteilung der Eignung von kraftkontrolliert spreizenden Dübeln*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 1991/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1991.

Mayer (2002):

Mayer, U.: *Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 2002/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

Mészáros (2002):

Mészáros, J.: *Das Tragverhalten von Einzelverbunddübeln unter zentrischer Kurzzeitbelastung*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 2002/4, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

Model Code 90:

CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin D'Information Nr. 213/214, Comité Euro-International du Béton, 1993.

Model Code 2010:

fib Model Code for Concrete Structures 2010, Bulletin D'Information Nr. 65/66, International Federation for Structural Concrete, 2012.

Ožbolt (1995):

Ožbolt, J.: *Maßstabseffekt und Duktilität von Beton- und Stahlbetonkonstruktionen*. Habilitationsschrift, IWB-Mitteilungen 1995/2, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1995.

Ožbolt (1998):

Ožbolt, J.: *MASA – Macroscopic Space Analysis*. Bericht zur Beschreibung des FE-Programmes MASA, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1998.

Ožbolt (1999):

Ožbolt, J.: *Nonlocal fracture analysis - stress relaxation method*. Bericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999 (unveröffentlicht).

Ožbolt/Asmus/Jebara (1997):

Ožbolt, J.; Asmus, J.; Jebara, K.: *Dreidimensionale-Finite-Element-Analyse zur Versagensart Spalten durch Befestigungsmittel*. Bericht Nr. 16/22-97/23, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1997.

Ožbolt et al. (1999):

Ožbolt, J.; Mayer, U.; Vocke, H.; Eligehausen, R.: *Das FE-Programm MASA in Theorie und Anwendung*. Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. H.-W. Reinhardt, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1999, S. 272-293.

Ožbolt/Li/Kožar (2001):

Ožbolt, J.; Li, Y.-J.; Kožar, I.: *Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint*, International Journal of Solids and Structures (IJSS) 38, 2000/2001, S. 2683-2711.

Ožbolt et al. (2004):

Ožbolt, J.; Eligehausen, R.; Periškić, G.; Mayer, U.: *3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedment Depths*. In: Fracture Mechanics of Concrete Structures – Proceedings of the fifth international conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures, Vail, Colorado, USA, 12. - 16. April 2004. Ia - FraMCoS, 2004, S. 845 - 852, ISBN 0 - 87031 - 135 - 2.

Pukl et al. (1992):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ožbolt, J.; Eligehausen, R.: *Splitting of concrete, Part 1: Computer Simulation of Concrete Thick-Walled Rings with Internal Radial Pressure*. Bericht Nr. 16/2-92/5, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1992.

Pukl et al. (1993/1):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ožbolt, J.; Eligehausen, R.: *Splitting of concrete, Part 2: Computer Simulation of Concrete Specimens with Radial Splitting Force*. Bericht Nr. 16/5-93/1, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1993.

Pukl et al. (1993/2):

Pukl, R.; Schlottke, B.; Ožbolt, J.; Eligehausen, R.: *Splitting of concrete, Part 3: Non-Linear Computer Simulation of Concrete Members under Combined Loading*. Bericht Nr. 16/6-93/13, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1993.

Rucker/Brecht (2001):

Rucker, P.; Brecht, T.: *Verbunddübel - Spalten des Betons des Betons am Rand und in der Ecke (M8, M12, M24)*. Bericht-Nr. 01/01-02/37, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2001.

Sawade (1994):

Sawade, G.: *Ein energetisches Materialmodell zur Berechnung des Tragverhaltens von zugbeanspruchtem Beton*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 1994/4, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1994.

Simons (2007):

Simons, I. N.: *Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 2007/3, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2007.

Spieth (2002):

Spieth, H.: *Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 2002/3, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 2002.

Taylor (1938):

Taylor, G. I.: *Plastic strain in metals*. In: Journal of the Institute of Metals, 62, London, 1938, S. 307-324.

TR 029:

TR 029: *Design of Bonded anchors*. European Organisation for Technical Approvals (EOTA), Ausgabe 2007, geänderte Fassung September 2010.

VDI Richtlinie 2230:

VDI Richtlinie 2230: *Systematische Berechnung hochbeanspruchter Schraubenverbindungen*; Verein deutscher Ingenieure (VDI), Beuth Verlag, Berlin, 2003.

Weber (1979):

Weber, W.: *Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und Entwicklung des E-Moduls von Beton*. Veröffentlicht in Beton-Fertigteil-Technik, Heft 12, 1979, S. 753-756.

Zhao (1994):

Zhao, G.: *Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonausbruch*. Dissertation, IWB-Mitteilungen 1994/1, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Stuttgart, 1994.

Anhang A: Ergebnisse enge Abstützung

A1 Numerische Ergebnisse

A1.1 Verbunddübel

Tabelle A1: Einzelner Verbunddübel am Rand, n = 60

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	6	60	90	20	400	33	26,2	0,60
VB1	6	60	90	40	400	33	36,9	1,48
VB1	6	60	90	80	400	33	50,6	1,88
VB1	6	120	260	40	400	33	63,6	1,68
VB1	6	120	260	80	400	33	93,4	3,05
VB1	6	120	360	120	400	33	113,8	4,45
VB1	6	120	360	120	400	33	115,1	3,90
VB1	12	60	90	60	720	33	68,9	0,86
VB1	12	80	320	160	400	33	144,4	3,06
VB1	12	120	180	40	600	33	90,3	0,98
VB1	12	120	500	40	720	33	94,2	0,98
VB1	12	120	150	60	720	33	109,1	0,84
VB1	12	120	150	80	600	33	123,8	1,02
VB1	12	120	180	80	600	33	128,2	1,08
VB1	12	120	210	80	600	33	129,2	1,08
VB1	12	120	240	80	600	33	130,3	1,06
VB1	12	120	300	80	600	33	130,7	1,08
VB1	12	120	360	80	600	33	130,8	1,05
VB1	12	120	400	80	600	33	132,1	1,38
VB1	12	120	420	80	600	33	131,9	1,08
VB1	12	120	500	80	720	33	133,3	1,33
VB1	12	120	180	120	600	33	150,0	1,60
VB1	12	120	500	120	720	33	167,5	1,65
VB1	12	120	150	160	600	33	165,0	1,85
VB1	12	120	180	160	600	33	171,6	2,05
VB1	12	120	210	160	600	33	172,8	2,13
VB1	12	120	240	160	600	33	178,0	2,23
VB1	12	120	300	160	600	33	186,1	2,75
VB1	12	120	360	160	600	33	191,6	2,90
VB1	12	120	420	160	600	33	191,7	2,85
VB1	12	120	500	160	720	33	194,0	2,50
VB1	12	160	400	160	500	33	228,5	2,70
VB1	12	180	210	60	720	33	142,0	1,18
VB1	12	180	420	120	720	23	166,4	1,53
VB1	12	180	420	120	720	33	212,3	1,76
VB1	12	180	420	120	720	45	249,6	2,08
VB1	12	180	420	120	720	58	270,6	2,22
VB1	12	240	270	60	720	33	177,1	1,80
VB1	24	120	240	80	720	33	197,4	0,80
VB1	24	120	400	80	720	33	196,0	0,70

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Fortsetzung Tabelle A1

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	24	120	360	120	720	33	244,6	0,94
VB1	24	120	240	160	720	33	274,2	1,38
VB1	24	120	600	160	840	33	294,0	1,43
VB1	24	120	240	240	720	33	308,4	1,93
VB1	24	240	360	80	1500	33	330,6	1,30
VB1	24	240	300	160	960	33	441,9	1,58
VB1	24	240	360	160	960	33	460,8	1,45
VB1	24	240	420	160	960	33	468,6	1,65
VB1	24	240	480	160	960	33	470,3	1,65
VB1	24	240	600	160	960	33	471,0	1,60
VB1	24	240	360	240	1500	33	530,0	2,05
VB1	24	480	600	80	1500	33	537,2	2,38
VB1	24	480	600	120	1500	33	579,6	2,70
VB1	24	480	900	120	1500	33	580,0	2,78
VB1	24	480	600	160	1500	33	667,8	2,90
VB1	24	480	600	240	1500	33	790,8	3,58
VB1	24	480	600	480	1500	33	1075,3	4,90
VB2	12	120	180	40	600	33	71,0	0,63
VB2	12	120	180	80	600	33	76,3	0,63
VB2	12	120	180	120	600	33	77,2	0,63

Tabelle A2: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, n = 30

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	360	40	40	33	58,9	0,50
VB1	12	120	400	40	80	33	66,5	0,62
VB1	12	120	400	40	120	33	78,0	0,56
VB1	12	120	400	40	160	33	88,2	0,78
VB1	12	120	360	40	200	33	92,0	1,03
VB1	12	120	360	80	80	33	94,5	0,88
VB1	12	120	400	80	120	33	115,2	0,86
VB1	12	120	400	80	160	33	126,7	1,06
VB1	12	120	360	80	200	33	127,5	1,05
VB1	12	120	360	80	240	33	129,3	1,08
VB1	12	120	360	120	120	33	133,9	1,08
VB1	12	120	400	120	160	33	149,5	1,48
VB1	12	120	360	120	200	33	154,4	1,60
VB1	12	120	360	160	160	33	166,2	1,60
VB1	12	120	420	160	160	33	167,7	1,73
VB1	12	120	360	160	200	33	179,5	2,28
VB1	24	120	400	80	80	33	121,5	0,42
VB1	24	120	400	80	160	33	166,9	0,56
VB1	24	120	400	80	240	33	185,0	0,84
VB1	24	120	400	80	300	33	191,0	1,00
VB1	24	120	400	80	360	33	193,2	1,04

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Fortsetzung Tabelle A2

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	24	120	600	160	160	33	232,7	0,80
VB1	24	240	360	80	80	33	207,9	1,23
VB1	24	240	360	160	160	33	327,7	0,75
VB1	24	240	360	240	240	33	471,5	1,40
VB1	24	240	360	480	480	33	615,4	4,13
VB1	24	480	600	80	80	33	349,1	2,43
VB1	24	480	600	160	160	33	476,8	2,10
VB1	24	480	600	240	240	33	612,9	1,85
VB1	24	480	600	480	480	33	1076,7	5,18

Tabelle A3: Zweiergruppe parallel zum Rand, n = 45

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	6	120	260	80	400	40	33	138,1	2,33
VB1	6	120	260	80	400	80	33	142,8	2,16
VB1	6	120	260	80	400	120	33	153,4	2,70
VB1	6	120	260	80	400	160	33	166,5	2,78
VB1	6	120	260	80	400	200	33	181,3	2,25
VB1	12	120	400	40	600	40	33	142,3	1,03
VB1	12	120	400	40	600	80	33	158,8	0,92
VB1	12	120	400	40	600	160	33	185,9	0,80
VB1	12	120	400	40	600	240	33	183,2	0,84
VB1	12	120	400	40	600	320	33	182,4	0,84
VB1	12	120	400	40	600	400	33	183,1	0,90
VB1	12	120	400	80	480	20	33	153,2	0,88
VB1	12	120	400	80	600	40	33	187,8	1,13
VB1	12	120	400	80	600	80	33	203,8	1,06
VB1	12	120	400	80	600	120	33	210,3	1,03
VB1	12	120	400	80	600	160	33	226,2	1,02
VB1	12	120	400	80	600	200	33	246,8	0,88
VB1	12	120	400	80	600	240	33	270,0	1,06
VB1	12	120	400	80	600	320	33	269,2	1,06
VB1	12	120	400	80	600	400	33	268,7	1,06
VB1	12	120	400	120	600	80	33	256,0	1,00
VB1	12	120	400	120	600	160	33	279,4	1,22
VB1	12	120	400	120	600	240	33	303,4	1,28
VB1	12	120	400	120	600	320	33	328,7	1,73
VB1	12	120	400	120	600	400	33	330,3	1,78
VB1	12	120	400	160	480	20	33	231,6	2,50
VB1	12	120	400	160	600	40	33	276,7	1,33
VB1	12	120	400	160	600	80	33	296,7	1,38
VB1	12	120	400	160	600	160	33	313,2	1,54
VB1	12	120	400	160	600	240	33	333,2	1,72
VB1	12	120	400	160	600	320	33	368,0	2,12
VB1	12	120	400	160	600	400	33	384,6	2,38

Fortsetzung Tabelle A3

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	24	120	400	80	720	160	33	336,4	0,92
VB1	24	120	400	80	720	200	33	349,1	0,74
VB1	24	120	400	80	720	240	33	372,0	0,86
VB1	24	120	400	80	720	280	33	379,0	0,90
VB1	24	120	400	80	720	400	33	390,6	0,82
VB1	24	120	360	120	720	120	33	382,6	0,94
VB1	24	120	360	120	720	240	33	425,3	0,72
VB1	24	120	360	120	720	360	33	491,0	0,96
VB1	24	120	360	120	720	600	33	482,5	1,00
VB1	24	480	720	120	1500	120	33	967,4	2,73
VB1	24	480	720	120	1500	240	33	1030,0	2,70
VB1	24	480	720	120	1500	360	33	1151,0	2,86
VB1	24	480	720	120	1500	600	33	1133,2	2,63

Tabelle A4: Zweiergruppe senkrecht zum Rand, n = 6

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	600	80	600	40	33	279,4	1,34
VB1	12	120	600	80	600	80	33	282,0	1,28
VB1	12	120	600	80	600	160	33	283,4	1,20
VB1	12	120	600	160	600	40	33	347,9	2,52
VB1	12	120	600	160	600	80	33	366,9	2,56
VB1	12	120	600	160	600	160	33	385,4	2,34

A1.2 Kopfbolzen

Tabelle A5: Einzelner Kopfbolzen am Rand, n = 45

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	20	60	360	60	700	33	70,2	0,96
12	20	60	90	120	700	33	95,6	1,28
12	20	60	360	120	700	33	145,3	4,32
12	20	60	420	180	820	33	195,7	2,90
12	16,5	120	240	120	700	33	154,4	3,50
12	20	120	600	60	840	33	99,2	1,90
12	20	120	150	90	700	33	114,7	2,02
12	20	120	180	90	700	33	120,8	2,22
12	20	120	240	90	700	33	134,3	2,50
12	20	120	300	90	700	33	136,2	2,50
12	20	120	500	90	1000	33	127,4	2,38
12	20	120	150	120	700	33	132,6	2,28
12	20	120	180	120	1000	33	149,2	2,85
12	20	120	240	120	700	33	161,6	3,05
12	20	120	420	120	700	33	179,5	3,48
12	20	120	600	120	700	23	133,7	2,80
12	20	120	600	120	700	33	170,7	3,12
12	20	120	600	120	700	58	259,7	4,00
12	20	120	600	120	700	68	285,4	4,16
12	20	120	180	180	700	33	201,7	3,60
12	20	120	150	180	700	33	182,8	3,20
12	20	120	240	180	700	33	226,3	4,35
12	20	120	300	180	700	33	255,8	5,35
12	20	120	360	180	700	33	277,5	6,05
12	20	120	480	180	820	33	265,7	5,00
12	20	120	500	180	1000	33	275,2	5,95
12	20	120	600	180	700	33	274,9	5,45
12	20	120	600	240	700	33	362,1	7,55
12	25,6	120	240	120	700	33	180,5	2,70
12	30	120	480	180	900	33	291,9	3,85
12	40	120	480	180	900	33	331,0	3,58
12	20	180	480	120	700	33	188,1	4,18
12	20	180	210	120	700	33	230,6	5,20
12	20	180	480	180	840	33	252,1	5,32
12	20	180	240	180	820	33	302,8	6,76
12	20	240	540	120	700	33	214,3	5,50
12	20	240	270	120	700	33	283,2	7,75
12	20	240	540	180	840	33	309,0	8,00
12	20	240	300	180	840	33	372,5	10,20
12	20	240	600	240	840	33	455,1	12,30
24	40	120	800	180	900	33	318,8	1,73
24	40	240	1000	90	1000	33	250,2	1,99
24	40	240	600	180	1000	33	408,7	3,32
24	40	240	1000	270	1000	33	614,3	5,40
24	40	240	1000	360	1000	33	852,9	8,04

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A6: Einzelner Kopfbolzen in der Ecke, n = 29

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	20	120	600	60	60	33	66,5	1,00
12	20	120	600	60	120	33	75,6	1,30
12	20	120	600	60	240	33	96,0	1,75
12	20	120	600	120	120	33	131,2	2,14
12	20	120	600	120	240	33	146,7	2,68
12	20	120	600	120	300	33	163,9	3,14
12	20	120	600	120	420	33	168,7	3,22
12	20	120	600	120	600	33	170,0	3,22
12	20	120	600	180	180	33	209,0	3,90
12	20	120	600	180	240	33	219,0	4,30
12	20	120	600	180	360	33	247,5	5,10
12	20	120	600	180	480	33	260,1	5,40
12	20	120	600	180	600	33	265,7	5,60
12	40	120	480	180	180	33	243,0	2,26
12	40	120	480	180	240	33	259,8	2,66
12	40	120	480	180	360	33	286,6	2,98
12	40	120	480	180	480	33	334,8	3,66
12	40	120	480	180	600	33	341,9	3,74
12	40	120	480	180	720	33	345,1	3,82
12	20	240	600	180	180	33	313,4	7,74
12	20	240	600	180	240	33	296,4	7,10
12	20	240	600	180	360	33	333,9	9,00
12	20	240	600	180	480	33	385,7	10,60
12	20	240	600	180	720	33	351,9	9,70
24	40	240	600	180	180	33	347,5	2,42
24	40	240	600	180	240	33	333,9	2,20
24	40	240	600	180	360	33	343,8	2,30
24	40	240	600	180	480	33	366,2	2,86
24	40	240	600	180	720	33	396,9	3,26

Tabelle A7: Zweiergruppe parallel zum Rand, n = 31

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	20	60	420	180	820	180	33	297,9	2,14
12	20	120	600	60	840	60	33	127,1	3,24
12	20	120	600	60	840	120	33	157,2	1,16
12	20	120	600	60	840	180	33	209,2	1,80
12	20	120	600	60	840	480	33	193,8	1,68
12	20	120	480	180	820	60	33	305,2	2,74
12	20	120	480	180	820	120	33	334,2	2,95
12	20	120	480	180	820	180	33	358,1	3,50
12	20	120	480	180	820	240	33	385,6	3,50
12	20	120	480	180	820	300	33	459,5	3,98
12	20	120	480	180	820	360	33	498,5	4,43
12	20	120	480	180	820	480	33	536,7	5,10

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Fortsetzung Tabelle A7

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	s_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	40	120	480	180	900	180	33	446,0	2,18
12	40	120	480	180	900	360	33	616,6	3,14
12	40	120	480	180	900	480	33	717,5	3,94
12	40	120	480	180	900	720	33	702,3	4,00
12	20	180	540	180	820	180	33	405,2	5,05
12	20	240	600	180	840	120	33	471,8	5,60
12	20	240	600	180	820	180	33	518,6	6,10
12	20	240	600	180	840	240	33	628,5	7,70
12	20	240	600	180	840	360	33	705,3	8,90
12	20	240	600	180	840	480	33	706,2	9,10
12	20	240	600	180	840	600	33	696,4	9,10
12	20	240	600	180	840	720	33	685,2	9,00
12	20	120	180	180	840	60	33	243,0	2,04
12	20	120	180	180	840	120	33	241,7	2,06
12	20	120	180	180	840	180	33	257,7	2,04
12	20	120	180	180	840	240	33	296,6	2,50
12	20	120	180	180	840	300	33	339,7	2,98
12	20	120	180	180	840	360	33	378,1	3,36
12	20	120	180	180	840	480	33	371,3	3,28

A1.3 Innendruck

Tabelle A8: „Einzeldübel“ am Rand, n = 15

d [mm]	h_{LE} [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$\frac{S_{axial}}{S_{radial}}$	$F_{u,sp,s}$ [kN]	$F_{u,sp,p}$ [kN]	s_u [mm]	$F_{Zug,u}$ [kN]
18	21	120	240	120	33	0,5	65,6	64,6	0,82	54,1
18	21	120	240	180	33	0,5	84,9	84,0	1,20	71,7
18	21	120	240	240	33	0,5	102,8	101,3	1,66	88,5
18	21	120	240	120	33	1	61,6	58,7	0,84	91,2
18	21	120	240	180	33	1	81,3	78,4	1,38	126,4
18	21	120	240	240	33	1	98,5	95,4	1,60	149,9
24	16	120	240	120	33	1	60,2	64,1	0,66	96,5
24	16	120	320	120	33	1	66,6	69,2	0,80	106,6
24	16	120	500	120	33	1	68,1	70,9	0,41	108,9
24	16	120	240	180	33	1	80,9	86,1	0,98	127,5
24	16	120	320	180	33	1	97,0	101,6	1,40	153,7
24	16	120	500	180	33	1	104,3	108,9	1,58	164,7
24	16	120	240	240	33	1	96,1	102,1	1,28	150,6
24	16	120	320	240	33	1	119,2	126,9	1,92	188,9
24	16	120	500	240	33	1	137,3	144,9	2,48	217,7

A2 Experimentelle Ergebnisse

A2.1 Verbunddübel

Tabelle A9: Einzelner Verbunddübel am Rand, eigene Versuche, n = 86

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	S _u [mm]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
1	12	70,6	100	43	36,0	53,9	0,71	53,4	1,01
1	12	70,8	100	43	36,0	50,7	0,71	53,5	0,95
1	12	70,9	100	41	36,0	52,4	0,81	52,5	1,00
1	12	70,3	100	38	36,0	52,2	0,83	50,6	1,03
1	12	70,9	100	49	36,0	51,3	0,75	56,6	0,91
1	12	70,7	100	50	36,0	56,2	0,85	57,1	0,98
1	12	70,3	100	49	36,0	59,6	0,72	56,4	1,06
1	12	70,5	100	50	36,0	57,2	0,56	57,0	1,00
1	12	99,4	130	41	35,1	73,8	0,97	64,2	1,15
1	12	99,3	130	38	35,1	79,6	1,14	62,1	1,28
1	12	99,0	130	40	35,1	66,3	1,02	63,4	1,05
1	12	99,1	130	41	35,1	75,6	0,88	64,1	1,18
1	12	99,8	130	73	35,1	88,2	1,22	82,3	1,07
1	12	102,2	130	72	35,1	82,3	1,18	82,8	0,99
1	12	98,9	130	70	35,1	78,3	1,02	80,5	0,97
1	12	99,3	130	70	35,1	85,1	1,11	80,7	1,06
2	12	71,6	100	41	36,0	43,3	0,37	44,2	0,98
2	12	70,7	100	40	36,0	42,9	0,53	43,4	0,99
2	12	71,1	100	40	36,0	40,9	0,87	43,5	0,94
2	12	70,8	100	41	36,0	45,9	0,80	43,9	1,04
2	12	100,0	140	37	29,4	63,6	0,70	47,8	1,33
2	12	100,8	140	41	29,4	60,8	0,75	50,1	1,21
2	12	101,1	140	41	29,4	64,1	0,67	50,2	1,28
2	12	101,1	140	42	29,4	46,3	0,61	50,7	0,91
2	12	121,1	400	61	27,6	75,6	0,82	67,7	1,12
2	12	120,2	400	55	27,6	80,6	0,96	64,0	1,26
2	12	121,2	400	56	27,6	77,5	0,97	64,9	1,19
2	24	120,6	400	62	27,6	107,7	0,72	96,2	1,12
2	24	122,1	400	62	27,6	104,2	0,69	96,9	1,07
2	24	120,5	400	65	27,6	97,5	0,49	98,5	0,99
3	8	45,1	240	35,5	28,3	34,1	1,44	41,5	0,82
3	8	45,4	240	36	28,3	34,8	1,44	42,0	0,83
3	8	44,1	240	36	28,3	28,4	1,11	41,3	0,69
3	8	44,7	240	37	28,3	31,3	1,23	42,2	0,74
3	12	59,0	240	36	28,2	50,7	0,47	59,9	0,85
3	12	60,0	240	37	28,2	59,4	0,47	61,3	0,97
3	12	60,5	240	35	28,2	58,6	0,48	59,9	0,98
3	12	60,0	240	37	28,2	56,2	0,48	61,3	0,92
3	12	60,4	400	41	28,4	68,6		65,1	1,05
3	12	60,7	400	38	28,4	68,5		62,8	1,09
3	12	60,0	400	39	28,4	55,6		63,2	0,88
3	12	60,9	400	39	28,4	70,9		63,7	1,11
3	12	70,9	100	40	36,0	75,2	1,03	75,9	0,99

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Fortsetzung Tabelle A9

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
3	12	71,1	100	41	36,0	78,2	0,97	76,9	1,02
3	12	70,6	100	40	36,0	71,1	1,05	75,8	0,94
3	12	70,5	100	40	36,0	78,2	1,06	75,7	1,03
3	12	70,0	130	37	35,1	65,4	1,32	74,9	0,87
3	12	71,1	130	38	35,1	75,0	0,83	76,7	0,98
3	12	71,6	130	43	35,1	86,3	1,30	81,3	1,06
3	12	71,7	130	42	35,1	77,9	0,69	80,5	0,97
3	12	80,0	320	40	26,2	89,5		72,8	1,23
3	12	80,0	320	40	26,2	89,8		72,8	1,23
3	12	80,0	320	45	26,3	100,6		77,4	1,30
3	12	80,0	400	44	25,7	92,8		75,7	1,23
3	12	80,0	320	82	26,2	97,4		105,4	0,92
3	12	80,0	400	79	25,6	98,8		102,2	0,97
3	12	80,0	400	79	25,6	102,0		102,2	1,00
3	12	80,0	320	77	26,3	96,5		102,2	0,94
3	12	100,7	140	38	29,4	78,9	1,01	84,7	0,93
3	12	100,5	140	41	29,4	74,9	1,42	87,4	0,86
3	12	101,2	140	39	29,4	83,1	1,02	85,8	0,97
3	12	100,5	140	40	29,4	72,3	1,09	86,5	0,84
3	12	100,4	400	39	28,4	93,5		85,8	1,09
3	12	100,6	400	40	28,4	97,5		87,0	1,12
3	12	100,5	400	39	28,4	97,4		85,9	1,13
3	12	101,1	400	40	28,4	97,6		87,3	1,12
3	20	103,4	300	54	33,4	130,6	2,37	143,8	0,91
3	20	103,4	300	50	33,4	101,2	2,65	138,4	0,73
3	20	99,3	300	56	33,4	101,0	2,07	143,0	0,71
3	20	98,8	300	56	33,4	120,9	2,30	142,6	0,85
4	12	74,0	100	39	27,5	44,9	0,78	47,1	0,95
4	12	74,7	100	41	27,5	50,2	0,56	48,3	1,04
4	12	74,8	100	37	27,5	42,8	0,86	46,3	0,93
4	12	74,2	100	38	27,5	50,5	0,68	46,6	1,08
4	12	74,5	100	70	27,5	59,9	0,78	60,7	0,99
4	12	74,0	100	70	27,5	58,7	0,85	60,5	0,97
4	12	74,3	100	69	27,5	55,2	1,01	60,2	0,92
4	12	73,5	100	71	27,5	67,5	0,88	60,6	1,11
5	12	69,9	100	40	28,0	45,9	0,56	44,9	1,02
5	12	69,9	100	41	28,0	47,2	0,97	45,4	1,04
5	12	70,1	100	43	28,0	49,1	0,88	46,4	1,06
5	12	70,4	100	40	28,0	39,2	0,68	45,1	0,87
5	12	70,2	100	69	28,0	53,6	0,84	56,9	0,94
5	12	69,6	100	70	28,0	38,4	0,64	57,0	0,67
5	12	69,8	100	68	28,0	46,4	0,10	56,4	0,82
5	12	69,6	100	71	28,0	44,7	0,52	57,3	0,78

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A10: Einzelner Verbunddübel am Rand, aus *Rucker/Brecht (2001)*, n = 47

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	S _u [mm]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
1	8	80	160	20	28,0	28,9	1,05	30,0	0,96
1	8	80	160	20	28,0	34,1	1,49	30,0	1,14
1	8	80	160	30	28,0	33,8	1,16	36,5	0,93
1	8	80	160	30	28,0	31,8	1,43	36,5	0,87
1	8	80	160	30	28,0	37,1	1,30	36,5	1,02
1	8	80	160	30	28,0	25,2	1,44	36,5	0,69
1	8	80	160	30	28,0	35,4	1,52	36,5	0,97
1	8	80	160	40	28,0	39,8	1,69	42,0	0,95
1	8	80	160	40	28,0	33,7	1,72	42,0	0,80
1	8	80	160	40	28,0	27,3	1,38	42,0	0,65
1	8	80	160	40	28,0	32,9	1,71	42,0	0,78
1	8	80	160	40	28,0	19,6	0,58	42,0	0,47
1	12	120	160	60	28,9	77,5	1,38	78,0	0,99
1	12	120	160	60	28,9	61,4	1,16	78,0	0,79
1	12	120	160	60	28,9	58,3	1,52	78,0	0,75
1	12	120	160	60	28,9	53,1	1,48	78,0	0,68
1	12	120	160	60	28,9	66,2	1,24	78,0	0,85
1	12	120	180	60	30,0	94,1	3,24	81,0	1,16
1	12	120	180	60	30,0	95,5	1,69	81,0	1,18
1	12	120	180	60	30,0	83,4	3,59	81,0	1,03
1	12	120	180	60	30,0	95,2	3,26	81,0	1,17
1	12	120	180	60	30,0	83,8	1,66	81,0	1,03
1	12	120	204	60	30,9	56,7	0,94	83,9	0,68
1	12	120	204	60	30,9	57,5	1,29	83,9	0,69
1	12	120	204	60	30,9	55,9	0,94	83,9	0,67
1	12	120	204	60	30,9	57,0	1,13	83,9	0,68
1	12	120	204	60	30,9	58,2	1,76	83,9	0,69
1	12	120	240	30	30,4	58,4	0,93	59,7	0,98
1	12	120	240	30	30,4	58,8	1,20	59,7	0,98
1	12	120	240	30	30,4	54,6	1,02	59,7	0,91
1	12	120	240	30	30,4	60,3	1,07	59,7	1,01
1	12	120	240	30	30,4	62,7	1,20	59,7	1,05
1	12	120	240	60	30,4	79,8	1,34	83,7	0,95
1	12	120	240	60	30,4	94,4	2,85	83,7	1,13
1	12	120	240	60	30,4	52,3	0,86	83,7	0,62
1	12	120	240	60	30,4	84,0	1,68	83,7	1,00
1	12	120	240	60	30,4	94,5*	3,96	83,7	1,13
1	12	120	240	90	30,4	87,1	1,25	101,8	0,86
1	12	120	240	90	30,4	101,1	1,94	101,8	0,99
1	12	120	240	90	30,4	87,7	1,35	101,8	0,86
1	12	120	240	90	30,4	106,1*	3,62	101,8	1,04
1	12	120	240	90	30,4	93,4	1,48	101,8	0,92
1	24	240	480	60	30,3	149,9	0,22	180,0	0,83
1	24	240	480	60	30,3	173,0	0,18	180,0	0,96
1	24	240	480	60	30,3	171,4	0,23	180,0	0,95
1	24	240	480	60	30,3	177,7	0,15	180,0	0,99
1	24	240	480	60	30,3	145,1	0,34	180,0	0,81

* Versagen: Stahlbruch

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A11: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, eigene Versuche, n = 39

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	S _u [mm]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
1	12	70,9	100	50	50	36,0	51,1	0,56	38,4	1,33
1	12	70,9	100	51	53	36,0	49,4	0,59	38,8	1,27
1	12	70,5	100	50	52	36,0	45,2	0,74	38,2	1,18
1	12	71,3	100	48	48	36,0	48,1	0,91	37,6	1,28
1	12	96,4	130	71	70	35,1	57,1	0,87	56,8	1,01
1	12	99,5	130	68	73	35,1	66,1	1,06	56,4	1,17
1	12	99,2	130	69	71	35,1	66,0	1,11	57,1	1,16
1	12	99,4	130	70	70	35,1	64,2	1,06	57,8	1,11
2	12	70,6	100	43	43	36,0	34,1	0,73	29,4	1,16
2	12	72,0	100	42	42	36,0	26,0	0,74	29,3	0,89
2	12	71,7	100	40	43	36,0	37,6	0,18	28,2	1,33
2	24	215,4	270	125	120	27,9	164,4		123,5	1,33
2	24	216,4	270	122	120	27,9	174,8	0,54	124,1	1,41
2	24	216,1	270	121	122	27,9	166,2		124,8	1,33
2	24	215,9	270	125	121	27,9	176,5		124,4	1,42
3	12	71,1	100	41	44	36,0	55,3	0,88	49,8	1,11
3	12	72,4	100	39	43	36,0	49,1	0,77	48,7	1,01
3	12	71,1	100	42	41	36,0	47,2	0,76	50,0	0,94
3	12	70,8	100	41	44	36,0	57,4	0,75	49,7	1,15
3	12	70,4	130	72	71	35,1	69,8	1,26	71,7	0,97
3	12	70,3	130	70	72	35,1	65,5	1,02	70,9	0,92
3	12	70,6	130	71	69	35,1	67,2	1,05	70,4	0,95
3	12	71,5	130	68	70	35,1	71,7	1,16	70,2	1,02
3	12	109,0	140	57	57	27,3	41,5	0,65	69,6	0,60
3	12	109,7	140	53	57	27,3	85,5	0,95	66,3	1,29
3	12	111,1	140	58	59	27,3	66,3	0,71	70,9	0,94
3	12	108,3	140	55	56	27,3	42,9	0,37	67,7	0,63
3	24	146,0	200	80	80	27,9	114,5	0,19	133,1	0,86
3	24	149,8	200	86	80	27,9	120,9	0,33	134,1	0,90
3	24	145,9	200	83	81	27,9	107,5		133,7	0,80
3	24	145,0	200	86	79	27,9	100,1		130,8	0,77
4	12	74,4	100	71	69	27,5	40,3	0,61	42,9	0,94
4	12	74,0	100	71	70	27,5	42,0	0,66	43,2	0,97
4	12	74,4	100	68	71	27,5	49,3	0,7	42,4	1,16
4	12	74,4	100	72	67	27,5	41,4	0,65	41,9	0,99
5	12	69,6	100	70	70	28,0	34,6	0,82	40,8	0,85
5	12	69,4	100	71	72	28,0	42,7	0,67	41,0	1,04
5	12	69,4	100	73	71	28,0	32,8	0,87	41,0	0,80
5	12	70,0	100	70	72	28,0	29,1	0,47	40,8	0,71

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A12: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, aus *Rucker/Brecht (2001)*, n = 37

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
1	8	80	160	40	40	28,0	26,5	0,9	29,2	0,91
1	8	80	160	40	40	28,0	26,8	0,86	29,2	0,92
1	8	80	160	40	40	28,0	17,5	0,51	29,2	0,60
1	8	80	160	40	40	28,0	24,1	1,22	29,2	0,83
1	8	80	160	60	60	28,9	33,7	1,26	39,3	0,86
1	8	80	160	60	60	28,9	40,4	1,73	39,3	1,03
1	8	80	160	60	60	28,9	32,8	1,4	39,3	0,83
1	12	120	160	60	60	28,9	44,5	0,88	54,2	0,82
1	12	120	160	60	60	28,9	43,9	0,59	54,2	0,81
1	12	120	160	60	60	28,9	62,2	0,81	54,2	1,15
1	12	120	160	60	60	28,9	52,2	0,92	54,2	0,96
1	12	120	160	60	60	28,9	62,6	0,88	54,2	1,16
1	12	120	180	60	60	30,0	61,5	1,2	56,3	1,09
1	12	120	180	60	60	30,0	56,5	1,07	56,3	1,00
1	12	120	180	60	60	30,0	50,6	0,39	56,3	0,90
1	12	120	180	60	60	30,0	61,2	1,05	56,3	1,09
1	12	120	180	60	60	30,0	66,7	0,93	56,3	1,18
1	12	120	204	60	60	30,9	48,4	1,07	58,3	0,83
1	12	120	204	60	60	30,9	36,1	0,68	58,3	0,62
1	12	120	204	60	60	30,9	67,8	1,04	58,3	1,16
1	12	120	204	60	60	30,9	37,9	0,57	58,3	0,65
1	12	120	204	60	60	30,9	74,5	1,01	58,3	1,28
1	12	120	240	60	60	28,8	49,8	0,85	56,5	0,88
1	12	120	240	60	60	28,8	69,6	0,91	56,5	1,23
1	12	120	240	60	60	28,8	62,7	0,85	56,5	1,11
1	12	120	240	60	60	28,8	60,6	0,78	56,5	1,07
1	12	120	240	60	60	28,8	37,5	0,54	56,5	0,66
1	24	240	480	60	60	30,3	88,1	1,24	112,1	0,79
1	24	240	480	60	60	30,3	142,3	0,53	112,1	1,27
1	24	240	480	60	60	30,3	112,3	1,07	112,1	1,00
1	24	240	480	60	60	30,3	102,3	0,37	112,1	0,91
1	24	240	480	60	60	30,3	86,4	0,42	112,1	0,77
1	24	240	480	120	120	30,3	156,1	1,17	175,2	0,89
1	24	240	480	120	120	30,3	161,1	2,87	175,2	0,92
1	24	240	480	120	120	30,3	172,8	6,5	175,2	0,99
1	24	240	480	120	120	30,3	119,5	2,26	175,2	0,68
1	24	240	480	120	120	30,3	151,6	2,75	175,2	0,86

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A13: Zweiergruppe parallel zum Rand, eigene Versuche, n = 19

Produkt	d [mm]	h _{ef,1} [mm]	h _{ef,2} [mm]	h [mm]	c _{1,1} [mm]	c _{1,2} [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
2	12	48,3	49,2	80	56	59	55	34,4	38,4	59,2	0,65
2	12	49,8	49,1	80	51	54	55	34,4	47,3	57,4	0,82
2	12	48,8	49,2	80	57	56	55	34,4	53,1	58,9	0,90
2	12	48,8	48,7	80	54	54	55	34,4	33,5	57,7	0,58
2	12	110,8	110,9	140	54	55	55	27,0	126,3	84,1	1,50
2	12	111,6	110,6	140	54	54	55	27,0	117,1	83,9	1,40
2	12	111,4	110,4	140	54	53	55	27,0	128,3	83,5	1,54
2	12	110,5	111,4	140	54	56	55	27,0	115,7	84,5	1,37
2	24	94,6	96,0	150	118	120	120	27,8	145,9	162,6	0,90
2	24	95,4	95,3	150	120	118	120	27,8	186,1	162,7	1,14
2	24	95,5	95,8	150	122	121	120	27,8	189,4	164,3	1,15
2	24	96,1	96,6	150	121	121	120	27,8	162,4	164,4	0,99
2	24	211,4	212,1	270	126	120	120	27,2	456,3	260,6	1,75
2	24	211,6	211,8	270	124	118	120	27,2	444,6	259,2	1,72
2	24	212,4	211,9	270	118	120	120	27,2	483,7	258,8	1,87
2	24	211,9	211,9	270	120	119	120	27,2	473,6	258,7	1,83
3	12	111,0	111,1	140	54	54	55	27,2	168,9	147,0	1,15
3	12	111,2	110,7	140	57	54	55	27,2	142,8	147,9	0,97
3	12	112,1	111,6	140	55	55	55	27,2	147,5	148,3	0,99

A2.2 Metallspreizdübel

Tabelle A14: Einzelner Hülsendübel am Rand, eigene Versuche, n = 51

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
HD1	12	60	400	63	24,5	19,1	18,69	1,02
HD1	12	60	400	62	24,5	17,0	18,41	0,93
HD1	12	60	400	62	24,5	21,3	18,41	1,16
HD1	12	60	400	62	24,5	16,8	18,41	0,91
HD1	12	60	320	60	58,4	23,8	27,51	0,86
HD1	12	60	320	60	58,4	21,6	27,51	0,78
HD1	12	60	320	62	58,4	30,5	28,40	1,07
HD1	12	60	320	64	58,4	26,5	29,29	0,90
HD1	12	60	400	78	28,3	28,7	24,78	1,16
HD1	12	60	400	81	28,2	27,7	25,71	1,08
HD1	12	60	400	81	28,2	30,0*	25,71	1,17
HD1	12	60	400	82	28,3	31,3*	26,05	1,20
HD1	18	80	120	119	38,2	38,4	43,75	0,88
HD1	18	80	120	122	38,2	42,4	44,49	0,95
HD1	18	80	120	120	38,2	52,4	44,00	1,19
HD1	18	80	120	120	38,2	40,3	44,00	0,92
HD1	18	80	120	159	38,2	48,6	53,08	0,92
HD1	18	80	120	159	38,2	61,5	53,08	1,16
HD1	18	80	120	161	38,2	63,4	53,52	1,19
HD1	18	80	120	161	38,2	58,2	53,52	1,09

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Fortsetzung Tabelle A14

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
HD1	18	80	160	121	33,5	47,5	47,83	0,99
HD1	18	80	160	121	33,5	52,0	47,83	1,09
HD1	18	80	160	121	33,5	53,5	47,83	1,12
HD1	18	80	160	122	33,5	48,2	48,09	1,00
HD1	18	80	160	160	33,6	64,9	57,70	1,12
HD1	18	80	160	160	33,6	48,0	57,70	0,83
HD1	18	80	160	160	33,6	65,5	57,70	1,14
HD1	18	80	160	162	33,6	73,2*	58,18	1,26
HD1	18	80	240	161	31,8	73,9*	69,05	1,07
HD1	18	80	240	163	31,8	72,9*	69,62	1,05
HD1	18	80	240	159	31,8	72,9*	68,48	1,06
HD1	18	80	400	81	24,5	35,2	35,15	1,00
HD1	18	80	400	83	24,5	33,5	36,00	0,93
HD1	18	80	400	80	24,5	31,5	34,73	0,91
HD1	18	80	400	86	24,5	28,6	37,26	0,77
HD1	18	80	320	79	58,1	51,1	52,84	0,97
HD1	18	80	320	81	58,1	51,4	54,13	0,95
HD1	18	80	320	79	58,4	40,4	52,94	0,76
HD1	18	80	320	84	58,4	44,2	56,18	0,79
HD1	18	80	400	125	25,5	50,0	55,18	0,91
HD1	18	80	400	121	25,5	63,9	53,39	1,20
HD1	18	80	320	119	26,1	52,5	53,05	0,99
HD1	18	80	320	119	26,1	68,9	53,05	1,30
HD1	18	80	400	160	28,2	69,9	74,83	0,93
HD1	18	80	400	159	28,2	73,6*	74,35	0,99
HD1	18	80	400	159	28,2	76,3*	74,35	1,03
HD1	18	80	400	161	28,2	87,6*	75,32	1,16
HD1	24	125	400	127	24,6	89,4	81,26	1,10
HD1	24	125	400	125	24,6	82,0	80,02	1,02
HD1	24	125	400	125	25,5	80,2	81,49	0,98
HD1	24	125	400	128	25,5	76,8	83,38	0,92
HD1	24	125	320	127	58,4	119,4	125,14	0,95
HD1	24	125	320	125	58,4	113,6	123,23	0,92
HD1	24	125	320	124	58,4	109,8	122,28	0,90
HD1	24	125	320	125	58,4	118,0	123,23	0,96
HD1	24	125	400	149	28,3	95,4	101,95	0,94
HD1	24	125	400	149	28,3	93,4	101,95	0,92
HD1	24	125	400	150	28,3	108,7	102,63	1,06
HD1	24	125	400	179	28,3	111,3	122,29	0,91
HD1	24	125	400	177	28,3	129,9	120,92	1,07
HD1	24	125	400	177	28,3	133,9*	120,92	1,11

* Versagen: Stahlbruch

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A15: Einzelner Hülsendübel in der Ecke, eigene Versuche, n = 38

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	N _{u,test} N _{u,sp,calc}
HD1	12	60	320	81	81	32,7	19,2	21,89	0,87
HD1	12	60	320	81	81	32,7	17,1	21,89	0,78
HD1	12	60	320	78	78	32,7	18,4	20,98	0,88
HD1	12	60	320	83	83	32,7	19,9	22,50	0,89
HD1	18	80	120	116	120	38,1	46,1	34,19	1,35
HD1	18	80	120	120	120	38,1	39,5	34,68	1,14
HD1	18	80	120	120	122	38,1	40,0	34,90	1,15
HD1	18	80	120	117	119	38,1	34,4	34,21	1,01
HD1	18	80	160	121	121	33,6	36,6	37,86	0,97
HD1	18	80	160	123	120	33,6	38,2	37,95	1,01
HD1	18	80	160	118	120	33,6	31,1	37,34	0,83
HD1	18	80	160	120	122	33,6	35,5	37,84	0,94
HD1	18	80	160	162	160	33,5	58,9	47,40	1,24
HD1	18	80	160	160	162	33,5	49,6	47,40	1,05
HD1	18	80	160	160	161	33,5	48,9	47,29	1,03
HD1	18	80	160	161	159	33,5	46,5	47,17	0,99
HD1	18	80	240	159	161	31,8	48,5	56,29	0,86
HD1	18	80	240	160	159	31,8	52,3	56,15	0,93
HD1	18	80	240	162	162	31,8	67,2	56,85	1,18
HD1	18	80	240	161	159	31,8	71,6	56,29	1,27
HD1	18	80	320	82	79	32,9	31,7	30,28	1,05
HD1	18	80	320	82	81	32,9	32,1	30,84	1,04
HD1	18	80	320	81	79	32,9	28,8	30,15	0,96
HD1	18	80	320	82	80	58,1	37,7	40,61	0,93
HD1	18	80	320	80	78	58,1	35,9	39,52	0,91
HD1	18	80	320	80	80	58,1	42,2	40,27	1,05
HD1	18	80	320	83	80	58,1	34,6	40,78	0,85
HD1	18	80	400	119	120	28,2	42,9	43,68	0,98
HD1	18	80	400	120	121	28,2	44,6	44,10	1,01
HD1	18	80	400	120	118	28,2	42,6	43,40	0,98
HD1	18	80	400	120	122	28,2	41,9	44,23	0,95
HD1	24	125	320	127	124	58,4	88,9	94,45	0,94
HD1	24	125	320	124	127	58,4	89,3	94,45	0,95
HD1	24	125	320	127	125	58,6	90,3	95,17	0,95
HD1	24	125	320	127	129	58,6	101,2	96,81	1,05
HD1	24	125	400	175	174	28,3	100,5	95,02	1,06
HD1	24	125	400	172	173	28,3	99,0	93,79	1,06
HD1	24	125	400	175	175	28,3	93,9	95,44	0,98

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A16: Einzelner Hülsendübel in der Ecke, aus Zulassungsverfahren, n = 25

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
HD2	15	70	105	105	105	20,1	22,5	28,9	0,78
HD2	15	70	105	105	105	20,1	28,5	28,9	0,99
HD2	15	70	105	105	105	20,1	26,3	28,9	0,91
HD2	15	70	105	105	105	20,1	25,7	28,9	0,89
HD2	18	80	120	120	120	23,5	41,2	42,3	0,97
HD2	18	80	120	120	120	23,5	36,5	42,3	0,86
HD2	18	80	120	120	120	23,5	35,3	42,3	0,83
HD2	18	80	120	120	120	23,5	45,0	42,3	1,06
HD2	24	100	150	150	150	19,3	70,2	63,2	1,11
HD2	24	100	150	150	150	19,3	76,0	63,2	1,20
HD2	24	100	150	150	150	19,3	69,0	63,2	1,09
HD2	24	100	150	150	150	19,3	77,8	63,2	1,23
HD2	28	125	190	188	188	19,0	93,0	97,6	0,95
HD2	28	125	190	188	188	19,0	91,0	97,6	0,93
HD2	28	125	190	188	188	19,0	88,0	97,6	0,90
HD2	28	125	190	188	188	19,0	104,0	97,6	1,07
HD2	32	150	220	225	225	41,1	246,1	202,0	1,22
HD2	32	150	220	225	225	41,1	238,1	202,0	1,18
HD2	32	150	220	225	225	41,1	237,5	202,0	1,18
HD2	32	150	220	225	225	41,1	233,6	202,0	1,16
HD2	32	150	225	225	225	18,8	142,3	138,2	1,03
HD2	32	150	225	225	225	18,8	138,9	138,2	1,01
HD2	32	150	225	225	225	18,8	69,0	138,2	0,50
HD2	32	150	225	225	225	18,8	141,8	138,2	1,03
HD2	32	150	225	225	225	18,8	143,1	138,2	1,04

Tabelle A17: Zweiergruppe parallel zum Rand, eigene Versuche, n = 14

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
HD1	18	80	320	118,5	118	120	32,1	68,2	63,11	1,08
HD1	18	80	320	121	123	120	32,1	56,0	64,80	0,86
HD1	18	80	320	120,5	124	120	32,1	58,9	64,77	0,91
HD1	18	80	320	119	999	120	32,1	54,6	75,96	0,72
HD1	18	80	320	119	999	120	32,5	53,1	76,51	0,69
HD1	18	80	320	120	999	120	32,5	55,3	77,07	0,72
HD1	18	80	320	120	999	180	32,3	81,2	85,43	0,95
HD1	18	80	320	121,5	999	180	32,4	65,4	86,43	0,76
HD1	18	80	320	120,5	999	180	32,4	63,6	85,85	0,74
HD1	18	80	320	119	999	180	32,4	73,3	84,98	0,86
HD1	18	80	320	120	999	240	32,5	74,4	94,34	0,79
HD1	18	80	320	120	999	240	32,5	81,2	94,34	0,86
HD1	18	80	320	120	999	240	32,8	86,1	94,78	0,91
HD1	18	80	320	120,5	999	240	32,8	82,2	95,08	0,86

Anhang A – Ergebnisse enge Abstützung

Tabelle A18: Einzelner Bolzendübel am Rand und in der Ecke, eigene Versuche, n = 24

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,sp,calc}}$
BD1	8	46	400	55	999	24,1	17,5	16,6	1,06
BD1	8	46	400	55	999	24,1	15,3	16,6	0,92
BD1	8	46	400	55	999	24,1	13,4	16,6	0,81
BD1	8	46	400	55	999	24,1	17,1	16,6	1,03
BD1	16	82	400	85	999	24,1	51,8	52,0	1,00
BD1	16	82	400	85	999	24,1	56,7	52,0	1,09
BD1	16	82	400	85	999	24,1	46,4	52,0	0,89
BD1	16	82	400	85	999	24,1	58,2	52,0	1,12
BD1	16	82	400	86	85	24,1	30,6	33,1	0,93
BD1	16	82	400	87	84	24,1	37,4	32,8	1,14
BD1	16	82	400	84	85	24,1	29,1	32,6	0,89
BD1	16	82	400	86	87	24,1	28,5	33,5	0,85
BD2	8	46	320	40	999	26,1	9,9	12,7	0,78
BD2	8	46	320	40	999	26,1	12,3	12,7	0,98
BD2	8	46	320	42	999	26,1	11,3	13,3	0,85
BD2	8	46	320	42	999	26,1	14,3	13,3	1,08
BD2	8	46	320	43	42	26,1	8,9	8,4	1,05
BD2	8	46	320	42	42	26,1	8,1	8,4	0,96
BD2	8	46	320	42	42	26,1	12,8	8,4	1,52
BD2	8	46	320	42	38	26,1	9,9	7,8	1,27
BD2	16	85	400	80	79	28,3	28,7	33,9	0,85
BD2	16	85	400	81	79	28,3	24,8	34,0	0,73
BD2	16	85	400	80	78	28,3	28,1	33,5	0,84
BD2	16	85	400	79	80	28,3	27,5	33,9	0,81

Anhang B: Ergebnisse weite Abstützung

B1 Numerische Ergebnisse

B1.1 Verbunddübel

Tabelle B1: Einzelner Verbunddübel am Rand, n = 36

Produkt	d [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	S_u [mm]
VB1	12	120	150	120	999	30	57,7	0,72
VB1	12	120	150	180	999	30	64,8	0,86
VB1	12	120	150	240	999	30	72,8	0,82
VB1	12	120	150	300	420	30	76,2	0,98
VB1	12	120	150	360	420	30	75,8	0,94
VB1	12	120	180	120	420	30	58,9	0,66
VB1	12	120	180	180	420	30	71,2	0,68
VB1	12	120	180	240	420	30	78,4	0,92
VB1	12	120	240	120	420	30	67,6	0,66
VB1	12	120	240	180	420	30	77,0	0,80
VB1	12	120	240	240	420	30	82,7	0,96
VB1	12	120	300	180	420	30	78,9	0,78
VB1	12	120	360	120	420	30	68,1	0,64
VB1	12	120	360	180	420	30	78,9	0,82
VB1	12	120	360	240	420	30	88,2	1,12
VB1	12	120	600	120	999	30	68,6	0,63
VB1	12	120	600	160	400	30	77,1	0,75
VB1	12	120	600	180	999	30	79,0	0,73
VB1	12	120	600	240	999	30	86,0	1,00
VB1	12	120	600	300	420	30	85,4	1,00
VB1	12	120	600	360	999	30	86,5	1,00
VB1	24	120	150	120	999	30	63,5	0,31
VB1	24	120	150	180	999	30	68,9	0,31
VB1	24	120	150	240	999	30	81,5	0,32
VB1	24	120	150	360	999	30	93,1	0,74
VB1	24	120	300	120	999	30	70,5	0,21
VB1	24	120	300	180	999	30	80,8	0,28
VB1	24	120	300	240	999	30	84,5	0,30
VB1	24	120	300	360	999	30	111,6	1,11
VB1	24	240	300	240	770	30	173,5	0,83
VB1	24	240	300	360	900	30	204,8	1,04
VB1	24	240	300	480	770	30	232,2	0,98
VB1	24	240	300	600	900	30	261,1	1,58
VB1	24	240	720	240	770	30	190,2	1,48
VB1	24	240	720	480	770	30	261,4	1,98
VB1	24	240	1200	360	900	30	218,7	0,95

Tabelle B2: Einzelner Verbunddübel am Rand, Variation der Abstützweite, n = 5

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	a [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	150	180	999	120	30	90,0	0,90
VB1	12	120	150	180	999	240	30	73,9	0,70
VB1	12	120	150	180	999	360	30	66,7	0,95
VB1	12	120	150	180	999	600	30	62,4	0,85
VB1	12	120	150	180	999	720	30	54,5	0,93

Tabelle B3: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, n = 38

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	150	120	120	30	47,1	0,43
VB1	12	120	150	180	180	30	58,6	0,55
VB1	12	120	150	240	240	30	63,6	0,63
VB1	12	120	150	300	300	30	73,8	0,83
VB1	12	120	180	180	180	30	62,2	0,58
VB1	12	120	240	180	180	30	67,3	0,63
VB1	12	120	360	180	180	30	69,5	0,65
VB1	12	120	600	40	40	30	26,4	0,16
VB1	12	120	600	80	80	30	42,7	0,28
VB1	12	120	600	120	120	30	55,7	0,43
VB1	12	120	600	160	160	30	67,1	0,60
VB1	12	120	600	180	180	30	69,5	0,65
VB1	12	120	600	240	240	30	77,0	0,78
VB1	12	120	600	300	300	30	81,4	0,85
VB1	24	240	300	180	180	30	140,8	0,63
VB1	24	240	300	240	240	30	156,5	0,63
VB1	24	240	300	360	360	30	185,6	0,73
VB1	24	240	300	480	480	30	219,2	0,90
VB1	24	240	300	600	600	30	259,7	1,25
VB1	24	240	360	360	360	30	193,5	0,83
VB1	24	240	480	360	360	30	210,6	0,83
VB1	24	240	1200	180	180	30	146,0	0,46
VB1	24	240	1200	240	240	30	183,6	0,58
VB1	24	240	1200	360	360	30	213,1	0,80
VB1	24	240	1200	480	480	30	233,8	0,90
VB1	24	240	1200	600	600	30	274,6	2,73
VB3	12	120	150	40	40	30	27,2	0,32
VB3	12	120	150	80	80	30	37,4	0,40
VB3	12	120	150	120	120	30	44,5	
VB3	12	120	150	180	180	30	44,0	
VB3	12	120	150	240	240	30	44,1	
VB3	12	120	150	300	300	30	44,2	
VB3	12	120	600	40	40	30	26,3	0,18
VB3	12	120	600	80	80	30	44,6	0,42
VB3	12	120	600	120	120	30	46,2	
VB3	12	120	600	180	180	30	46,2	
VB3	12	120	600	240	240	30	46,4	
VB3	12	120	600	300	300	30	46,7	

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B4: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, Variation der Abstützweite, n = 5

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	a [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	150	180	180	120	30	88,6	0,96
VB1	12	120	150	180	180	240	30	72,7	0,77
VB1	12	120	150	180	180	360	30	62,1	0,58
VB1	12	120	150	180	180	600	30	57,2	0,58
VB1	12	120	150	180	180	720	30	50,3	0,48

Tabelle B5: Zweiergruppe parallel zum Rand, n = 3

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	150	120	420	120	30	80,9	0,50
VB1	12	120	150	180	420	120	30	82,2	0,45
VB1	12	120	150	240	420	120	30	99,0	0,48

Tabelle B6: Zweiergruppe senkrecht zum Rand, n = 21

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _u [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	150	180	360	120	30	86,1	0,53
VB1	12	120	150	180	360	180	30	90,5	0,48
VB1	12	120	150	180	360	240	30	92,2	0,46
VB1	12	120	150	180	360	360	30	105,3	0,56
VB1	12	120	150	300	360	120	30	102,8	0,55
VB1	12	120	150	300	360	180	30	110,1	0,53
VB1	12	120	150	300	360	240	30	112,8	0,56
VB1	12	120	150	300	360	360	30	130,0	0,78
VB1	12	120	360	180	360	120	30	95,6	0,38
VB1	12	120	360	180	360	180	30	106,2	0,40
VB1	12	120	360	180	360	240	30	121,8	0,46
VB1	12	120	360	180	360	360	30	151,0	0,68
VB1	12	120	360	300	360	120	30	113,8	1,38
VB1	12	120	360	300	360	180	30	121,2	0,93
VB1	12	120	360	300	360	360	30	163,1	0,86
VB1	24	240	300	240	780	240	30	235,1	0,70
VB1	24	240	300	240	780	480	30	268,7	0,75
VB1	24	240	300	240	780	720	30	284,3	0,75
VB1	24	240	720	240	780	240	30	265,2	0,38
VB1	24	240	720	240	780	480	30	364,6	0,58
VB1	24	240	720	240	780	720	30	373,8	0,60

Tabelle B7: Einzelner Verbunddübel randfern, Zugspannungen im Ankergrund, n = 9

Produkt	d [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
VB1	12	120	600	0,0	0,0	33	89,0	1,28
VB1	12	120	600	0,5	0,0	33	86,9	1,30
VB1	12	120	600	1,0	0,0	33	83,9	1,33
VB1	12	120	600	1,5	0,0	33	67,3	0,65
VB1	12	120	600	2,0	0,0	33	31,7	0,23
VB1	12	120	600	0,5	0,5	33	85,1	1,28
VB1	12	120	600	1,0	1,0	33	80,3	1,45
VB1	12	120	600	1,5	1,5	33	56,9	0,60
VB1	12	120	600	1,7	1,7	33	46,7	0,45

B1.2 Kopfbolzen

Tabelle B8: Einzelner Kopfbolzen am Rand, n = 14

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	20	120	150	60	700	42	58,9	1,35
12	20	120	150	120	700	42	80,3	1,62
12	20	120	150	180	700	42	88,2	1,87
12	20	120	150	240	700	42	91,0	1,50
12	20	120	180	180	700	42	94,5	1,63
12	20	120	240	180	700	42	108,0	1,99
12	20	120	360	180	700	42	117,1	2,20
12	20	120	600	60	700	42	61,0	0,99
12	20	120	600	120	700	42	103,1	1,83
12	20	120	600	180	700	42	117,3	2,17
12	20	120	600	240	700	42	129,5	2,55
12	20	240	270	120	1000	42	133,7	3,10
12	20	240	270	240	1000	42	162,6	3,58
12	20	240	720	240	1000	42	291,6	7,10

Tabelle B9: Einzelner Kopfbolzen in der Ecke, n = 14

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	20	120	150	120	120	42	58,6	0,83
12	20	120	150	180	180	42	70,9	1,08
12	20	120	150	240	240	42	83,4	1,43
12	20	120	150	300	300	42	96,3	1,78
12	20	120	180	180	180	42	83,3	1,48
12	20	120	240	180	180	42	99,7	1,70
12	20	120	360	180	180	42	105,6	1,75
12	20	120	600	40	40	42	28,4	0,33
12	20	120	600	80	80	42	61,5	0,83
12	20	120	600	120	120	42	90,3	1,45
12	20	120	600	160	160	42	105,9	2,05
12	20	120	600	180	180	42	108,9	1,80
12	20	120	600	240	240	42	121,7	2,45
12	20	120	600	300	300	42	125,8	2,58

Tabelle B10: Einzelner Kopfbolzen randfern, Zugspannungen im Ankergrund, n = 5

d_s [mm]	d_K [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	N_u [kN]	s_u [mm]
12	20	120	600	0,0	0,0	33	106,3	2,41
12	20	120	600	0,5	0,5	33	93,9	2,13
12	20	120	600	1,0	1,0	33	83,3	1,91
12	20	120	600	1,5	1,5	33	59,5	1,23
12	20	120	600	1,7	1,7	33	44,9	0,79

B2 Experimentelle Ergebnisse

B2.1 Verbunddübel

B2.1.1 Forschungsversuche

Tabelle B11: Einzelner Verbunddübel am Rand, eigene Versuche, n = 98

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	8	80,5	100	43	32,5	25,7	0,98	25,5	1,01
3	8	80,8	100	43	32,4	28,1	1,36	25,5	1,10
3	8	82,3	100	41	32,5	27,7	1,41	25,5	1,09
3	8	83,4	100	50,5	32,5	31,5	0,99	27,5	1,14
3	8	84,3	100	52	32,5	37,6	1,48	28,0	1,34
3	8	84,9	100	54	32,5	37,9	1,44	28,5	1,33
3	8	86,2	120	39	31,6	28,7	0,74	27,1	1,06
3	8	85,5	120	38	31,6	30,7	0,92	26,7	1,15
3	8	86,2	120	39	31,6	30,2	0,86	27,1	1,11
3	8	78,5	120	38	31,6	27,1	0,46	25,2	1,07
3	8	85,6	120	51	31,7	34,1	1,09	29,5	1,16
3	8	77,3	120	53	31,7	29,9	0,81	27,9	1,07
3	8	89,2	120	53	31,7	34,2	0,60	30,7	1,11
3	8	85,8	120	51	31,7	24,5	0,68	29,5	0,83
3	8	120,1	180	40	29,1	38,6	1,31	37,4	1,03
3	8	119,5	180	40	29,1	34,4	1,08	37,3	0,92
3	8	119,8	180	39	29,1	35,0	1,16	37,0	0,95
3	8	119,7	180	40	29,1	37,4	1,21	37,3	1,00
3	12	64,3	90	40	28,8	24,0	0,58	21,6	1,11
3	12	63,3	90	40	28,8	18,7	0,35	21,3	0,87
3	12	63,3	90	41	28,8	21,8	0,45	21,5	1,01
3	12	64,1	90	40	28,8	22,8	0,48	21,5	1,06
3	12	61,7	90	60	28,8	22,4	0,48	24,0	0,93
3	12	61,5	90	59	28,8	19,0	1,50	23,8	0,80
3	12	61,9	90	60	28,8	22,2	0,54	24,1	0,92
3	12	122,5	150	44	30,3	48,7	0,62	41,6	1,17
3	12	120,0	150	42	30,3	43,0	0,66	40,4	1,06
3	12	122,5	150	80	30,4	58,2	0,94	50,8	1,14
3	12	120,1	150	82	30,4	50,7	0,89	50,6	1,00
3	12	118,2	150	81	30,4	57,5	1,05	49,8	1,15
3	12	122,6	150	82	30,4	56,9	1,30	51,3	1,11
3	12	119,6	150	122	29,4	64,3	0,91	56,7	1,14
3	12	120,0	150	122	29,4	60,2	1,21	56,8	1,06
3	12	120,8	150	122	29,4	61,7	0,71	57,1	1,08
3	12	121,0	180	41	27,3	33,6	0,66	40,6	0,83
3	12	121,8	180	40	27,3	35,2	0,71	40,5	0,87
3	12	121,2	180	41	27,3	34,2	0,72	40,7	0,84
3	12	119,5	180	62	26,9	42,2	0,77	45,9	0,92
3	12	121,0	180	62	26,9	40,8	0,76	46,3	0,88
3	12	120,0	180	64	26,9	42,1	0,52	46,5	0,91
3	12	120,4	180	62	26,9	43,8	0,71	46,1	0,95

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B11

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	12	121,2	180	80	999	28,6	51,5	0,74	52,1	0,99
3	12	121,1	180	80	999	28,6	55,4	0,75	52,1	1,06
3	12	120,7	180	80	999	28,6	49,0	0,81	51,9	0,94
3	12	120,8	180	120	999	26,9	57,7	0,88	57,6	1,00
3	12	121,5	180	120	999	26,9	56,3	0,62	57,8	0,97
3	12	121,1	180	122	999	26,9	51,1	0,94	58,0	0,88
3	16	122,1	180	79	999	28,5	60,2	0,85	55,9	1,08
3	16	119,1	180	80	999	28,5	55,7	0,56	55,2	1,01
3	16	122,0	180	83	999	28,5	54,4	0,42	56,8	0,96
3	12	121,3	210	40	999	36,1	50,6	0,80	48,9	1,04
3	12	123,2	210	39	999	36,1	45,1	0,32	49,0	0,92
3	12	119,3	210	39	999	36,1	43,9	0,54	47,9	0,92
3	12	120,1	210	40	999	36,1	45,0	1,43	48,6	0,93
3	12	119,5	210	80	999	31,0	52,2	0,66	56,5	0,92
3	12	119,5	210	79	999	31,0	56,8	0,88	56,3	1,01
3	12	119,8	210	80	999	31,0	59,0	0,84	56,6	1,04
3	12	121,3	210	120	999	31,0	68,3	1,13	65,4	1,04
3	12	120,1	210	120	999	31,0	67,7	1,11	64,9	1,04
3	12	120,1	210	120	999	31,0	66,3	1,03	64,9	1,02
3	12	118,0	240	38	999	36,1	44,6	0,36	49,3	0,90
3	12	122,0	240	44	999	36,1	50,0	0,68	53,0	0,88
3	12	118,0	240	44	999	36,1	49,7	0,73	51,8	0,96
3	12	124,7	240	83	999	28,4	64,2	0,67	58,9	1,09
3	12	125,3	240	83	999	28,4	60,3	0,66	59,1	1,02
3	12	124,6	240	81	999	28,4	66,6	0,71	58,4	1,14
3	12	124,0	240	82	999	28,4	65,3	0,83	58,4	1,12
3	12	123,8	240	122	999	28,4	79,9	1,00	66,7	1,20
3	12	123,3	240	124	999	28,4	79,2	1,08	66,8	1,19
3	12	123,0	240	120	999	28,4	73,9	0,88	66,0	1,12
3	12	125,0	240	123	999	28,4	80,2	0,95	67,3	1,19
3	12	180,0	270	62	999	33,5	85,7	1,45	77,1	1,03
3	12	180,0	270	60	999	33,5	87,0	1,12	76,3	1,06
3	12	180,4	270	61	999	33,5	90,0	1,44	76,8	1,09
3	12	180,4	270	61,5	999	33,5	86,0	1,10	77,0	1,04
3	16	164,0	240	110	999	28,6	104,6	0,98	83,7	1,16
3	16	161,8	240	109	999	28,6	117,4	1,35	82,7	1,32
3	16	163,6	240	106	999	28,6	107,2	0,95	82,6	1,21
3	16	161,8	240	107	999	28,6	101,7	0,94	82,2	1,15
3	24	120,6	180	86	999	27,5	56,8	-	62,0	0,92
3	24	121,3	180	86	999	27,5	52,7	0,55	62,2	0,85
3	24	121,7	180	87	999	27,5	57,5	0,58	62,6	0,92
3	24	121,8	180	82	999	26,4	52,9	0,51	60,1	0,88
3	24	239,0	360	82	999	27,4	168,8	1,94	121,0	1,12
3	24	240,5	360	82	999	27,4	143,8	1,45	121,5	0,95
3	24	240,0	360	85	999	27,4	169,7	2,22	122,8	1,11
3	24	236,5	360	85	999	27,4	155,4	1,29	121,6	1,02
3	24	239,8	360	163	999	27,4	197,6	1,87	152,6	1,04

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B11

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	24	239,6	360	157	999	27,4	190,3	1,39	150,6	1,01
3	24	240,0	360	157	999	27,4	183,5	1,77	150,8	0,97
3	24	240,5	360	162	999	27,4	205,9	1,80	152,6	1,08
3	24	240,5	300	85	999	35,5	172,0	2,09	131,7	1,04
3	24	240,0	300	80	999	35,5	165,7	1,39	128,9	1,03
3	24	241,0	300	83	999	35,5	174,4	2,15	130,8	1,07
3	24	240,0	300	163	999	35,5	217,5	1,80	163,4	1,06
3	24	240,5	300	164	999	35,5	212,8	1,39	164,0	1,04
3	24	242,0	300	167	999	35,5	217,2	1,83	165,7	1,05
3	24	242,0	300	158	999	35,5	225,8	1,96	162,7	1,11

Tabelle B12: Einzelner Verbunddübel am Rand, aus *Rucker/Brecht (2001)*, n = 15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
1	12	120	240	30	999	30,4	37,4	0,63	42,3	0,88
1	12	120	240	30	999	30,4	40,9	0,62	42,3	0,97
1	12	120	240	30	999	30,4	36,7	0,63	42,3	0,87
1	12	120	240	30	999	30,4	39,2	0,72	42,3	0,93
1	12	120	240	30	999	30,4	36,8	0,63	42,3	0,87
1	12	120	240	60	999	30,4	47,4	0,77	53,3	0,89
1	12	120	240	60	999	30,4	54,2	0,93	53,3	1,02
1	12	120	240	60	999	30,4	52,5	0,79	53,3	0,99
1	12	120	240	60	999	30,4	48,7	0,72	53,3	0,91
1	12	120	240	60	999	30,4	52,0	0,81	53,3	0,98
1	12	120	240	240	999	30,4	75,9	1,54	84,6	0,90
1	12	120	240	240	999	30,4	83,0	1,89	84,6	0,98
1	12	120	240	240	999	30,4	83,8	1,94	84,6	0,99
1	12	120	240	240	999	30,4	73,7	1,32	84,6	0,87
1	12	120	240	240	999	30,4	70,6	1,38	84,6	0,83

Tabelle B13: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, eigene Versuche, n = 158

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
2	12	110	140	84	83	28,7	33,1	0,49	35,3	0,94
2	12	109,6	140	78	83	28,7	28,5	1,18	34,9	0,82
2	12	110	140	79	85	28,7	28,6	0,89	35,3	0,81
2	12	110	140	86	79	28,7	27,6	1,31	35,5	0,78
2	12	109,9	140	130	136	28,5	36,1	0,87	43,7	0,83
2	12	110,8	140	136	131	28,5	40,1	0,60	44,0	0,91
2	12	110,7	140	141	136	28,5	38,5	0,09	44,7	0,86
2	12	110,5	140	135	139	28,5	35,0	1,34	44,4	0,79
2	12	111,2	140	190	192	28,5	44,2	0,66	51,9	0,85
2	12	111,1	140	191	190	28,5	42,9	0,72	51,8	0,83

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B13

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
2	12	110,9	140	196	191	28,5	42,6	0,55	52,3	0,82
2	12	110	140	246	249	28,6	45,5	0,70	58,5	0,78
2	12	110,5	140	246	242	28,6	46,2	0,52	58,3	0,79
2	12	110,7	140	247	246	28,6	47,7	0,59	58,5	0,82
2	12	110,5	140	247	247	28,6	51,0	0,66	58,5	0,87
2	12	111,1	140	300	301	30,2	55,7	0,64	66,3	0,84
2	12	110,4	140	303	304	30,2	53,5	0,73	66,3	0,81
2	12	95,1	140	304	298	30,2	50,2	0,55	58,2	0,86
2	12	104,9	140	303	302	30,2	47,6	0,41	64,0	0,74
2	12	109,4	400	79	88	27,5	35,4	0,27	42,1	0,84
2	12	110,7	400	81	84	27,5	36,3	0,22	42,0	0,86
2	12	110,2	400	81	83	27,5	37,8	0,32	41,6	0,91
2	12	110,1	400	84	85	27,5	36,2	0,28	42,1	0,86
2	12	109,3	400	136	138	27,5	46,1	0,32	52,1	0,88
2	12	111,3	400	135	135	27,5	51,1	0,46	52,6	0,97
2	12	110,9	400	135	137	27,5	51,8	0,50	52,7	0,98
2	12	109,9	400	135	136	27,5	50,9	0,46	52,1	0,98
2	12	111,3	400	191	189	27,4	68,1	0,62	61,7	1,10
2	12	111,1	400	193	189	27,4	69,0	0,71	61,9	1,12
2	12	110,5	400	190	194	27,4	45,6	0,54	61,7	0,74
2	12	109,6	400	188	191	27,4	64,8	0,68	60,8	1,07
2	12	109,6	400	250	246	27,5	65,6	0,85	69,2	0,95
2	12	110,2	400	244	244	27,5	65,3	0,84	68,9	0,95
2	12	109,3	400	242	247	27,5	69,3	0,94	68,6	1,01
2	12	110,4	400	246	244	27,5	66,4	0,94	69,2	0,96
3	12	112,1	140	137	139	29,9	37,2	-0,06	46,0	0,81
3	12	111,4	140	135	142	29,9	42,4	1,87	46,1	0,92
3	12	111,6	140	136	137	29,9	43,8	0,44	45,5	0,96
3	12	111,1	140	191	194	29,9	44,5	1,14	53,4	0,83
3	12	110,7	140	188	193	29,9	44,9	0,82	53,1	0,84
3	12	110,4	140	192	190	29,9	30,8	1,29	52,9	0,58
3	12	110,9	140	192	192	29,9	47,7	0,51	53,1	0,90
3	12	111,4	140	243	252	30,0	60,4	0,52	60,7	1,00
3	12	111,7	140	246	247	30,0	55,0	0,33	60,3	0,91
3	12	111,3	140	247	248	30,0	47,5	0,76	60,3	0,79
3	12	111,5	140	247	249	30,0	56,8	0,47	60,4	0,94
3	12	110	400	191	191	27,4	62,1	0,56	61,1	1,02
3	12	110,6	400	188	194	27,4	64,9	0,54	61,7	1,05
3	12	109,6	400	189	189	27,4	68,5	0,49	60,5	1,13
3	12	112,2	400	246	242	27,6	69,6	0,81	70,5	0,99
3	12	110,6	400	246	246	27,6	71,4	0,69	69,5	1,03
3	12	111,2	400	242	247	27,6	73,6	0,75	69,9	1,05
3	12	109,8	400	244	246	27,6	71,4	0,71	69,0	1,04
3	8	84,2	100	46	39	32,5	20,4	0,76	19,1	1,07
3	8	83,5	100	52	52	32,5	23,0	3,03	20,4	1,13
3	8	84	100	51	51	32,5	22,9	1,06	20,3	1,13

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B13

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	8	83,6	100	51	53	32,5	10,8	0,17	20,5	0,53
3	8	86,1	120	41	40	31,6	22,8	1,05	19,6	1,16
3	8	87,2	120	39	36	31,6	21,9	1,05	19,2	1,14
3	8	85,8	120	40	39	31,6	21,8	0,96	19,4	1,13
3	8	85,9	120	53	53	31,6	25,6	1,50	22,0	1,16
3	8	84,1	120	50	50	31,6	23,2	0,33	21,1	1,09
3	8	86,1	120	52	55	31,6	25,3	0,71	22,3	1,14
3	8	85,4	120	55	54	31,6	27,2	1,00	22,2	1,22
3	8	120,2	180	81	80	28,6	33,8	1,53	36,2	0,93
3	8	121,2	180	82	80	28,6	38,3	1,79	36,5	1,05
3	8	120,9	180	80	82	28,6	36,5	1,79	36,5	1,00
3	8	120	180	83	81	28,6	38,0	1,77	36,5	1,04
3	12	63,2	90	39	42	28,9	16,4	1,32	15,4	1,06
3	12	62,9	90	42	40	28,9	14,5	2,12	15,4	0,94
3	12	63,5	90	40	39	28,9	16,3	1,65	15,2	1,07
3	12	62	90	60	63	28,8	16,9	1,98	18,2	0,92
3	12	61,7	90	59	62	28,8	16,8	1,53	18,1	0,93
3	12	60,2	90	56	62	28,8	17,2	1,80	17,7	0,98
3	12	61,6	90	57	58	28,8	15,9	1,43	17,6	0,91
3	12	123,5	150	41	44	30,3	28,8		29,9	0,97
3	12	119,1	150	41	43	30,3	28,1		28,9	0,97
3	12	121,5	150	82	79	30,3	39,7	0,93	39,1	1,01
3	12	122,5	150	81	80	30,3	44,2	1,44	39,2	1,13
3	12	121,3	150	84	78	30,3	40,0	1,67	39,4	1,02
3	12	120,6	150	120	118	29,4	42,0	1,47	45,8	0,92
3	12	121,2	150	119	120	29,4	43,8	1,16	45,9	0,95
3	12	120,5	150	120	122	29,4	44,2	1,63	46,1	0,96
3	12	122	150	120	125	29,4	51,4	1,31	46,9	1,10
3	12	121	180	41	41	26,9	27,3	1,14	28,9	0,95
3	12	121	180	43	41	26,9	26,1	0,73	29,3	0,89
3	12	121,3	180	42	43	26,9	24,7	1,23	29,4	0,84
3	12	120,3	180	43	42	26,9	24,0	0,63	29,3	0,82
3	12	120,5	180	60	60	26,9	32,7	0,96	34,0	0,96
3	12	121	180	60	59	26,9	32,1	1,04	34,0	0,94
3	12	121,2	180	60	58	26,9	32,0	2,37	34,0	0,94
3	12	122	180	59	61	26,9	37,6	0,82	34,4	1,09
3	12	121,1	180	78	76	28,6	37,3	3,71	39,5	0,94
3	12	122,3	180	83	82	28,6	43,3	2,68	40,9	1,06
3	12	120,7	180	79	81	28,7	43,9	1,44	40,1	1,09
3	12	120	180	85	84	28,7	39,8	3,10	40,9	0,97
3	12	121	180	121	121	27,3	46,0	1,29	47,1	0,98
3	12	121	180	119	120	27,3	47,6	1,75	46,9	1,01
3	12	121,5	180	121	121	27,3	41,5	1,29	47,3	0,88
3	12	121,2	180	120	118	27,3	49,2	1,38	47,0	1,05
3	12	119,7	210	41	42	36,1	35,8	1,53	35,2	1,02
3	12	125,8	210	44	41	36,1	36,5	0,38	36,9	0,99
3	12	119,7	210	42	44	36,1	37,7	1,47	35,8	1,05

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B13

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	12	118,3	210	38	40	36,1	36,1	2,07	34,1	1,06
3	12	120	210	79	78	31,2	46,6	1,20	43,4	1,07
3	12	121,5	210	81	80	31,2	47,3	1,65	44,3	1,07
3	12	121,2	210	80	80	31,2	45,0	1,53	44,0	1,02
3	12	121,5	210	82	83	31,2	47,8	1,53	44,7	1,07
3	12	121	210	124	119	31,2	59,5	2,41	53,5	1,11
3	12	121,1	210	122	120	31,2	59,3	2,88	53,2	1,11
3	12	120,3	210	120	122	31,2	59,1	1,51	53,0	1,12
3	12	121,3	210	121	121	31,2	56,5	1,44	53,1	1,06
3	12	121,3	240	45	42	36,1	35,1	1,03	38,1	0,92
3	12	117	240	40	44	36,1	34,2	0,17	36,7	0,93
3	12	118	240	43	44	36,1	37,7	1,84	37,2	1,01
3	12	124,6	240	81	79	28,4	49,5	1,02	44,9	1,10
3	12	124	240	83	80	28,4	48,3	0,82	45,1	1,07
3	12	126,6	240	82	78	28,4	50,1	1,23	45,5	1,10
3	12	124	240	80	78	28,4	44,7	1,39	44,5	1,01
3	12	123,5	240	120	120	28,4	62,9	1,32	53,5	1,18
3	12	123,5	240	120	122	28,4	61,0	1,03	53,8	1,13
3	12	124	240	121	121	28,4	64,6	0,89	53,8	1,20
3	12	123	240	119	118	28,4	64,7	1,01	53,1	1,22
3	12	179,8	270	63	58	33,5	52,6	1,83	57,5	0,91
3	12	180,3	270	60	61	33,5	57,1	2,85	57,2	1,00
3	12	180,1	270	59	60	33,5	51,8	2,11	56,7	0,91
3	12	178,8	270	61	61	33,5	53,8	1,33	57,0	0,95
3	16	120	180	81	77	28,5	44,3	1,59	42,7	1,04
3	16	120	180	78	79	28,5	45,5	0,78	42,4	1,07
3	16	121,5	180	80	79	28,5	44,8	2,53	43,0	1,04
3	16	121,2	180	79	79	28,5	43,4	0,97	42,7	1,02
3	16	161	240	106	105	28,6	78,7	1,15	65,0	1,21
3	16	162,2	240	108	109	28,6	86,0	1,29	66,1	1,30
3	16	164	240	108	108	28,6	79,2	0,77	66,4	1,19
3	16	165	240	109	107	28,6	75,6	0,99	66,8	1,13
3	24	121,5	180	81	86	26,4	43,8	2,06	47,1	0,93
3	24	120,5	180	80	86	26,4	42,6	2,12	46,7	0,91
3	24	121,1	180	80	83	26,4	37,5	1,17	46,3	0,81
3	24	120,6	180	81	78	26,4	45,2	0,95	45,7	0,99
3	24	240	360	77	83	27,4	96,7	1,01	93,4	1,03
3	24	240	360	87	83	27,4	109,6	1,79	95,7	1,15
3	24	240,5	360	81	83	27,4	96,8	1,03	94,0	1,03
3	24	239	360	82	85	27,4	103,8	2,02	94,5	1,10
3	24	240,1	360	160	160	27,4	151,8	1,86	127,4	1,19
3	24	240,8	360	162	157	27,4	146,7	1,44	128,1	1,14
3	24	240,1	360	160	161	27,4	156,6	1,74	127,7	1,23
3	24	240,2	360	161	160	27,4	154,5	2,30	127,7	1,21
3	24	239,5	360	239	240	27,5	194,7	1,16	154,2	1,01
3	24	240,3	360	240	241	27,5	201,4	1,32	154,8	1,04
3	24	240,7	360	241	237	27,5	203,4	1,41	154,9	1,05

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B13

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	24	239,8	360	243	241	27,5	194,7	1,37	155,2	1,00
3	24	236,1	300	79	81	35,5	116,6	1,05	98,4	1,18
3	24	239	300	81	82	35,5	116,2	1,43	99,9	1,16
3	24	241	300	79	82	35,5	109,8	2,45	100,2	1,10
3	24	236,7	300	153	165	35,5	150,0	2,37	136,5	0,88
3	24	236,7	300	157	159	35,5	147,1	1,72	134,6	0,87
3	24	240	300	164	162	35,5	140,9	1,85	137,8	0,82
3	24	242	300	162	157	35,5	138,1	2,19	137,6	0,80

Tabelle B14: Einzelner Verbunddübel randfern, eigene Versuche, n = 32

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
2	12	109,2	140	28,7	52,1	0,64	66,7	0,78
2	12	110,4	140	28,7	63,3	0,86	67,6	0,94
2	12	109,6	140	28,7	59,2	0,69	67,0	0,88
2	12	109,6	400	27,4	68,5	0,83	79,1	0,87
2	12	111,3	400	27,4	74,2	0,98	80,9	0,92
2	12	111,1	400	27,4	74,5	1,23	80,7	0,92
2	12	111,5	400	27,4	72,6	0,94	81,1	0,89
3	12	110,5	140	30,4	70,4	0,74	69,6	1,01
3	12	111,1	140	30,1	65,1	0,54	69,7	0,93
3	12	109,7	140	30,1	56,2	0,45	68,6	0,82
3	12	109,7	140	30,1	58,6	0,28	68,6	0,85
3	12	109,6	400	27,4	78,5	0,94	79,1	0,99
3	12	109,4	400	27,4	75,0	0,86	78,8	0,95
3	12	111,1	400	27,4	81,6	1,45	80,7	1,01
3	12	111,4	400	27,4	77,8	1,00	81,0	0,96
3	12	120,8	150	30,4	72,1	1,03	79,0	0,91
3	12	120,8	150	30,4	62,5	1,57	79,0	0,79
3	12	121,4	150	30,4	66,6	0,72	79,4	0,84
3	12	120,3	150	30,4	70,3	0,79	78,6	0,89
3	12	122,1	150	31,2	78,0	1,04	81,1	0,96
3	12	122,2	180	29,1	85,7	1,31	83,3	1,03
3	12	121,7	180	29,1	72,7	0,87	82,9	0,88
3	12	122,5	180	29,1	81,8	1,16	83,6	0,98
3	12	121,2	180	29,1	81,2	1,22	82,5	0,98
3	12	122,5	180	27,9	79,0	1,16	81,7	0,97
3	12	122,5	210	36,1	105,9	1,05	98,0	1,08
3	12	123	210	36,1	104,2	1,55	98,4	1,06
3	12	121,1	210	36,1	96,8	1,22	96,7	1,00
3	12	124,1	240	28,4	100,4	1,48	92,2	1,09
3	12	124,6	240	28,4	105,7	1,86	92,7	1,14
3	12	124,2	240	28,4	105,3	1,77	92,3	1,14
3	12	124	240	36,1	107,7	1,68	103,9	1,04

B2.1.2 Versuche aus Zulassungsverfahren

Tabelle B15: Einzelner Verbunddübel in der Ecke, n = 363

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
1	6	54,4	100	50	50	29,5	11,8	13,4	0,88
1	6	55,2	100	50	50	29,5	12,9	13,5	0,95
1	6	55	100	50	50	29,5	12,2	13,5	0,90
1	6	55,5	100	50	50	29,5	12,4	13,5	0,92
1	8	65	100	100	100	29,5	17,7	22,1	0,80
1	8	66,4	100	100	100	29,5	18,6	22,4	0,83
1	8	69,2	100	100	100	29,5	19,7	23,0	0,86
1	8	66,6	100	100	100	29,5	21,4	22,4	0,95
1	8	66,6	100	120	120	27,8	20,6	23,7	0,87
1	8	66,3	100	120	120	27,8	18,1	23,6	0,77
1	8	66,8	100	120	120	27,8	17,2	23,7	0,73
1	8	67,8	100	120	120	27,8	20,2	23,9	0,84
1	8	66,9	120	65	65	32,6	14,5	20,7	0,70
1	8	65,5	120	65	65	32,6	13,2	20,4	0,65
1	8	64,9	120	65	65	32,6	13,8	20,3	0,68
1	8	68,3	120	65	65	32,6	13,9	21,0	0,66
1	10	83,2	110	120	120	33,2	32,6	32,7	1,00
1	10	83,3	110	120	120	33,2	30,1	32,7	0,92
1	10	83,8	110	120	120	33,2	30,4	32,9	0,92
1	10	83,9	110	120	120	33,2	31,3	32,9	0,95
1	10	82,1	110	140	140	25,8	30,9	30,7	1,01
1	10	80,5	110	140	140	25,8	33,7	30,3	1,11
1	10	81,1	110	140	140	25,8	32,3	30,5	1,06
1	10	80,9	110	140	140	25,8	34,7	30,4	1,14
1	10	83,4	120	80	80	32,0	28,1	27,6	1,02
1	10	84	120	80	80	32,0	24,4	27,7	0,88
1	10	84,1	120	80	80	32,0	24,3	27,7	0,88
1	10	83,8	120	80	80	32,0	23,1	27,6	0,84
1	10	83,4	130	110	110	26,4	26,2	29,7	0,88
1	10	82,4	130	110	110	26,4	28,5	29,5	0,97
1	10	82,4	130	110	110	26,4	29,0	29,5	0,99
1	10	82,7	130	110	110	26,4	28,0	29,5	0,95
1	12	99,6	130	140	140	33,7	41,3	44,2	0,93
1	12	99,2	130	140	140	33,7	43,6	44,1	0,99
1	12	99,4	130	140	140	33,7	39,7	44,1	0,90
1	12	98,1	130	140	140	33,7	36,4	43,7	0,83
1	12	96,2	130	160	160	26,6	42,5	40,8	1,04
1	12	96,6	130	160	160	26,6	45,7	41,0	1,12
1	12	96,3	130	160	160	26,6	43,9	40,9	1,07
1	12	96,4	130	160	160	26,6	40,8	40,9	1,00
1	12	95	150	95	95	32,5	32,6	36,9	0,88
1	12	94,4	150	95	95	32,5	32,6	36,8	0,89
1	12	95,7	150	95	95	32,5	27,9	37,1	0,75
1	12	95,2	150	95	95	32,5	32,0	37,0	0,87

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
1	12	95,7	160	130	130	27,4	39,1	40,2	0,97
1	12	96,2	160	130	130	27,4	43,3	40,3	1,07
1	12	95,1	160	130	130	27,4	37,1	40,0	0,93
1	12	95,8	160	130	130	27,4	41,3	40,2	1,03
1	16	129,3	160	180	180	33,7	62,4	68,1	0,92
1	16	127,1	160	180	180	33,7	57,4	67,3	0,85
1	16	128,2	160	180	180	33,7	57,2	67,7	0,84
1	16	128,7	160	180	180	33,7	53,3	67,9	0,79
1	16	126,5	160	225	225	26,0	55,6	65,5	0,85
1	16	126,5	160	225	225	26,0	51,8	65,5	0,79
1	16	127,3	160	225	225	26,0	55,2	65,8	0,84
1	16	127	160	225	225	26,0	60,5	65,7	0,92
1	16	126	200	190	190	25,7	45,2	64,6	0,70
1	16	125,5	200	190	190	25,7	51,8	64,4	0,80
1	16	126,5	200	190	190	25,7	50,0	64,8	0,77
1	16	125,7	200	190	190	25,7	51,0	64,5	0,79
1	20	161,2	220	160	160	28,1	104,4	80,2	1,04
1	20	161,5	220	160	160	28,1	107,0	80,3	1,07
1	20	164	220	160	160	28,1	101,9	81,1	1,01
1	20	162,2	220	160	160	28,1	107,2	80,5	1,07
1	24	193	250	190	190	31,8	116,5	113,8	0,82
1	24	193	250	190	190	31,8	121,9	113,8	0,86
1	24	196	250	190	190	31,8	115,5	115,0	0,80
1	24	194	250	190	190	31,8	103,8	114,2	0,73
1	30	240	320	240	240	31,6	184,4	168,3	0,88
1	30	238	320	240	240	31,6	192,1	167,4	0,92
1	30	240	320	240	240	31,6	194,6	168,3	0,92
1	30	240	320	240	240	31,6	177,8	168,3	0,84
2	8	80	110	120	120	27,7	30,4	27,6	1,03
2	8	80	110	120	120	27,7	34,8	27,6	1,17
2	8	80	110	120	120	27,7	34,4	27,6	1,16
2	8	80	110	120	120	27,7	34,6	27,6	1,17
2	10	90	120	135	135	27,5	39,8	34,1	1,08
2	10	90	120	135	135	27,5	43,1	34,1	1,17
2	10	90	120	135	135	27,5	41,8	34,1	1,14
2	10	90	120	135	135	27,5	40,4	34,1	1,10
2	12	110	140	165	165	27,8	47,0	47,5	0,99
2	12	110	140	165	165	27,8	51,2	47,5	1,08
2	12	110	140	165	165	27,8	54,1	47,5	1,14
2	12	110	140	165	165	27,8	53,4	47,5	1,13
2	12	110	140	165	165	29,9	58,4	49,2	1,19
2	16	125	170	187,5	187,5	27,7	68,7	62,8	1,09
2	16	125	170	187,5	187,5	27,7	73,5	62,8	1,17
2	16	125	170	187,5	187,5	27,7	72,6	62,8	1,16
2	16	125	170	187,5	187,5	27,7	67,4	62,8	1,07
2	20	170	220	255	255	31,6	127,2	109,9	1,08
2	20	170	220	255	255	31,6	135,9	109,9	1,15

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
2	20	170	220	255	255	31,6	129,8	109,9	1,10
2	20	170	220	255	255	31,6	122,5	109,9	1,04
2	24	210	270	315	315	32,0	168,7	158,0	0,99
2	24	210	270	315	315	32,0	149,6	158,0	0,88
2	24	210	270	315	315	32,0	174,9	158,0	1,03
2	24	210	270	315	315	32,0	145,1	158,0	0,85
2	27	240	300	360	360	31,5	170,3	195,1	0,87
2	27	240	300	360	360	31,5	211,9	195,1	1,01
2	27	240	300	360	360	31,5	204,9	195,1	0,98
2	27	240	300	360	360	31,5	206,1	195,1	0,98
2	27	240	300	360	360	31,5	180,1	195,1	0,86
2	30	270	340	405	405	32,1	263,8	241,6	1,02
2	30	270	340	405	405	32,1	205,3	241,6	0,79
2	30	270	340	405	405	32,9	237,2	244,6	0,90
2	30	270	340	405	405	32,9	203,3	244,6	0,77
2	30	270	340	405	405	32,9	208,9	244,6	0,79
2	8	80	100	80	80	41,4	21,4	27,1	0,79
2	8	80	100	80	80	41,4	25,6	27,1	0,94
2	8	80	100	80	80	41,4	27,6	27,1	1,02
2	8	80	100	80	80	41,4	22,9	27,1	0,85
2	8	80	100	120	120	30,0	28,6	27,8	1,03
2	8	80	100	120	120	30,0	25,6	27,8	0,92
2	8	80	100	120	120	30,0	25,6	27,8	0,92
2	8	80	100	120	120	30,0	27,7	27,8	1,00
2	10	90	120	135	135	33,6	41,6	37,7	1,10
2	10	90	120	135	135	33,6	38,9	37,7	1,03
2	10	90	120	135	135	33,6	38,3	37,7	1,02
2	10	90	120	135	135	33,6	40,5	37,7	1,07
2	12	110	140	165	165	29,8	57,9	49,1	1,18
2	12	110	140	165	165	29,8	56,0	49,1	1,14
2	12	110	140	165	165	29,8	55,3	49,1	1,12
2	12	110	140	165	165	29,8	53,2	49,1	1,08
2	12	110	140	110	110	31,5	39,0	41,8	0,93
2	12	110	140	110	110	31,5	36,6	41,8	0,87
2	12	110	140	110	110	31,5	29,9	41,8	0,72
2	12	110	140	110	110	31,5	38,8	41,8	0,93
2	16	125	170	188	188	32,0	84,0	67,6	1,24
2	16	125	170	188	188	32,0	88,8	67,6	1,31
2	16	125	170	188	188	32,0	83,1	67,6	1,23
2	16	125	170	188	188	32,0	80,6	67,6	1,19
2	20	170	220	255	255	30,1	110,7	107,2	1,03
2	20	170	220	255	255	30,1	113,9	107,2	1,06
2	20	170	220	255	255	30,1	113,1	107,2	1,05
2	20	170	220	255	255	30,1	114,1	107,2	1,06
2	20	170	220	170	170	33,2	93,6	92,8	1,01
2	20	170	220	170	170	33,2	92,2	92,8	0,99
2	20	170	220	170	170	33,2	104,3	92,8	1,12

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
2	20	170	220	170	170	33,2	100,2	92,8	1,08
2	24	210	270	315	315	36,7	174,7	169,3	1,03
2	24	210	270	315	315	36,7	173,8	169,3	1,03
2	24	210	270	315	315	36,7	137,6	169,3	0,81
2	27	240	300	360	360	29,2	152,8	187,7	0,81
2	27	240	300	360	360	29,2	171,7	187,7	0,91
2	27	240	300	360	360	29,2	167,9	187,7	0,89
2	27	240	300	360	360	29,2	178,4	187,7	0,95
2	30	270	340	405	405	31,5	232,1	239,3	0,97
2	30	270	340	405	405	31,5	215,2	239,3	0,90
2	30	270	340	405	405	31,5	177,9	239,3	0,74
2	30	270	340	405	405	28,6	210,5	228,1	0,92
2	30	270	340	405	405	28,6	230,3	228,1	1,01
2	30	270	340	405	405	28,6	201,8	228,1	0,88
2	30	270	340	405	405	28,6	205,9	228,1	0,90
2	30	270	340	270	270	31,5	186,3	196,4	0,95
2	30	270	340	270	270	31,5	173,9	196,4	0,89
2	30	270	340	270	270	31,5	170,3	196,4	0,87
2	30	270	340	270	270	31,5	160,5	196,4	0,82
2	8	50	100	75	75	31,1	18,0	16,7	1,08
2	8	80	105	120	120	30,1	25,6	28,3	0,91
2	8	80	105	120	120	30,1	25,6	28,3	0,90
2	8	80	105	120	120	30,1	27,7	28,3	0,98
2	8	80	105	120	120	30,1	28,6	28,3	1,01
2	8	80	110	120	120	27,2	32,0	27,3	1,17
2	9,5	38	89	86	86	23,0	12,8	12,6	1,01
2	9,5	38	89	86	86	23,0	12,9	12,6	1,02
2	9,5	38	89	86	86	23,0	12,7	12,6	1,00
2	9,5	38	89	86	86	23,1	11,4	12,6	0,91
2	10	62	100	90	90	31,1	22,0	22,1	0,99
2	10	90	120	135	135	33,7	38,3	37,8	1,01
2	10	90	120	135	135	27,2	40,7	33,9	1,20
2	12	72	100	108	108	31,1	29,5	27,8	1,06
2	12	110	140	165	165	32,8	55,4	51,5	1,07
2	15,9	63	100	95	95	31,6	20,1	25,9	0,77
2	15,9	63	100	95	95	31,6	21,6	25,9	0,83
2	15,9	63	100	95	95	31,6	21,9	25,9	0,84
2	15,9	63	100	95	95	31,6	23,1	25,9	0,89
2	15,9	64	102	143	143	19,1	26,0	24,8	1,05
2	15,9	64	102	143	143	19,1	27,2	24,8	1,10
2	15,9	64	102	143	143	19,1	24,7	24,8	1,00
2	15,9	64	102	143	143	19,1	26,6	24,8	1,07
2	16	95	130	144	144	24,6	48,8	39,8	1,23
2	16	125	160	188	188	26,2	64,7	59,9	1,08
2	16	125	170	188	188	31,6	80,6	67,1	1,20
2	16	125	170	188	188	31,5	88,8	67,1	1,32
2	19,1	76	121	114	114	31,6	21,5	35,6	0,60

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
2	19,1	76	121	114	114	31,6	27,0	35,6	0,76
2	19,1	76	121	114	114	31,6	29,2	35,6	0,82
2	19,1	76	121	114	114	31,6	32,0	35,6	0,90
2	20	123	170	180	180	24,9	71,3	61,1	1,17
2	20	170	200	170	170	33,1	93,6	89,8	1,04
2	20	170	200	170	170	33,1	92,2	89,8	1,03
2	20	170	200	170	170	33,1	104,3	89,8	1,16
2	20	170	200	170	170	33,1	100,2	89,8	1,11
2	20	170	220	255	255	28,2	99,0	103,7	0,95
2	20	170	220	225	225	28,6	113,9	98,4	1,16
2	20	170	220	225	225	28,6	113,1	98,4	1,15
2	20	170	220	225	225	28,6	114,1	98,4	1,16
2	22,2	89	135	133	133	31,6	35,1	45,8	0,77
2	22,2	89	135	133	133	31,6	36,3	45,8	0,79
2	22,2	89	135	133	133	31,6	36,7	45,8	0,80
2	22,2	89	135	133	133	31,6	38,4	45,8	0,84
2	24	142	220	216	216	27,8	88,3	88,3	1,00
2	24	210	270	315	315	27,5	124,9	146,4	0,85
2	24	210	270	315	315	36,9	137,6	169,6	0,81
2	25,4	102	160	203	203	19,1	51,4	52,0	0,99
2	25,4	102	160	203	203	19,1	51,6	52,0	0,99
2	25,4	102	160	254	254	19,1	57,6	52,5	1,10
2	25,4	102	160	254	254	19,1	59,5	52,5	1,13
2	27	240	300	360	360	31,6	159,2	195,3	0,81
2	27	240	300	360	360	31,6	196,3	195,3	1,00
2	27	240	300	360	360	31,6	171,8	195,3	0,88
2	27	240	300	360	360	31,6	143,8	195,3	0,74
2	30	180	250	270	270	29,1	138,4	129,9	1,07
2	30	270	340	270	270	31,5	186,3	196,4	0,95
2	30	270	340	270	270	31,5	173,9	196,4	0,89
2	30	270	340	270	270	31,5	170,3	196,4	0,87
2	31,8	127	200	254	254	23,0	75,9	80,2	0,95
2	31,8	127	200	254	254	23,0	81,3	80,2	1,01
2	31,8	127	200	254	254	23,1	69,3	80,3	0,86
2	31,8	127	200	286	286	23,0	83,3	80,2	1,04
2	31,8	635	762	317,5	317,5	18,3	275,7	380,2	0,73
2	31,8	635	762	317,5	317,5	18,3	528,9	380,2	1,39
2	31,8	635	762	317,5	317,5	18,3	265,6	380,7	0,70
2	31,8	635	762	317,5	317,5	18,3	260,0	380,7	0,68
2	31,8	635	762	635	635	18,3	425,3	517,7	0,82
2	31,8	635	762	635	635	18,3	453,7	517,7	0,88
2	31,8	635	762	635	635	18,3	444,8	517,7	0,86
2	31,8	635	762	635	635	18,3	549,8	517,1	1,06
3	8	50	100	75	75	31,0	18,8	16,7	1,13
3	8	50	100	75	75	31,0	17,6	16,7	1,06
3	8	50	100	75	75	31,0	17,5	16,7	1,05
3	8	50	100	75	75	31,0	18,2	16,7	1,09

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
3	8	80	110	120	120	27,1	30,7	27,2	1,13
3	8	80	110	120	120	27,1	30,6	27,2	1,12
3	8	80	110	120	120	27,1	34,2	27,2	1,26
3	8	80	110	120	120	27,1	32,3	27,2	1,19
3	10	62	100	90	90	31,0	20,2	22,1	0,92
3	10	62	100	90	90	31,0	21,0	22,1	0,95
3	10	62	100	90	90	31,0	25,2	22,1	1,14
3	10	62	100	90	90	31,0	22,4	22,1	1,01
3	10	90	120	135	135	27,1	39,0	33,9	1,15
3	10	90	120	135	135	27,1	39,1	33,9	1,15
3	10	90	120	135	135	27,1	43,8	33,9	1,29
3	10	90	120	135	135	27,1	40,7	33,9	1,20
3	12	72	100	108	108	31,0	24,3	27,7	0,88
3	12	72	100	108	108	31,0	32,4	27,7	1,17
3	12	72	100	108	108	31,0	29,0	27,7	1,05
3	12	72	100	108	108	31,0	32,3	27,7	1,16
3	12	110	140	165	165	32,7	56,0	51,5	1,09
3	12	110	140	165	165	32,7	58,4	51,5	1,13
3	12	110	140	165	165	32,7	57,3	51,5	1,11
3	12	110	140	165	165	32,7	45,7	51,5	0,89
3	16	95	130	144	144	24,5	59,9	39,8	1,51
3	16	95	130	144	144	24,5	53,5	39,8	1,35
3	16	95	130	144	144	24,5	41,5	39,8	1,04
3	16	95	130	144	144	24,5	40,1	39,8	1,01
3	16	125	160	188	188	26,1	48,9	59,9	0,82
3	16	125	160	188	188	26,1	68,5	59,9	1,14
3	16	125	160	188	188	26,1	85,2	59,9	1,42
3	16	125	160	188	188	26,1	56,1	59,9	0,94
3	20	123	170	180	180	24,8	72,8	61,0	1,19
3	20	123	170	180	180	24,8	66,8	61,0	1,10
3	20	123	170	180	180	24,8	79,4	61,0	1,30
3	20	123	170	180	180	24,8	66,3	61,0	1,09
3	20	170	220	255	255	28,1	121,9	103,6	1,18
3	20	170	220	255	255	28,1	89,4	103,6	0,86
3	20	170	220	255	255	28,1	99,3	103,6	0,96
3	20	170	220	255	255	28,1	85,2	103,6	0,82
3	24	142	220	216	216	27,7	82,8	88,3	0,94
3	24	142	220	216	216	27,7	90,3	88,3	1,02
3	24	142	220	216	216	27,7	85,7	88,3	0,97
3	24	142	220	216	216	27,7	94,5	88,3	1,07
3	24	210	270	315	315	27,4	150,7	146,1	1,03
3	24	210	270	315	315	27,4	114,6	146,1	0,78
3	24	210	270	315	315	27,4	116,0	146,1	0,79
3	24	210	270	315	315	27,4	118,3	146,1	0,81
3	30	180	250	270	270	29,0	149,8	129,7	1,15
3	30	180	250	270	270	29,0	150,9	129,7	1,16
3	30	180	250	270	270	29,0	134,4	129,7	1,04
3	30	180	250	270	270	29,0	118,5	129,7	0,91

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,test} N _{u,cb,calc}
3	9,5	39	90	57	57	35,8	11,7	13,4	0,87
3	9,5	38	90	57	57	35,8	12,1	13,1	0,93
3	9,5	38	90	57	57	35,8	11,3	13,1	0,86
3	9,5	40	90	57	57	35,8	12,3	13,8	0,89
3	9,5	67	107	100	100	31,7	24,4	24,9	0,98
3	9,5	67	107	100	100	31,7	23,0	24,9	0,92
3	9,5	68	107	100	100	31,7	21,5	25,2	0,85
3	9,5	67	107	100	100	31,7	22,1	24,9	0,88
3	15,9	68	100	95	95	35,8	23,5	29,0	0,81
3	15,9	66	100	95	95	35,8	22,5	28,5	0,79
3	15,9	66	100	95	95	35,8	23,8	28,5	0,83
3	15,9	65	100	95	95	35,8	23,9	28,2	0,85
3	15,9	128	165	191	191	31,7	67,2	68,0	0,99
3	15,9	129	165	191	191	31,7	71,4	68,4	1,04
3	15,9	130	165	191	191	31,7	71,0	68,8	1,03
3	22,2	92	140	133	133	32,5	41,0	48,1	0,85
3	22,2	91	140	133	133	32,5	40,5	47,7	0,85
3	22,2	90	140	133	133	32,5	41,8	47,4	0,88
3	22,2	90	140	133	133	32,5	47,8	47,4	1,01
3	22,2	225	275	333	333	32,7	145,4	169,6	0,86
3	22,2	224	275	333	333	32,7	139,8	169,1	0,83
3	22,2	227	275	333	333	32,7	140,8	170,6	0,83
3	22,2	221	275	333	333	32,7	150,2	167,5	0,90
3	31,8	125	200	191	191	35,8	86,6	90,2	0,96
3	31,8	126	200	191	191	35,8	98,0	90,7	1,08
3	31,8	128	200	191	191	35,8	93,8	91,7	1,02
3	31,8	123	200	191	191	35,8	80,0	89,3	0,90
3	31,8	318	390	476	476	28,3	247,7	291,0	0,85
3	31,8	316	390	476	476	28,3	253,6	289,8	0,88
3	31,8	319	390	476	476	28,3	239,6	291,6	0,82
3	31,8	317	390	476	476	28,3	238,1	290,4	0,82
7	8	80	110	90	90	18,3	20,3	19,6	1,03
7	8	80	110	90	90	18,3	17,2	19,6	0,88
7	8	80	110	90	90	18,3	15,6	19,6	0,79
7	8	80	110	90	90	18,3	19,7	19,6	1,00
7	10	90	120	90	90	26,5	37,6	27,8	1,35
7	10	90	120	90	90	26,5	36,2	27,8	1,30
7	10	90	120	90	90	26,5	38,1	27,8	1,37
7	10	90	120	90	90	26,5	37,8	27,8	1,36
7	12	110	150	125	125	23,4	53,4	39,1	1,36
7	12	110	150	125	125	23,4	42,3	39,1	1,08
7	12	110	150	125	125	23,4	36,2	39,1	0,93
7	12	110	150	125	125	23,4	32,3	39,1	0,83
7	16	125	160	125	125	26,5	68,9	49,8	1,38
7	16	125	160	125	125	26,5	67,2	49,8	1,35
7	16	125	160	125	125	26,5	71,2	49,8	1,43
7	16	125	160	125	125	26,5	74,4	49,8	1,49
7	16	190	250	190	190	26,5	135,5	93,0	1,46

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B15

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
7	16	190	250	190	190	26,5	126,8	93,0	1,36
7	16	190	250	190	190	26,5	129,1	93,0	1,39
7	16	190	250	190	190	26,5	134,0	93,0	1,44
7	20	170	220	200	200	18,3	104,0	74,5	1,40
7	20	170	220	200	200	18,3	111,4	74,5	1,50
7	20	170	220	200	200	18,3	107,9	74,5	1,45
7	20	170	220	200	200	18,3	117,8	74,5	1,58
7	20	240	300	240	240	22,1	134,8	124,4	1,08
7	20	240	300	240	240	22,1	136,5	124,4	1,10
7	20	240	300	240	240	22,1	125,8	124,4	1,01
7	20	240	300	240	240	22,1	112,1	124,4	0,90
7	24	210	300	210	210	19,1	126,1	104,1	1,21
7	24	210	300	210	210	19,2	122,1	104,2	1,17
7	24	210	300	210	210	19,2	125,0	104,2	1,20
7	24	210	300	210	210	19,2	119,4	104,2	1,15
7	24	290	350	290	290	21,7	216,6	168,9	1,28
7	24	290	350	290	290	21,7	218,5	168,9	1,29
7	24	290	350	290	290	21,7	191,9	168,9	1,14
7	24	290	350	290	290	21,7	190,6	168,9	1,13
7	30	280	350	340	340	15,7	225,8	160,2	1,41
7	30	280	350	340	340	15,7	217,5	160,2	1,36
7	30	280	350	340	340	15,7	207,8	160,2	1,30
7	30	280	350	340	340	15,7	215,5	160,2	1,35
8	10	90	120	135	135	35,4	36,2	38,7	0,94
8	10	90	120	135	135	35,4	36,5	38,7	0,94
8	10	90	120	135	135	35,4	37,3	38,7	0,96
8	10	90	120	135	135	35,4	41,2	38,7	1,06
8	16	125	170	188	188	38,3	71,4	73,9	0,97
8	16	125	170	188	188	38,3	78,4	73,9	1,06
8	16	125	170	188	188	38,3	76,3	73,9	1,03
8	16	125	170	188	188	38,3	81,9	73,9	1,11
8	16	125	170	215	215	26,3	71,7	65,3	1,10
8	16	125	170	215	215	26,3	72,3	65,3	1,11
8	16	125	170	215	215	26,3	76,9	65,3	1,18
8	16	125	170	215	215	26,2	78,6	65,2	1,21

B2.2 Hinterschnittdübel

B2.2.1 Forschungsversuche

Tabelle B16: Einzelner Hinterschnittdübel am Rand und in der Ecke, eigene Versuche, n = 24

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
HS2	22	80	120	121	999	35,6	63,0	2,39	56,3	1,12
HS2	22	80	120	120	999	35,6	59,2	2,91	56,3	1,05
HS2	22	80	120	121	999	35,6	56,9	2,90	56,3	1,01
HS2	22	80	120	120	999	35,6	59,3	2,86	56,3	1,05
HS2	22	80	160	119	999	35,6	66,2	2,41	62,0	1,07
HS2	22	80	160	118	999	35,6	57,4	1,76	62,0	0,93
HS2	22	80	160	121	999	35,6	58,8	1,80	62,0	0,95
HS2	22	80	160	119	999	35,6	64,6	2,08	62,0	1,04
HS2	22	80	320	121	999	35,6	68,9	2,09	64,5	1,07
HS2	22	80	320	118	999	35,6	62,3	1,70	64,5	0,97
HS2	22	80	320	122	999	35,6	65,0	2,17	64,5	1,01
HS2	22	80	320	120	999	35,6	62,0	2,07	64,5	0,96
HS2	22	80	120	117	121	35,6	49,2	1,95	45,9	1,07
HS2	22	80	120	121	117	35,6	47,8	2,35	44,9	1,06
HS2	22	80	120	123	120	35,6	46,2	2,52	45,5	1,01
HS2	22	80	120	122	120	35,6	47,9	2,49	45,6	1,05
HS2	22	80	160	119	120	35,6	59,9	1,78	50,4	1,19
HS2	22	80	160	119	122	35,6	53,9	2,61	50,7	1,06
HS2	22	80	160	121	119	35,6	49,7	1,99	50,0	0,99
HS2	22	80	160	120	118	35,6	60,3	1,78	49,8	1,21
HS2	22	80	320	122	122	35,6	64,0	1,60	52,9	1,21
HS2	22	80	320	119	121	35,6	66,2	2,31	52,6	1,26
HS2	22	80	320	120	120	35,6	68,1	2,57	52,5	1,30
HS2	22	80	320	120	119	35,6	63,1	1,88	52,2	1,21

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B17: Einzelner Hinterschnittdübel am Rand, aus *Asmus (1999)*, n = 41

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
HS1	16	80	120	40	999	25,3	22,4	2,25	30,6	0,73
HS1	16	80	120	40	999	25,3	20,5	2,80	30,6	0,67
HS1	16	80	120	40	999	25,3	22,5	2,65	30,6	0,74
HS1	16	80	120	40	999	25,3	30,1	3,50	30,6	0,98
HS1	16	80	120	80	999	25,3	44,8	4,40	38,5	1,16
HS1	16	80	120	80	999	25,3	41,7	6,00	38,5	1,08
HS1	16	80	120	120	999	25,3	42,4	3,70	44,1	0,96
HS1	16	80	120	160	999	25,3	45,9	5,75	47,5	0,97
HS1	16	80	120	160	999	25,3	45,2	6,35	47,5	0,95
HS1	16	80	120	160	999	25,3	40,4	6,00	47,5	0,85
HS1	16	80	160	40	999	25,1	30,1	2,40	33,5	0,90
HS1	16	80	160	40	999	25,1	31,5	2,50	33,5	0,94
HS1	16	80	160	40	999	25,1	28,5	2,00	33,5	0,85
HS1	16	80	160	40	999	25,1	25,0	2,30	33,5	0,75
HS1	16	80	160	40	999	25,1	32,7	2,35	33,5	0,98
HS1	16	80	160	60	999	25,3	34,5	4,35	38,5	0,90
HS1	16	80	160	60	999	25,3	37,9	4,95	38,5	0,98
HS1	16	80	160	60	999	25,3	33,4	4,80	38,5	0,87
HS1	16	80	160	60	999	25,3	33,7	4,30	38,5	0,87
HS1	16	80	160	80	999	25,3	42,6	4,50	42,4	1,00
HS1	16	80	160	80	999	25,3	42,6	6,00	42,4	1,00
HS1	16	80	160	80	999	25,3	47,5	4,10	42,4	1,12
HS1	16	80	160	80	999	25,3	42,1	7,10	42,4	0,99
HS1	16	80	160	80	999	25,3	41,6	4,80	42,4	0,98
HS1	16	80	160	120	999	25,3	49,5	12,00	48,6	1,02
HS1	16	80	160	120	999	25,3	46,3	7,50	48,6	0,95
HS1	16	80	240	40	999	25,3	31,9	3,30	35,0	0,91
HS1	16	80	240	40	999	25,3	25,9	1,80	35,0	0,74
HS1	16	80	240	40	999	25,3	26,2	1,80	35,0	0,75
HS1	16	80	240	40	999	25,3	26,5	2,15	35,0	0,76
HS1	16	80	240	40	999	25,3	27,6	2,20	35,0	0,79
HS1	16	80	240	60	999	25,3	40,2	2,95	40,1	1,00
HS1	16	80	240	60	999	25,3	40,4	2,80	40,1	1,01
HS1	16	80	240	60	999	25,3	38,9	2,80	40,1	0,97
HS1	16	80	240	60	999	25,3	45,0	3,70	40,1	1,12
HS1	16	80	240	80	999	25,3	41,3	3,55	44,1	0,94
HS1	16	80	240	80	999	25,3	42,4	3,60	44,1	0,96
HS1	16	80	240	80	999	25,3	42,9	3,15	44,1	0,97
HS1	16	80	240	80	999	25,3	48,2	5,80	44,1	1,09
HS1	16	80	240	100	999	25,3	47,6	5,30	47,5	1,00
HS1	16	80	240	100	999	25,3	43,6	3,35	47,5	0,92

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B18: Einzelner Hinterschnittdübel in der Ecke, aus *Asmus (1999)*, n = 31

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	S _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
HS1	16	80	120	40	40	25,3	14,1	1,35	21,8	0,65
HS1	16	80	120	40	40	25,3	11,9	2,00	21,8	0,55
HS1	16	80	120	40	40	25,3	14,5	1,75	21,8	0,66
HS1	16	80	120	160	160	25,3	47,1	6,00	40,7	1,16
HS1	16	80	120	160	160	25,3	48,3	7,50	40,7	1,19
HS1	16	80	120	160	160	25,3	46,4	4,45	40,7	1,14
HS1	16	80	120	160	160	25,3	46,6	5,60	40,7	1,14
HS1	16	80	160	40	40	25,1	18,3	2,75	23,9	0,76
HS1	16	80	160	40	40	25,1	16,7	2,20	23,9	0,70
HS1	16	80	160	40	40	25,1	20,0	2,85	23,9	0,84
HS1	16	80	160	60	60	29,5	32,0	5,50	31,0	1,03
HS1	16	80	160	60	60	29,5	33,2	2,95	31,0	1,07
HS1	16	80	160	80	80	25,3	37,7	4,10	32,6	1,16
HS1	16	80	160	80	80	25,3	34,3	7,00	32,6	1,05
HS1	16	80	160	80	80	25,3	37,4	4,75	32,6	1,15
HS1	16	80	160	80	80	25,3	34,1	6,00	32,6	1,05
HS1	16	80	160	120	120	25,3	44,9	5,70	39,2	1,14
HS1	16	80	160	120	120	25,3	44,3	6,10	39,2	1,13
HS1	16	80	160	120	120	25,3	44,4	6,15	39,2	1,13
HS1	16	80	160	120	120	25,3	40,5	6,10	39,2	1,03
HS1	16	80	160	160	160	25,3	48,2	6,40	44,9	1,07
HS1	16	80	160	160	160	25,3	47,1	7,50	44,9	1,05
HS1	16	80	160	160	160	25,3	49,1	8,00	44,9	1,09
HS1	16	80	160	160	160	25,3	47,8	6,00	44,9	1,07
HS1	16	80	240	40	40	25,3	17,6	1,65	25,0	0,70
HS1	16	80	240	40	40	25,3	16,3	0,80	25,0	0,65
HS1	16	80	240	40	40	25,3	17,4	1,80	25,0	0,70
HS1	16	80	240	80	80	25,3	38,8	3,60	33,9	1,14
HS1	16	80	240	80	80	25,3	34,0	3,70	33,9	1,00
HS1	16	80	240	80	80	25,3	35,4	4,65	33,9	1,04
HS1	16	80	240	80	80	25,3	42,1	4,10	33,9	1,24

Tabelle B19: Zweier- und Vierergruppen am Rand und in der Ecke, aus *Asmus (1999)*, n = 49

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₁ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	S _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
HS1	16	80	160	80	999	80	999	25,5	65,1	3,20	55,2	1,18
HS1	16	80	160	80	999	80	999	25,5	52,1	1,90	55,2	0,94
HS1	16	80	160	40	999	999	40	25,3	30,8	1,10	40,9	0,75
HS1	16	80	160	40	999	999	40	25,3	30,4	1,10	40,9	0,74
HS1	16	80	160	40	999	999	40	25,5	30,4	1,10	41,0	0,74
HS1	16	80	150	80	999	999	40	36,3	65,4	2,50	56,5	1,16
HS1	16	80	150	80	999	999	40	36,3	69,8	0,50	56,5	1,24
HS1	16	80	150	80	999	999	40	36,3	58,7	2,50	56,5	1,04
HS1	16	80	150	80	999	999	40	36,3	73,2	3,00	56,5	1,30
HS1	16	80	160	80	999	999	40	25,3	56,8	2,50	48,1	1,18
HS1	16	80	160	120	999	999	40	25,3	58,8	2,00	53,5	1,10

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Fortsetzung Tabelle B19

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₁ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,test} N _{u,cb,calc}
HS1	16	80	160	120	999	999	40	25,3	60,8	2,40	53,5	1,14
HS1	16	80	160	120	999	999	40	25,3	56,2	2,00	53,5	1,05
HS1	16	80	160	120	999	999	40	25,3	54,3	1,80	53,5	1,01
HS1	16	80	160	80	999	999	40	25,3	40,4	3,20	48,1	0,84
HS1	16	80	160	80	999	999	40	25,3	43,4	3,80	48,1	0,90
HS1	16	80	160	80	999	999	40	25,3	41,8	3,15	48,1	0,87
HS1	16	80	160	80	999	999	40	25,3	40,7	2,60	48,1	0,85
HS1	16	80	160	80	999	999	80	25,5	57,2	2,00	54,1	1,06
HS1	16	80	160	80	80	999	80	25,5	54,7	4,00	44,2	1,24
HS1	16	80	160	80	80	999	80	25,5	48,7	3,80	44,2	1,10
HS1	16	80	160	80	80	999	80	25,5	60,6	2,70	44,2	1,37
HS1	16	80	160	80	80	999	80	25,5	54,8	3,80	44,2	1,24
HS1	16	80	160	80	80	999	160	25,5	79,6	5,00	55,7	1,43
HS1	16	80	160	80	80	999	160	25,5	65,9	2,30	55,7	1,18
HS1	16	80	160	80	80	999	160	25,5	71,5	-	55,7	1,28
HS1	16	80	160	80	80	999	160	25,5	74,7	4,00	55,7	1,34
HS1	16	80	160	160	160	999	80	29,5	64,0	-	58,2	1,10
HS1	16	80	150	160	160	999	80	36,3	88,5	2,65	63,3	1,40
HS1	16	80	150	160	160	999	80	36,3	90,3	2,75	63,3	1,43
HS1	16	80	150	160	160	999	80	36,3	85,6	3,70	63,3	1,35
HS1	16	80	160	80	999	40	40	29,4	57,6	1,00	59,6	0,97
HS1	16	80	160	80	999	40	40	29,4	56,6	1,70	59,6	0,95
HS1	16	80	160	80	999	40	40	29,4	56,7	1,85	59,6	0,95
HS1	16	80	160	80	999	80	80	29,4	72,2	2,50	75,2	0,96
HS1	16	80	150	80	999	80	80	38,4	78,0	1,80	83,0	0,94
HS1	16	80	150	80	999	80	80	38,4	101,6	-	83,0	1,22
HS1	16	80	150	80	999	160	160	38,4	105,5	1,50	122,5	0,86
HS1	16	80	150	80	999	160	160	38,4	93,4	2,60	122,5	0,76
HS1	16	80	160	80	999	160	160	29,5	78,1	1,80	112,3	0,70
HS1	16	80	160	80	80	40	40	29,4	51,9	2,80	47,5	1,09
HS1	16	80	160	80	80	40	40	29,4	60,7	2,70	47,5	1,28
HS1	16	80	160	80	80	40	40	29,4	58,3	2,00	47,5	1,23
HS1	16	80	160	80	80	40	40	29,4	58,0	3,00	47,5	1,22
HS1	16	80	150	80	80	40	40	38,4	75,7	2,85	52,7	1,44
HS1	16	80	150	80	80	80	80	38,4	79,9	5,10	67,9	1,18
HS1	16	80	160	80	80	160	160	29,5	81,1	2,65	95,4	0,85
HS1	16	80	160	80	80	160	160	29,5	68,8	3,00	95,4	0,72
HS1	16	80	160	80	80	160	160	29,5	76,7	2,60	95,4	0,80

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B20: Einzelner Hinterschnittdübel randfern, eigene Versuche, n = 12

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	s _u [mm]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
HS2	22	80	120	35,6	73,3*	5,46	56,3	1,30
HS2	22	80	120	35,6	71,5	3,61	56,3	1,27
HS2	22	80	120	35,6	72,8	3,54	56,3	1,29
HS2	22	80	120	35,6	70,1	2,48	56,3	1,24
HS2	22	80	160	35,6	73,4*	5,36	62,0	1,18
HS2	22	80	160	35,6	69,8	3,12	62,0	1,13
HS2	22	80	160	35,6	69,9	3,05	62,0	1,13
HS2	22	80	160	35,6	74,8	4,48	62,0	1,21
HS2	22	80	320	35,6	72,2	3,52	64,5	1,12
HS2	22	80	320	35,6	73,3*	6,40	64,5	1,14
HS2	22	80	320	35,6	67,7	3,54	64,5	1,05
HS2	22	80	320	35,6	70,9	3,45	64,5	1,10

* Versagen: Stahlbruch

B2.2.2 Versuche aus Zulassungsverfahren

Tabelle B21: Einzelner Hinterschnittdübel in der Ecke, n = 25

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,cb,calc}}$
HS2	20	100	140	80	80	35,8	44,9	45,6	0,98
HS2	20	100	140	80	80	35,8	44,5	45,6	0,98
HS2	20	100	140	80	80	35,8	47,8	45,6	1,05
HS2	20	100	200	70	70	29,1	46,5	43,6	1,07
HS2	20	100	200	70	70	29,1	42,7	43,6	0,98
HS2	20	100	200	70	70	29,1	46,2	43,6	1,06
HS2	20	100	200	70	70	29,1	45,3	43,6	1,04
HS2	20	100	200	70	70	23,6	43,3	39,3	1,10
HS2	20	100	200	70	70	23,6	42,5	39,3	1,08
HS2	20	100	200	70	70	23,6	40,9	39,3	1,04
HS2	20	100	200	70	70	23,6	41,1	39,3	1,05
HS2	20	100	200	70	70	34,5	45,2	47,5	0,95
HS2	22	125	170	100	100	36,0	70,1	64,1	1,09
HS2	22	125	170	100	100	36,0	69,1	64,1	1,08
HS2	22	125	170	100	100	36,0	72,6	64,1	1,13
HS2	22	125	170	100	100	36,0	69,6	64,1	1,09
HS2	22	125	250	85	85	33,5	68,8	65,3	1,05
HS2	22	125	250	85	85	33,5	62,2	65,3	0,95
HS2	22	125	250	115	115	26,4	69,2	66,5	1,04
HS2	22	125	250	115	115	26,4	69,0	66,5	1,04
HS2	22	125	250	110	110	26,4	69,3	65,2	1,06
HS2	22	125	250	110	110	26,4	66,2	65,2	1,02
HS2	22	125	250	110	110	26,4	69,1	65,2	1,06
HS2	22	125	250	110	110	26,4	65,2	65,2	1,00
HS2	30	190	380	150	150	28,8	125,8	129,0	0,97

B2.3 Metallspreizdübel

B2.3.1 Forschungsversuche

Tabelle B22: Einzelner Hülsendübel am Rand und in der Ecke, eigene Versuche, n = 13

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
HD1	18	80	120	122	999	32,1	34,0	46,5	40,8	0,83	Spalten
HD1	18	80	120	119	999	32,1	35,1	46,1	40,1	0,87	Spalten
HD1	18	80	120	120	999	32,1	39,5	46,3	40,3	0,98	Spalten
HD1	18	80	320	119	999	27,2	46,0	48,6	54,2	0,95	Biegung
HD1	18	80	320	125	999	27,2	44,1	49,1	56,9	0,90	Biegung
HD1	18	80	320	118	999	27,2	49,3	48,5	53,7	1,02	Biegung
HD1	18	80	320	122	999	27,2	45,3	49,0	55,6	0,92	Biegung
HD1	18	80	120	122	124	32,1	29,2	37,9	32,5	0,90	Spalten
HD1	18	80	120	122	118	32,1	32,3	36,8	31,8	1,02	Spalten
HD1	18	80	320	118	118	27,2	39,6	39,1	42,3	1,01	Biegung
HD1	18	80	320	118	120	27,2	40,1	39,3	42,6	1,02	Biegung
HD1	18	80	320	117	122	27,2	41,3	39,6	42,6	1,04	Biegung
HD1	18	80	320	117	120	27,2	38,0	39,3	42,3	0,97	Biegung

Tabelle B23: Einzelner Hülsendübel am Rand und in der Ecke, aus *Asmus (1999)*, n = 12

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
HD3	18	80	160	80	999	33,4	40,2	45,4	39,7	1,01	Spalten
HD3	18	80	160	80	999	33,4	42,8	45,4	39,7	1,08	Spalten
HD3	18	80	160	80	999	33,4	45,0	45,4	39,7	1,13	Spalten
HD3	18	80	160	160	999	33,4	52,1	52,3	63,1	1,00	Biegung
HD3	18	80	160	160	999	33,4	40,1	52,3	63,1	0,77	Biegung
HD3	18	80	160	160	999	33,4	52,9	52,3	63,1	1,01	Biegung
HD3	18	80	160	160	999	33,4	43,7	52,3	63,1	0,84	Biegung
HD3	18	80	160	160	999	33,4	44,4	52,3	63,1	0,85	Biegung
HD3	18	80	160	160	160	33,4	43,1	48,0	51,7	0,90	Biegung
HD3	18	80	160	160	160	33,4	47,0	48,0	51,7	0,98	Biegung
HD3	18	80	160	160	160	33,4	42,7	48,0	51,7	0,89	Biegung
HD3	18	80	160	160	160	33,4	47,6	48,0	51,7	0,99	Biegung

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B24: Zweier- und Vierergruppen am Rand und in der Ecke, HD3, aus *Asmus (1999)*, n = 25

d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	s ₁ [mm]	s ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
18	80	160	80	80	999	80	33,4	46,0	47,1	40,0	1,15	Spalten
18	80	160	80	80	999	80	33,4	42,5	47,1	40,0	1,06	Spalten
18	80	160	80	80	999	80	33,4	47,7	47,1	40,0	1,19	Spalten
18	80	160	80	80	999	80	33,4	42,4	47,1	40,0	1,06	Spalten
18	80	160	80	80	999	160	33,4	62,9	59,3	50,0	1,26	Spalten
18	80	160	80	80	999	160	33,4	54,2	59,3	50,0	1,08	Spalten
18	80	160	80	80	999	160	33,4	64,2	59,3	50,0	1,28	Spalten
18	80	160	80	80	999	160	33,4	64,1	59,3	50,0	1,28	Spalten
18	80	160	80	999	999	80	33,4	41,5	57,6	49,8	0,83	Spalten
18	80	160	80	999	999	80	33,4	40,2	57,6	49,8	0,81	Spalten
18	80	160	80	999	999	80	33,4	41,8	57,6	49,8	0,84	Spalten
18	80	160	80	999	999	160	33,4	59,3	69,8	59,9	0,99	Spalten
18	80	160	80	999	999	160	33,4	56,7	69,8	59,9	0,95	Spalten
18	80	160	80	999	999	160	33,4	43,5	69,8	59,9	0,73	Spalten
18	80	160	80	80	40	40	33,4	43,1	47,1	39,4	1,09	Spalten
18	80	160	80	80	40	40	33,4	41,4	47,1	39,4	1,05	Spalten
18	80	160	80	80	40	40	33,4	41,3	47,1	39,4	1,05	Spalten
18	80	160	80	80	40	40	33,4	39,9	47,1	39,4	1,01	Spalten
18	80	160	80	80	160	160	33,4	77,0	94,5	75,4	1,02	Spalten
18	80	160	80	80	160	160	33,4	69,7	94,5	75,4	0,93	Spalten
18	80	160	80	80	160	160	33,4	72,4	94,5	75,4	0,96	Spalten
18	80	160	80	80	160	160	33,4	69,1	94,5	75,4	0,92	Spalten
18	80	160	80	999	80	80	33,4	60,0	74,6	62,4	0,96	Spalten
18	80	160	80	999	80	80	33,4	63,4	74,6	62,4	1,02	Spalten
18	80	160	80	999	80	80	33,4	62,5	74,6	62,4	1,00	Spalten

B2.3.2 Versuche aus Zulassungsverfahren

Tabelle B25: Einzelner Hülsendübel HD1 in der Ecke, n = 29

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
HD1	10	50	100	75	75	34,1	16,1	18,5	13,4	1,20	Spalten
HD1	10	50	100	75	75	34,1	17,9	18,5	13,4	1,33	Spalten
HD1	10	50	100	75	75	34,1	16,9	18,5	13,4	1,26	Spalten
HD1	10	50	100	75	75	34,1	16,6	18,5	13,4	1,23	Spalten
HD1	12	60	130	90	90	27,7	19,3	23,3	18,5	1,04	Spalten
HD1	12	60	130	90	90	27,7	18,2	23,3	18,5	0,98	Spalten
HD1	12	60	130	90	90	27,7	16,8	23,3	18,5	0,91	Spalten
HD1	12	60	130	90	90	27,7	15,9	23,3	18,5	0,86	Spalten
HD1	15	70	140	105	105	25,9	25,7	29,1	24,5	1,05	Spalten
HD1	15	70	140	105	105	25,9	26,6	29,1	24,5	1,08	Spalten
HD1	15	70	140	105	105	25,9	25,4	29,1	24,5	1,04	Spalten
HD1	15	70	140	105	105	25,9	25,8	29,1	24,5	1,05	Spalten
HD1	18	80	160	120	120	24,3	32,7	35,8	32,0	1,02	Spalten
HD1	18	80	160	120	120	24,3	36,0	35,8	32,0	1,12	Spalten
HD1	18	80	160	120	120	24,3	37,8	35,8	32,0	1,18	Spalten
HD1	18	80	160	120	120	24,3	32,7	35,8	32,0	1,02	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	28,6	40,4	53,9	49,9	0,81	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	28,6	42,1	53,9	49,9	0,84	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	28,6	47,7	53,9	49,9	0,96	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	28,6	43,2	53,9	49,9	0,87	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	27,5	47,3	52,8	48,9	0,97	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	27,5	45,8	52,8	48,9	0,94	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	27,5	49,0	52,8	48,9	1,00	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	27,5	41,6	52,8	48,9	0,85	Spalten
HD1	18	100	200	150	150	27,5	43,4	52,8	48,9	0,89	Spalten
HD1	24	125	250	187,5	187,5	28,6	70,9	80,4	81,5	0,88	Biegung
HD1	24	125	250	187,5	187,5	28,6	70,5	80,4	81,5	0,88	Biegung
HD1	24	125	250	187,5	187,5	28,6	73,7	80,4	81,5	0,92	Biegung
HD1	24	125	250	187,5	187,5	28,6	71,2	80,4	81,5	0,89	Biegung

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B26: Einzelner Hülsendübel HD4 in der Ecke, n = 43

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
HD4	10	50	100	75	75	36,0	20,5	19,0	16,3	1,26	Spalten
HD4	10	50	100	75	75	36,0	21,8	19,0	16,3	1,34	Spalten
HD4	10	50	100	75	75	36,0	19,8	19,0	16,3	1,21	Spalten
HD4	10	50	100	75	75	36,0	18,3	19,0	16,3	1,12	Spalten
HD4	12	60	120	90	90	31,7	21,3	24,3	22,4	0,95	Spalten
HD4	12	60	120	90	90	31,7	22,9	24,3	22,4	1,02	Spalten
HD4	12	60	120	90	90	31,7	20,5	24,3	22,4	0,91	Spalten
HD4	12	60	120	90	90	31,7	20,4	24,3	22,4	0,91	Spalten
HD4	12	60	120	150	150	31,7	28,2	30,7	33,7	0,92	Biegung
HD4	12	60	120	150	150	31,7	25,2	30,7	33,7	0,82	Biegung
HD4	12	60	120	150	150	31,7	25,2	30,7	33,7	0,82	Biegung
HD4	12	60	120	150	150	31,7	27,2	30,7	33,7	0,89	Biegung
HD4	15	70	140	105	105	29,5	31,5	31,0	30,9	1,02	Spalten
HD4	15	70	140	105	105	29,5	30,6	31,0	30,9	0,99	Spalten
HD4	15	70	140	105	105	29,5	32,5	31,0	30,9	1,05	Spalten
HD4	15	70	140	105	105	29,5	31,3	31,0	30,9	1,01	Spalten
HD4	15	70	140	175	175	34,8	40,5	42,7	50,5	0,95	Biegung
HD4	15	70	140	175	175	34,8	41,0	42,7	50,5	0,96	Biegung
HD4	15	70	140	175	175	34,8	41,5	42,7	50,5	0,97	Biegung
HD4	15	70	140	175	175	34,8	44,7	42,7	50,5	1,05	Biegung
HD4	18	80	160	120	120	29,5	40,6	39,4	41,9	1,03	Biegung
HD4	18	80	160	120	120	29,5	38,8	39,4	41,9	0,98	Biegung
HD4	18	80	160	120	120	29,5	42,2	39,4	41,9	1,07	Biegung
HD4	18	80	160	120	120	29,5	43,4	39,4	41,9	1,10	Biegung
HD4	18	80	160	200	200	32,8	57,4	51,9	66,3	1,11	Biegung
HD4	18	80	160	200	200	32,8	55,3	51,9	66,3	1,07	Biegung
HD4	18	80	160	200	200	32,8	56,2	51,9	66,3	1,08	Biegung
HD4	18	80	160	200	200	32,8	54,1	51,9	66,3	1,04	Biegung
HD4	24	100	200	150	150	31,4	62,8	60,6	71,2	1,04	Biegung
HD4	24	100	200	150	150	31,4	65,0	60,6	71,2	1,07	Biegung
HD4	24	100	200	150	150	31,4	50,5	60,6	71,2	0,83	Biegung
HD4	24	100	200	150	150	31,4	64,9	60,6	71,2	1,07	Biegung
HD4	24	100	200	250	250	31,4	71,0	70,9	106,7	1,00	Biegung
HD4	24	100	200	250	250	31,4	76,2	70,9	106,7	1,07	Biegung
HD4	24	100	200	250	250	31,4	70,7	70,9	106,7	1,00	Biegung
HD4	24	100	200	250	250	31,4	73,2	70,9	106,7	1,03	Biegung
HD4	28	125	250	187,5	187,5	33,5	82,3	90,3	113,6	0,91	Biegung
HD4	28	125	250	187,5	187,5	33,5	84,6	90,3	113,6	0,94	Biegung
HD4	28	125	250	187,5	187,5	33,5	80,2	90,3	113,6	0,89	Biegung
HD4	28	125	250	187,5	187,5	33,5	83,0	90,3	113,6	0,92	Biegung
HD4	28	125	250	312,5	312,5	27,3	97,5	92,3	154,0	1,06	Biegung
HD4	28	125	250	312,5	312,5	27,3	95,4	92,3	154,0	1,03	Biegung
HD4	28	125	250	312,5	312,5	27,3	82,7	92,3	154,0	0,90	Biegung

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B27: Einzelner Hülsendübel HD5 in der Ecke, n = 20

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
HD5	10	45	100	112,5	112,5	28,9	12,8	19,1	12,7	1,01	Spalten
HD5	10	45	100	112,5	112,5	28,9	12,2	19,1	12,7	0,96	Spalten
HD5	10	45	100	112,5	112,5	28,9	11,3	19,1	12,7	0,88	Spalten
HD5	10	45	100	112,5	112,5	28,9	10,9	19,1	12,7	0,86	Spalten
HD5	12	55	110	137,5	137,5	28,9	20,8	25,8	18,3	1,14	Spalten
HD5	12	55	110	137,5	137,5	28,9	15,7	25,8	18,3	0,86	Spalten
HD5	12	55	110	137,5	137,5	28,9	18,4	25,8	18,3	1,01	Spalten
HD5	12	55	110	137,5	137,5	28,9	16,4	25,8	18,3	0,90	Spalten
HD5	15	70	140	175	175	31,8	34,9	40,8	31,5	1,11	Spalten
HD5	15	70	140	175	175	31,8	34,3	40,8	31,5	1,09	Spalten
HD5	15	70	140	175	175	31,8	35,8	40,8	31,5	1,14	Spalten
HD5	15	70	140	175	175	31,8	34,6	40,8	31,5	1,10	Spalten
HD5	20	80	160	200	200	30,8	50,0	50,2	44,1	1,13	Spalten
HD5	20	80	160	200	200	30,8	46,5	50,2	44,1	1,05	Spalten
HD5	20	80	160	200	200	30,8	47,8	50,2	44,1	1,08	Spalten
HD5	20	80	160	200	200	30,8	46,1	50,2	44,1	1,05	Spalten
HD5	25	100	200	250	250	31,7	61,1	71,2	71,5	0,86	Biegung
HD5	25	100	200	250	250	31,7	64,6	71,2	71,5	0,91	Biegung
HD5	25	100	200	250	250	31,7	59,1	71,2	71,5	0,83	Biegung
HD5	25	100	200	250	250	31,7	63,8	71,2	71,5	0,90	Biegung

Tabelle B28: Einzelner Hülsendübel HD6 in der Ecke, n = 20

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
HD6	10	45	100	112,5	112,5	28,9	12,5	19,1	12,0	1,04	Spalten
HD6	10	45	100	112,5	112,5	28,9	11,2	19,1	12,0	0,93	Spalten
HD6	10	45	100	112,5	112,5	28,9	12,2	19,1	12,0	1,02	Spalten
HD6	10	45	100	112,5	112,5	28,9	10,5	19,1	12,0	0,88	Spalten
HD6	12	55	110	137,5	137,5	28,9	16,1	25,8	17,2	0,94	Spalten
HD6	12	55	110	137,5	137,5	28,9	18,0	25,8	17,2	1,05	Spalten
HD6	12	55	110	137,5	137,5	28,9	18,1	25,8	17,2	1,06	Spalten
HD6	12	55	110	137,5	137,5	28,9	15,2	25,8	17,2	0,88	Spalten
HD6	15	65	130	162,5	162,5	31,8	28,6	36,6	26,3	1,09	Spalten
HD6	15	65	130	162,5	162,5	31,8	31,3	36,6	26,3	1,19	Spalten
HD6	15	65	130	162,5	162,5	31,8	28,9	36,6	26,3	1,10	Spalten
HD6	15	65	130	162,5	162,5	31,8	30,2	36,6	26,3	1,15	Spalten
HD6	20	80	160	200	200	30,8	44,0	50,2	41,5	1,06	Spalten
HD6	20	80	160	200	200	30,8	42,9	50,2	41,5	1,03	Spalten
HD6	20	80	160	200	200	30,8	45,3	50,2	41,5	1,09	Spalten
HD6	20	80	160	200	200	30,8	46,7	50,2	41,5	1,12	Spalten
HD6	25	100	200	250	250	31,7	59,2	71,2	67,3	0,88	Spalten
HD6	25	100	200	250	250	31,7	60,2	71,2	67,3	0,90	Spalten
HD6	25	100	200	250	250	31,7	60,5	71,2	67,3	0,90	Spalten
HD6	25	100	200	250	250	31,7	61,0	71,2	67,3	0,91	Spalten

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B29: Einzelner Bolzendübel BD2 in der Ecke, n = 27

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
BD2	8	45	100	67,5	67,5	24,6	10,4	13,2	10,2	1,02	Spalten
BD2	8	45	100	67,5	67,5	24,6	10,9	13,2	10,2	1,07	Spalten
BD2	8	45	100	67,5	67,5	24,6	12,9	13,2	10,2	1,26	Spalten
BD2	8	45	100	67,5	67,5	24,6	10,1	13,2	10,2	1,00	Spalten
BD2	10	58	120	87	87	29,5	20,0	21,6	17,8	1,12	Spalten
BD2	10	58	120	87	87	29,5	16,7	21,6	19,5	0,85	Spalten
BD2	10	58	120	87	87	29,5	18,2	21,6	19,5	0,93	Spalten
BD2	10	58	120	87	87	29,5	20,4	21,6	19,5	1,04	Spalten
BD2	10	58	120	145	145	33,3	22,6	28,9	30,5	0,78	Biegung
BD2	10	58	120	145	145	33,3	19,7	28,9	30,5	0,68	Biegung
BD2	10	58	120	145	145	33,3	21,0	28,9	30,5	0,72	Biegung
BD2	12	65	130	97,5	97,5	26,4	22,5	24,9	23,9	0,94	Spalten
BD2	12	65	130	97,5	97,5	26,4	21,2	24,9	23,9	0,89	Spalten
BD2	12	65	130	97,5	97,5	26,4	19,9	24,9	23,9	0,83	Spalten
BD2	12	65	130	97,5	97,5	26,4	18,9	24,9	23,9	0,79	Spalten
BD2	12	65	130	162,5	162,5	32,7	27,6	35,1	39,1	0,78	Biegung
BD2	12	65	130	162,5	162,5	32,7	26,5	35,1	39,1	0,75	Biegung
BD2	12	65	130	162,5	162,5	32,7	27,0	35,1	39,1	0,77	Biegung
BD2	12	65	130	162,5	162,5	32,7	27,3	35,1	39,1	0,78	Biegung
BD2	16	80	150	120	120	31,4	34,0	38,7	40,7	0,88	Biegung
BD2	16	80	150	120	120	31,4	34,4	38,7	40,7	0,89	Biegung
BD2	16	80	150	120	120	31,4	35,0	38,7	40,7	0,91	Biegung
BD2	16	80	150	120	120	31,4	31,3	38,7	40,7	0,81	Biegung
BD2	16	80	160	200	200	31,8	47,4	50,5	62,1	0,94	Biegung
BD2	16	80	160	200	200	31,8	51,0	50,5	62,1	1,01	Biegung
BD2	16	80	160	200	200	31,8	45,1	50,5	62,1	0,89	Biegung
BD2	16	80	160	200	200	31,8	50,0	50,5	58,3	0,99	Biegung

Tabelle B30: Einzelner Bolzendübel BD3 in der Ecke, n = 12

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
BD3	8	50	100	120	120	37,4	23,7	22,7	17,8	1,33	Spalten
BD3	8	50	100	120	120	37,4	20,4	22,7	17,8	1,15	Spalten
BD3	8	50	100	120	120	37,4	21,7	22,7	17,8	1,22	Spalten
BD3	8	50	100	120	120	37,4	20,5	22,7	17,8	1,15	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	29,3	19,2	27,4	23,2	0,83	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	29,3	21,1	27,4	23,2	0,91	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	29,3	17,0	27,4	23,2	0,73	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	29,3	22,1	27,4	23,2	0,95	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	33,7	22,1	29,4	24,9	0,89	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	33,7	24,3	29,4	24,9	0,97	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	33,7	20,7	29,4	24,9	0,83	Spalten
BD3	10	60	110	150	150	33,7	26,9	29,4	24,9	1,08	Spalten

Anhang B – Ergebnisse weite Abstützung

Tabelle B31: Einzelner Bolzendübel BD4 in der Ecke, n = 43

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,test} [kN]	N _{u,cb,calc} [kN]	N _{u,sp,calc} [kN]	$\frac{N_{u,test}}{N_{u,calc}}$	maßgeb.
BD4	8	50	100	100	100	33,2	14,3	19,6	13,5	1,06	Spalten
BD4	8	50	100	100	100	33,2	15,5	19,6	13,5	1,15	Spalten
BD4	8	50	100	100	100	33,2	15,9	19,6	13,5	1,18	Spalten
BD4	8	50	100	100	100	33,2	16,2	19,6	13,5	1,20	Spalten
BD4	8	50	100	120	120	33,8	19,7	21,5	15,6	1,26	Spalten
BD4	8	50	100	120	120	33,8	19,3	21,5	15,6	1,23	Spalten
BD4	8	50	100	120	120	33,8	17,6	21,5	15,6	1,13	Spalten
BD4	8	50	100	120	120	33,8	18,5	21,5	15,6	1,18	Spalten
BD4	8	50	100	150	150	32,5	15,9	23,4	18,2	0,87	Spalten
BD4	8	50	100	150	150	32,5	16,1	23,4	18,2	0,89	Spalten
BD4	8	50	100	150	150	32,5	16,5	23,4	18,2	0,91	Spalten
BD4	8	50	100	150	150	32,5	16,9	23,4	18,2	0,93	Spalten
BD4	10	60	120	120	120	25,7	20,9	23,8	17,8	1,17	Spalten
BD4	10	60	120	120	120	25,7	20,9	23,8	17,8	1,17	Spalten
BD4	10	60	120	120	120	25,7	19,6	23,8	17,8	1,10	Spalten
BD4	10	60	120	120	120	25,7	20,2	23,8	17,8	1,14	Spalten
BD4	10	60	120	150	150	30,6	25,8	28,9	23,0	1,12	Spalten
BD4	10	60	120	150	150	30,6	23,3	28,9	23,0	1,01	Spalten
BD4	10	60	120	150	150	30,6	22,3	28,9	23,0	0,97	Spalten
BD4	10	60	120	150	150	30,6	22,9	28,9	23,0	1,00	Spalten
BD4	12	70	140	180	180	24,4	28,3	34,3	29,4	0,96	Spalten
BD4	12	70	140	180	180	24,4	27,5	34,3	29,4	0,93	Spalten
BD4	12	70	140	180	180	24,4	28,3	34,3	29,4	0,96	Spalten
BD4	12	70	140	180	180	24,4	29,3	34,3	29,4	1,00	Spalten
BD4	12	70	140	210	210	31,4	34,7	41,5	37,5	0,93	Spalten
BD4	12	70	140	210	210	31,4	33,8	41,5	37,5	0,90	Spalten
BD4	12	70	140	210	210	31,4	36,0	41,5	37,5	0,96	Spalten
BD4	12	70	140	210	210	31,4	35,1	41,5	37,5	0,94	Spalten
BD4	12	70	140	140	140	32,1	32,1	34,9	27,9	1,15	Spalten
BD4	12	70	140	140	140	32,1	30,0	34,9	27,9	1,08	Spalten
BD4	12	70	140	140	140	32,1	28,8	34,9	27,9	1,03	Spalten
BD4	12	70	140	140	140	32,1	32,6	34,9	27,9	1,17	Spalten
BD4	16	80	160	160	160	31,3	31,8	45,1	39,4	0,81	Spalten
BD4	16	80	160	160	160	31,3	37,5	45,1	39,4	0,95	Spalten
BD4	16	80	160	160	160	31,3	34,6	45,1	39,4	0,88	Spalten
BD4	16	80	160	240	240	21,9	37,0	42,4	44,8	0,87	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	21,9	38,9	42,4	44,8	0,92	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	21,9	39,8	42,4	44,8	0,94	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	21,9	35,5	42,4	44,8	0,84	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	30,4	42,9	49,9	52,8	0,86	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	30,4	42,4	49,9	52,8	0,85	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	30,4	47,2	49,9	52,8	0,95	Biegung
BD4	16	80	160	240	240	30,4	45,3	49,9	52,8	0,91	Biegung

Anhang C: Gegenüberstellung Ergebnisse enge und weite Abstützung

Nachfolgend werden Ergebnisse mit weiter und enger Abstützung aus Untersuchungen mit gleichen Produkten und gleichen geometrischen Parametern gegenübergestellt. Die Betondruckfestigkeit wurde dazu gegebenenfalls auf einen gemeinsamen Wert umgerechnet. Im Falle von Ergebnissen aus experimentellen Untersuchungen sind die Serienmittel angegeben.

C1 Numerische Ergebnisse

C1.1 Verbunddübel

Tabelle C1: Einzelner Verbunddübel am Rand und in der Ecke

Produkt	d [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,weit} [N/mm ²]	N _{u,eng} [kN]	s _u [mm]
VB1	12	120	180	120	999	33	61,7	150,0	0,41
VB1	12	120	500	120	999	33	72,0	167,5	0,43
VB1	12	120	500	160	999	33	80,9	194,0	0,42
VB1	12	120	360	40	40	33	27,6	58,9	0,47
VB1	12	120	360	80	80	33	44,8	94,5	0,47
VB1	12	120	360	120	120	33	58,5	133,9	0,44
VB1	12	120	360	160	160	33	70,4	166,2	0,42

C1.2 Kopfbolzen

Tabelle C2: Einzelner Kopfbolzen am Rand und in der Ecke

d _s [mm]	d _K [mm]	h _{ef} [mm]	h [mm]	c ₁ [mm]	c ₂ [mm]	f _{cm,cube} [N/mm ²]	N _{u,weit} [kN]	N _{u,eng} [kN]	$\frac{N_{u,weit}}{N_{u,eng}}$
12	20	120	150	120	999	33	71,1	132,6	0,54
12	20	120	150	180	999	33	78,2	182,8	0,43
12	20	120	180	180	999	33	83,8	201,7	0,42
12	20	120	240	180	999	33	95,7	226,3	0,42
12	20	120	360	180	999	33	103,8	277,5	0,37
12	20	120	600	60	999	33	54,1	99,2	0,55
12	20	120	600	120	999	33	91,4	170,7	0,54
12	20	120	600	180	999	33	104,0	274,9	0,38
12	20	120	600	240	999	33	114,8	362,1	0,32
12	20	240	270	120	999	33	118,5	283,2	0,42
12	20	120	150	180	180	33	66,7	162,9	0,41
12	20	120	300	180	180	33	93,4	186,9	0,50
12	20	120	600	120	120	33	80,0	131,2	0,61
12	20	120	600	180	180	33	96,6	209,0	0,46

C2 Experimentelle Ergebnisse

C2.1 Verbunddübel

Tabelle C3: Einzelner Verbunddübel am Rand

Produkt	d [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$N_{u,weit}$ [kN]	$N_{u,eng}$ [kN]	$\frac{N_{u,weit}}{N_{u,eng}}$
1	12	120	240	30	999	30,4	38,2	59,0	0,65
1	12	120	240	60	999	30,4	51,0	81,0	0,63

C2.2 Metallspreizdübel

Tabelle C4: Einzelner Hülsendübel am Rand und in der Ecke

Produkt	d [mm]	h_{ef} [mm]	h [mm]	c_1 [mm]	c_2 [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	$N_{u,weit}$ [kN]	$N_{u,eng}$ [kN]	$\frac{N_{u,weit}}{N_{u,eng}}$
HD1	18	80	120	120	999	33,0	36,7	40,3	0,91
HD1	18	80	320	120	999	33,0	50,9	66,5	0,76
HD1	18	80	120	120	120	33,0	31,2	37,2	0,84
HD1	18	80	320	120	120	33,0	43,8	46,5	0,94

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name Thorsten Hür
Geburtsdatum/ -ort 05. August 1973 in Rheine
Familienstand ledig

Berufliche Tätigkeit

seit 03/2011 Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Dieter Hür
in Lingen
06/2008 – 02/2011 WSP CBP Tragwerksplanung GmbH in Stuttgart
12/2000 – 02/2008 wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Werkstoffe
im Bauwesen der Universität Stuttgart,
Abteilung Befestigungstechnik

Hochschulstudium

10/1994 – 01/2000 Studium der Fachrichtung Bauingenieurwesen
an der RWTH-Aachen
Vertieferrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
Abschluss: Diplom-Ingenieur
05/1998 – 11/1999 Studentische Hilfskraft am Lehrstuhl für Stahlbau

Wehrdienst

7/1993 – 7/1994 Grundwehrdienst in Rheine und Lingen

Schulbildung

1980 – 1986 Grundschule und Orientierungsstufe Lingen
1986 – 1993 Gymnasium Georgianum Lingen
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife